



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



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU (UMMTO)
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE

Spécialité : Génie Civil

Option : structures

Thème

**Etude du comportement mécanique d'un
poteau renforcé par chemisage en béton armé
- Simulation sur Abaqus -**

Présenté par :

***M^{elle}* BENSALMA Nassira**

Proposé et dirigé par :

Mr. BOUKAIS Said

Promotion : 2018/2019

Remerciements

Je tiens à exprimer, en premier lieu, ma gratitude à toutes les personnes qui ont contribué chacun à sa manière dans la réalisation de ce mémoire de fin d'études à savoir : mes enseignants, mes collègues, mes amis et ma famille.

Que M.BOUKAIS Said, mon promoteur trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance pour son encadrement, ses précieux conseils et sa disponibilité.

Il m'a en plus apporté toute son aide en mettant à ma disposition tous les moyens nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi M KEZMANE. Ali pour avoir été à l'origine de ce thème, pour sa contribution, son soutien et ses encouragements. Il m'a consacré beaucoup de son précieux temps et mis à ma disposition ses connaissances dans le domaine.

Je tiens à remercier également Amine NEKMOUCHE, pour leur aide, leur soutien et leur disponibilité le long de ce travail et me permettant ainsi de résoudre les problèmes rencontrés dans Abaqus.

Je remercie enfin, les membres du jury pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

Mon cher *Père* et ma chère *Mère*, sans qui, je ne serai pas parvenue à ce stade d'études, que dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et à aller au-delà de leurs espérances et qu'il leur prête encore une longue vie où régnerait paix, santé et bonheur.

Mon frère Ahmad

Mon frère Abdenour

Ma sœur Kahina, son mari Omare et leurs enfants

Ma sœur Farida, son mari Amer et leurs enfants

Ma sœur Tassadita, son mari Kamal et leurs enfants

Mes cousins et cousines

A tou(te)s mes ami(e)s

Et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce mémoire

Table des matières

Introduction général

1. Introduction	1
2. Objectif.....	2

Chapitre 01 : Procédure de renforcements externes des éléments en béton armé

1.1. Introduction.....	3
1.2. Stratégies de renforcement	3
1.3. Techniques de renforcement/réhabilitation	3
1.4. Renforcement par chemisage en béton armé	4
1.4.1. Mise en œuvre	5
1.4.2. Conclusion.....	6

Chapitre 02 : Présentation du cadre de modélisation

2.1. Introduction	7
2.2. Modélisation et simulation	7
2.2.1. Abaqus/Standard	7
2.2.2. Abaqus/Explicit	7
2.3. Stratégie de résolution	7
2.4. Modélisation des éléments	9
2.4.1. Choix pour le béton	9
2.4.2. Choix pour l'acier.....	10
2.5. Modélisation des matériaux	10
2.5.1. Modélisation du Béton	10
2.5.2. Modélisation de l'acier.....	21
2.6. Présentation du logiciel Abaqus	23
2.7. Conclusion.....	29

Chapitre 03 : Validation du modèle expérimental

3.1. Introduction	30
3.2. Présentation du modèle	30
3.2.1. Description du poteau PRef1	30
3.2.2. Modèle numérique.....	31
3.3. Les lois et les paramètres des matériaux	32
3.3.1. Béton	32
3.3.2. Acier	33
3.4. Résultats et discussion.....	34
3.4.1. Comportement global	34
3.4.1.1. Vérification du critère énergétique.....	34
3.4.1.2. Evaluation du comportement global	34
3.4.2. Evolution des dommages	35
3.4.3. Conclusion.....	38

Chapitre 04 : Chemisage de poteau en béton armé

4.1. Introduction	39
4.2. Modèles renforcés par chemisage en béton armé de 5cm.....	39
4.2.1. Modèle MRC5f0.1	40
4.2.2. Modèle MRC5f0.3	42
4.2.3. Modèle MRC5f0.5	43
4.2.4. Modèle MRC5CP.....	44
4.2.5. Comparaison et discussion des résultats relatifs aux différents modèles.....	45
4.3. Modèles renforcés par chemisage en béton armé de 10 cm.....	46
4.4. Conclusion.....	47

Conclusion générale

Conclusion générale.....	49
--------------------------	----

Références bibliographiques

Références bibliographiques.....	50
----------------------------------	----

Liste de figures

Chapitre 01 Procédure de renforcement externe des éléments en béton armé.

Figure 1.1 : Stratégies de réhabilitation [A. Ghobarah et al. 2000]	3
Figure 1.2 : Cas de chemisage de poteau en béton armé.....	4
Figure.1.3 : Augmentation de la rugosité du poteau.	5
Figure 1.4 : Mise en place des armatures de renforcement.	6

Chapitre 02 : Présentation du cadre de modélisation

Figure 2.1 : Histoire des énergies pour un problème quasi-statique. [Kezmane 2015]	8
Figure 2.2 : Déplacement imposé en utilisant smoothstep. [Kezmane 2015]	8
Figure 2.3 : Élément C3D8R.....	9
Figure 2.4 : Interaction des armatures avec le béton [Kezmane 2015].	10
Figure 2.5 : Elément utilisé pour les aciers.	10
Figure 2.6 : Modèle CDP. [Kezmane et al 2016].....	11
Figure 2.7 : Fonction de charge du modèle CDP	14
Figure 2.8 : Courbe contrainte-déformation en traction sous chargement uni axial	16
Figure2.9 : Courbe contrainte-déformation en compression sous chargement uni axial.	16
Figure 2.10 : Effet du paramètre de récupération de la rigidité en compression	16
Figure 2.11 : Comportement uni-axial sous chargement cyclique.	16
Figure2.12 : Densité d'énergie de fissuration, (a) en traction, (b) en compression	19
Figure 2.13 : Définition de la valeur d'endommagement nécessaire pour l'identification du paramètre en traction (à droite: Shah Test 1985).	20
Figure 2.14 : Définition de la valeur d'endommagement nécessaire pour l'identification du paramètre en compression (à droite: karsan test 1969).	21
Figure 2.15 : Modèle adapté de Belarbi [Belarbi and Hsu 2004].....	22
Figure 2.16 : Présentation de l'interface Abaqus	23
Figure 2.17 : Module PART.....	24
Figure 2.18 : Module Property	25
Figure 2.19 : Module Assembly	25
Figure 2.20 : Module Step.....	26
Figure 2.21 : Module Interaction.....	27

Figure 2.22 : Module Load.....	27
Figure 2.23 : Module Mesh.....	28
Figure 2.24 : Module job.....	28
Figure 2.25 : Module visualization	29

Chapitre 03 Validation du modèle expérimental

Figure 3.1 : Géométrie des corps d'épreuve.	30
Figure 3.2 : Vue d'ensemble du ferrailage des corps d'épreuve.....	31
Figure 3.3 : Vue de profil du ferrailage pour les corps d'épreuve utilisant des cadres HA6..	31
Figure 3.4 : Modèle éléments finis du poteau de SODAINE [SODAINE 2011] sous Abaqus.....	32
Figure 3.5 : Vérification du critère énergétique pour le poteau	34
Figure 3.6 : Superposition des courbes force-déplacement des modèles numérique et expérimental.....	35
Figure 3.7 : Visualisation de l'état mécanique correspondant à l'initiation des fissures (F = 34 KN).....	35
Figure 3.8 : Visualisation de l'état mécanique correspondant à F = 44.6 KN (état intermédiaire).	36
Figure 3.9 : Visualisation de l'état mécanique correspondant à la charge ultime (F = 54.66 KN).....	37
Figure 3.10 : Visualisation des dommages correspondants à la charge de rupture.....	37

Chapitre 04 Chemisage de poteau en béton armé

Figure 4.1 : Géométrie et ferrailage du poteau renforcé avec une chemise d'épaisseur 5cm... 40	40
Figure 4.2 : Comparaison des courbes forces déplacements : MC et MRC5f0.1	42
Figure 4.3 : Comportement ultime du modèle MRC5f0.1(Correspondant à la charge ultime de 73.78 KN).....	43
Figure 4.4 : Comparaison des courbes forces déplacements : MC et MRC5Cf0.3.....	42
Figure 4.5 : Comportement ultime du modèle MRC5f0.3(Correspondant à la charge ultime de 73.74 kN).....	42
Figure 4.6 : Comparaison des courbes forces déplacements : MC et MRC5Cf0.5.....	43
Figure 4.7 : Comportement ultime du modèle MRC5f0.5(Correspondant à la charge ultime de 72.95 KN).....	43
Figure 4.8 : Comparaison des courbes forces déplacements : MC et MRC5CP.....	44
Figure 4.9 : Comportement ultime du modèle MRC5CP(Correspondant à la charge ultime de 89.55 KN).....	44

Figure 4.10 : Superposition des courbes force-déplacement des modèles MC, MRC5Cf0.1, MRC5Cf0.3, MRC5Cf0.5et MRC5CP	45
Figure 4.11 : Comparaison des courbes forces déplacements : MC et MRC10f0.3.	46
Figure 4.12 : Comportement ultime du modèle MRC10f0.3(Correspondant à la charge ultime de 92.82 KN)	47
Figure 4.13 : Superposition des courbes force-déplacement des modèles MC, MRC5Cf0.1, MRC5Cf0.3, MRC5Cf0.5et MRC5CPet MRC10f0.3.	47

Liste des tableaux

Chapitre 03 Validation du modèle expérimental

Tableau 3.1 : Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton.....	33
Tableau 3.2 : Caractéristiques du matériau acier	33

Chapitre 04 Chemisage de poteau en béton armé

Tableau 4.1 : Identification des modèles utilisés	39
Tableau 4.2 : Récapitulatif des résultats relatifs au comportement mécanique global des différents modèles.	45
Tableau 4.3 : Récapitulatif des résultats relatifs au comportement mécanique global des différents modèles.	48

Introduction général

1. Introduction	1
2. Objectif	2

1. Introduction

L'Algérie a été soumise à des actions sismiques violentes, qui ont fait de nombreuses victimes et beaucoup de dégâts. On peut citer en particulier ceux de chlef en 1980 et Boumerdes en 2003, qui resteront graver à jamais dans la mémoire des Algériens, tant l'ampleur des dégâts humains et matériels a été très importante.

Ce n'est qu'à travers les erreurs qu'on apprend à éviter le pire pour les générations futur, dans d'autres pays ces phénomènes ne sont plus vulnérables à travers la critique, l'amélioration de leurs règles ainsi que les recherches menées dans ce domaine qui ne cessent d'évoluer afin de mieux se prémunir et éviter d'autres catastrophes.

Ce n'est qu'à travers les erreurs qu'on apprend à éviter le pire pour les générations futures. Dans certains pays, ces phénomènes sont plus ou moins maitrisés du fait de leur prise en charge par l'actualisation, notamment de la réglementation en vigueur. Il faudrait penser à court, moyen et long terme selon un schéma bien définit. Définir les priorités, cibler les constructions vulnérables et éviter de reproduire ces types de structures inadaptés et renforcer les ouvrages existants selon leurs degrés de vulnérabilité.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur le respect de la réglementation parasismique, la conception architecturale parasismique et la mise en œuvre soignée de la construction. Le dimensionnement d'une structure sous les actions d'un séisme dépend du comportement ductile ou non ductile. Dans le cas d'un comportement non ductile, la structure est rigide et résistante, générant des coûts élevés. L'ouvrage subira peu de dégâts pour un séisme d'une certaine importance.

Toutefois si les valeurs admises pour le dimensionnement sont dépassées, la structure pourrait s'écrouler de façon fragile. Le comportement ductile permet une dissipation d'énergie considérable dans certaines sections choisies sans provoquer l'écroulement de la structure globale. Le dimensionnement permet d'adopter des sections optimales et conduisant à des structures plus économiques. Cependant, il est à noter que la structure peut subir, déjà pour des séismes de faible magnitude, des déformations plastiques qui nécessitent une réparation ou un renforcement de certaines sections. Actuellement, il existe plusieurs méthodes pour le renforcement des structures vis-à-vis du séisme, dans le but d'augmenter leur capacité.

Une des méthodes de réparation couramment utilisée, consiste au renforcement externe de structure en béton armé. Cette technique, utilisée pour réhabiliter ou augmenter la résistance des structures en béton armé (BA) lorsque celles-ci présentent des dégradations de matériaux, des défauts de conception, d'exécution ou lorsque le chargement actuel nécessite une structure plus résistance pour la sécurité. Le principe de cette technique peut être, le remplacement des matériaux dégradés par des composants analogues ou éventuellement par des matériaux beaucoup plus performants que ceux de la structure initiale, ou bien d'augmenter la section brute de l'élément de structure.

2. Objectif

Le mode de renforcement préconisé dans la région de Boumerdes, après le séisme de 2003, étant principalement le chemisage en béton armé. Cette méthode (vu l'urgence) a été utilisée aléatoirement. L'objectif principal de ce travail se penche sur la chemise de renforcement, plus particulièrement à son épaisseur et à son ferrailage, mais aussi à l'interface entre l'ancien et le nouveau béton. L'élément choisi étant un poteau en béton armé testé expérimentalement.

Ce travail comporte quatre (04) chapitres :

Le premier chapitre constitue une synthèse de la procédure de renforcement d'éléments de structure en béton armé. Les stratégies et les techniques de renforcement et de réparation relatives à leur réhabilitation, ainsi que leur mise en œuvre sont exposées.

Le deuxième chapitre présente la modélisation du comportement mécanique et numérique des matériaux ainsi qu'une présentation succincte du logiciel ABAQUS. En effet, la modélisation et la simulation, ainsi que la stratégie de résolution sous ABAQUS a été relevée. Le choix s'est porté sur le modèle de comportement CDP (concrete damaged plasticity), disponible dans la bibliothèque de ce logiciel. Il est destiné pour les structures en béton armé. Sa particularité est l'association de l'endommagement à la plasticité. Le modèle de comportement CDP est défini et explicité dans ce chapitre.

Le troisième chapitre réservé pour la validation du modèle expérimental. La géométrie ainsi que les caractéristiques des matériaux du modèle expérimental sont illustrées. Les lois et les paramètres sont injectés dans le logiciel ABAQUS. Les résultats illustrés par le graphe des énergies et celui de la superposition des courbes force/déplacement sont satisfaisants.

Le dernier chapitre est consacré au renforcement de poteau par chemisage en béton armé. Les modèles sont exposés, les résultats sont évalués (analyse et discussion).

Ce travail est résumé par une conclusion générale, et des perspectives quant à la suite à donner à cette recherche sont émises.

Chapitre 01

Procédure de renforcements externes des éléments en béton armé

Sommaire du chapitre 01

1.1 Introduction.....	3
1.2 Stratégies de renforcement	3
1.3 Techniques de renforcement/réhabilitation	3
1.4 Renforcement par chemisage en béton armé	4
1.4.1 Mise en œuvre	5
1.4.2 Conclusion.....	6

1.1. Introduction

Les ouvrages en béton armé, avec le temps, ont plusieurs types de dégradation (mécanique, chimiqueetc.). Le renforcement extérieur des éléments structuraux peut être la solution pour résoudre efficacement ces multiples problèmes. Une revue de la procédure de renforcement des poteaux est étalée dans les sections ci-dessous.

1.2. Stratégies de renforcement

Les stratégies de renforcement ne peuvent pas être classées par ordre de coût ni de difficulté, mais plutôt par les résultats d'un diagnostic relatif à la nature et au degré du désordre constatés. Il est impératif de relever la défaillance, pour proposer une solution conforme, pouvant améliorer le comportement mécanique du poteau considéré. La figure 1.1 montre schématiquement comment appréhender un renforcement en tenant compte des manques relevés lors du diagnostic (prise en charge de la rigidité, de la résistance ou de la ductilité).

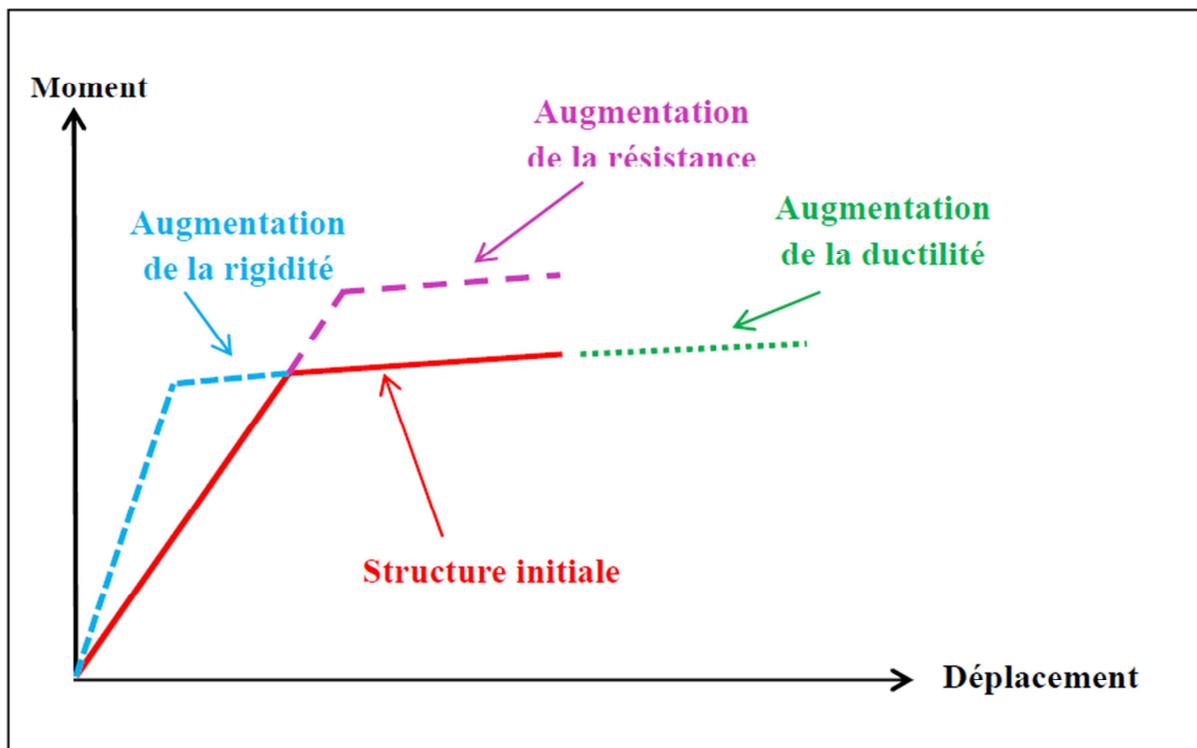


Figure 1.1 : Stratégies de réhabilitation [A. Ghobarah et al. 2000]

1.3. Techniques de renforcement/réhabilitation

Dans le domaine du génie civil, il existe de nombreuses procédures de renforcement ou de réparation des structures (chemisage en béton armé ; chemisage en acier ; renforcement avec des matériaux composites ...etc.).

Parmi toutes les techniques de renforcement existantes, l'étude présentée dans ce mémoire se concentre sur les techniques applicables aux poteaux, et vise à quantifier les apports du renforcement tant en résistance, rigidité qu'en ductilité. Le renforcement des poteaux est un véritable enjeu par rapport à la vulnérabilité du parc immobilier, aussi diverses solutions de renforcement des poteaux en béton armé existent, certaines étant plus anciennes et plus

maitrisées que d'autres. Néanmoins, des techniques innovantes telles que l'utilisation des matériaux composites et le chemisage en béton armé, sont apparues et permettent de renforcer de manière efficace les poteaux en béton armé, toujours dans le souci de réduire la vulnérabilité des structures [R.Sadone et al. 2011].

1.4. Renforcement par chemisage en béton armé

Le renforcement des poteaux avec le chemisage en béton armé, consiste en une augmentation de la section (figure 1.2). La chemise (l'enveloppe de chemisage) est munie d'armatures longitudinales et transversales. Ces nouvelles armatures sont reliées au ferrailage existant par des tiges (des chevilles).

Cette technique permet d'assurer une augmentation de la résistance en flexion et au cisaillement, par conséquent une évolution de la capacité de déformation.

Cette technique présente des avantages car peu coûteuse (du fait des matériaux utilisés) et une main d'œuvre non qualifiée, mais aussi des inconvénients mentionnés ci-dessous :

- ✓ Augmentation considérable des sections donc du poids de la structure
- ✓ Les éléments sont plus encombrants et moins esthétiques.
- ✓ Nécessité de mettre hors service l'ouvrage à renforcer, pendant la durée des travaux qui est généralement longue.
- ✓ Transport des matériaux.
- ✓ Nécessité de coffrages.
- ✓ Mise en œuvre souvent difficile.

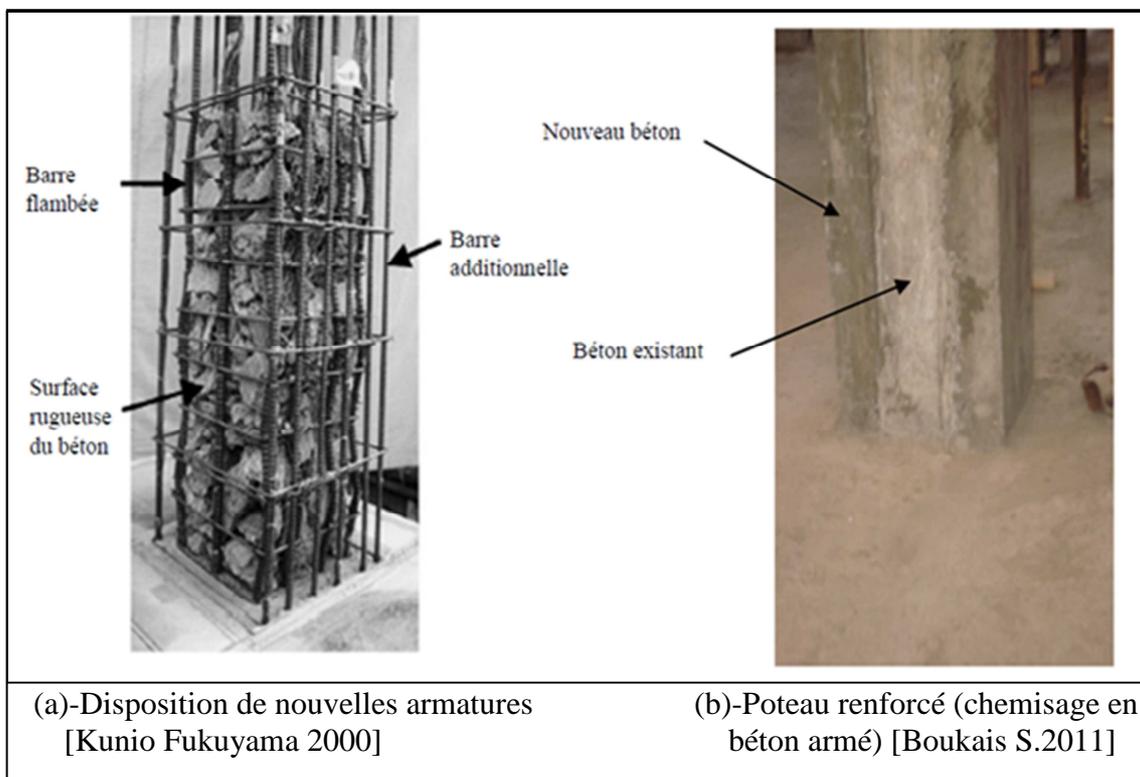


Figure 1.2 : Cas de chemisage de poteau en béton armé.

1.4.1. Mise en œuvre

Le chemisage en béton armé peut être continu entre les étages ou discontinu. Dans le cas d'un chemisage des poteaux pour assurer une augmentation de flexion, cela conduit à un renforcement continu, alors que, pour améliorer la capacité de résistance et de déformation vis-à-vis de l'effort tranchant, un chemisage discontinu est adopté [F.ABOUCHAKRA et al. 2016].

La réalisation de cette technique nécessite les étapes suivantes :

- Préparer les zones endommagées, éventuellement (enlever le béton détérioré).
- Percer des trous dans les planchers et les fondations pour assurer la continuité entre les éléments.
- Nettoyage et sablage du support initial.
- Ancrage et scellement de chevilles pour fixation d'armatures additionnelles.
- Fixation des armatures additionnelles avec les tiges d'ancrage (figure. 1.3).
- Étalage d'une couche d'époxy sur la surface de béton existant.
- Coulage de l'enveloppe en béton.



Figure.1.3 : Augmentation de la rugosité du poteau.



Figure1.4 : Mise en place des armatures de renforcement.

1.4.2 Conclusion

Le chemisage en béton armé de poteau, améliore sa capacité de déformation, augmente sa rigidité et en même temps sa résistance à la flexion et au cisaillement.

Chapitre 02

Présentation du cadre de modélisation

Sommaire du chapitre 02

2.1. Introduction	7
2.2. Modélisation et simulation	7
2.2.1. Abaqus/Standard	7
2.2.2. Abaqus/Explicit	7
2.3. Stratégie de résolution	7
2.4. Modélisation des éléments	9
2.4.1. Choix pour le béton	9
2.4.2. Choix pour l'acier.....	10
2.5. Modélisation des matériaux	10
2.5.1. Modélisation du Béton	10
2.5.2. Modélisation de l'acier.....	21
2.6. Présentation du logiciel Abaqus	23
2.7. Conclusion.....	29

2.1. Introduction

Le poteau en béton armé est un élément de structure conçu généralement pour faire face à la charge latérale et verticale dans la structure. Il est plus que nécessaire de connaître leur comportement sous différentes sollicitations.

La prédiction numérique de ce poteau exige des modèles fiables et efficaces, qui peuvent prendre en compte le comportement des matériaux et traduire les observations expérimentales.

2.2. Modélisation et simulation

La modélisation par éléments finis est basée sur une approche géométrique, une fois cette géométrie approchée, il faut choisir un espace d'approximation de la solution du problème.

Un modèle élément fini en trois dimensions est développé pour la simulation d'un poteau en béton armé, sous un chargement latéral et vertical, avec le code de calcul Abaqus [Abaqus6.14]. Le programme Abaqus, dispose de deux principaux modèles d'analyse qui sont le module Standard et le module Explicite. Ces modules utilisent différentes stratégies de résolution pour résoudre des problèmes non linéaires quasi-statiques et dynamiques.

2.2.1. Abaqus/Standard

Ce module utilise un schéma implicite avec un chemin de résolution itératif des équations à résoudre, et il approche la solution par des cycles successifs d'équilibre.

2.2.2. Abaqus/Explicit

C'est un module qui utilise une méthode de résolution explicite pour l'intégration temporelle des problèmes dynamiques. Elle permet notamment une meilleure prise en compte des problèmes à force de non linéarité matérielle est donc particulièrement adaptée pour les matériaux à comportement adoucissants, comme le béton.

2.3. Stratégie de résolution

Abaqus Explicit utilise la méthode des différences centrales pour intégrer les équations du mouvement explicitement dans le temps, en utilisant les conditions cinématiques à un incrément pour calculer les conditions cinématiques à l'incrément suivant (Abaqus6.14).

L'application explicite d'Abaqus a des problèmes quasi-statiques nécessitant des considérations particulières. La solution statique est un processus considérablement long par rapport à une solution dynamique, elle nécessite un nombre excessif de petit temps d'incrément.

Le graphique de l'énergie doit être étudiée, pour évaluer et déterminer si la simulation du problème quasi-statique est obtenue avec succès en utilisant Abaqus / Explicit. Pour un comportement quasi-statique, les travaux appliqués par les forces extérieures doivent être à peu près égaux à l'énergie interne du système, et l'énergie cinétique doit être maintenue inférieure à 10% de l'énergie interne dans la plupart des processus (Abaqus 6.14) (figure 2.1), L'équation de l'énergie peut être énoncée comme suit :

$$E_I + E_V + E_{KE} + E_{FD} + E_w = E_{Total} = \text{Constante}$$

E_I : est l'énergie interne (énergie de déformation élastique et plastique).

E_V : est l'énergie absorbée par la dissipation visqueuse.

E_{KE} : est l'énergie cinétique.

E_{FD} : est l'énergie absorbée par la dissipation par frottement,

E_W : est l'énergie (travail) des forces extérieures,

E_{Total} : est l'énergie totale du système, considérée comme une valeur constante.

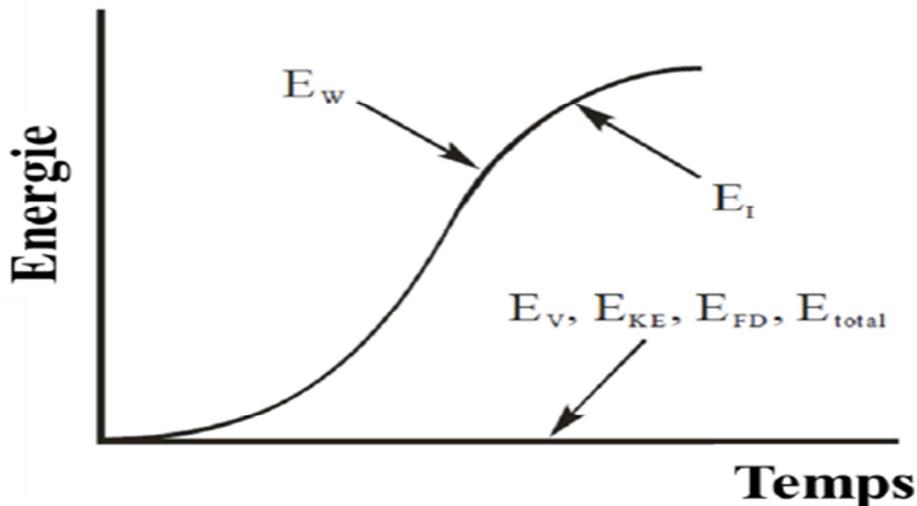


Figure 2.1 : Histoire des énergies pour un problème quasi-statique. [Kezmane2015]

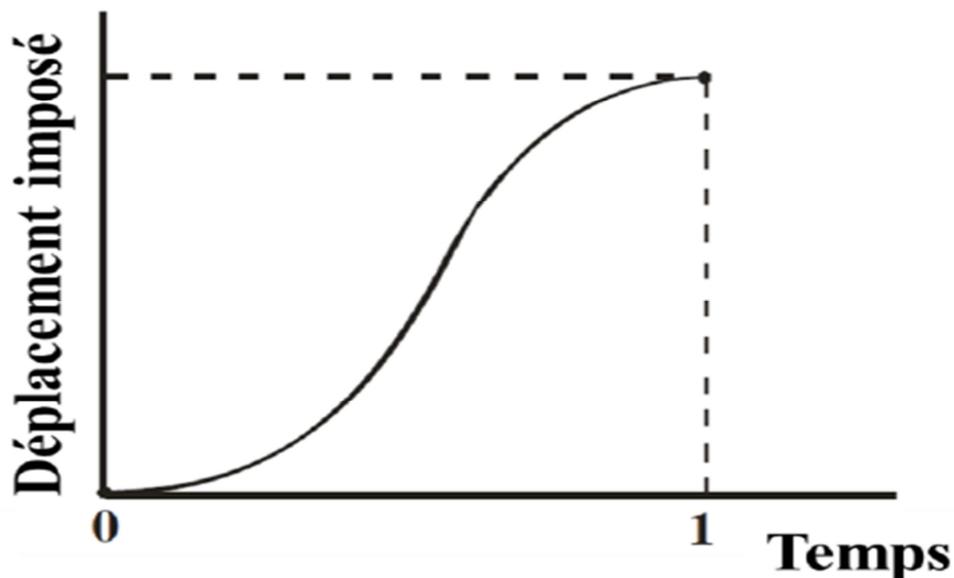


Figure 2.2 : Déplacement imposé en utilisant smoothstep.[Kezmane 2015].

La simulation d'un problème quasi-statique, en utilisant le chemin de résolution « dynamique explicite », nécessite une augmentation du taux de charge de sorte que le même événement physique se produit en moins de temps. L'intérêt de ce procédé est de montrer que la solution est proche de celle statique réelle et que les effets dynamiques restent insignifiants. Pour plus

d'efficacité et de précision, l'analyse quasi-statique nécessite l'application d'un chargement qui serait aussi lisse que possible, comme le montre (la Figure 2.2). Généralement, un chargement lisse produira des résultats de charge-déformation lisses, bien que certains taux de chargement et les proportions de l'énergie peuvent présenter des résultats avec quelques oscillations ; d'où l'utilisation d'une fonction d'amplitude lisse (Smoothstep dans Abaqus) pour définir le taux de chargement, afin d'assurer la précision de l'analyse.

L'option de Massscaling permet que l'analyse soit effectuée d'une manière efficace sans augmenter artificiellement le taux de chargement. Un taux de charge de 1 mm /s et un facteur d'échelle de masse de 500 sont utilisés dans l'analyse par éléments finis dans la présente étude, choisis sur la base de l'équilibre énergétique et l'économie de durée de calcul pour l'ensemble du système.

2.4. Modélisation des éléments

Les éléments solides en trois dimensions sont utilisés pour la modélisation du béton, alors qu'une approche discrète est adoptée pour l'acier.

La modélisation du comportement de poteau en béton armé se fait à travers cinq étapes principales, à savoir; modélisation géométrique, étude et définition des lois de comportement appropriées, définition des conditions aux limites, application du chargement et la résolution non linéaire.

2.4.1. Choix pour le béton

Le béton est modélisé avec des éléments tridimensionnels à 8 nœuds (cubiques). Abaqus Explicit offre deux types d'éléments pour les problèmes non linéaires.

Les deux éléments disponibles pour le béton, sont des éléments linéaires solides à huit nœuds avec une intégration réduite (C3D8R) ou avec modes incompatibles (C3D8I) (intégration totale), chaque nœud de l'élément possède trois degrés de liberté en translation. D'après Gebreyohaness (Gebreyohaness et al 2012) et Liu (Liu 2008), les éléments C3D8R avec une intégration réduite sont efficaces pour la modélisation du béton, donne une meilleure corrélation avec les résultats expérimentaux, et réduit le temps de calcul tout en donnant des résultats similaires aux éléments avec une intégration totale C3D8I. Les éléments utilisés pour le béton dans cette étude sont les éléments C3D8R, qui sont représentés par (la figure 2.3).

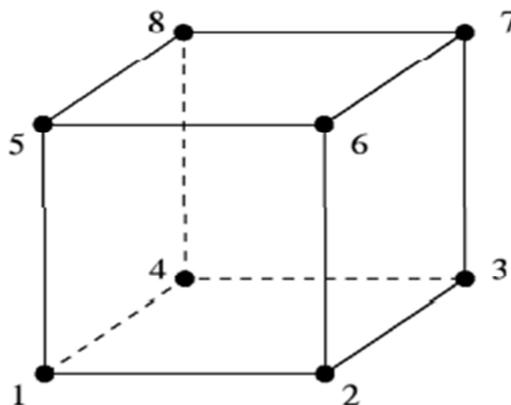


Figure 2.3 : Élément C3D8R.

2.4.2. Choix pour l'acier

Les deux éléments disponibles pour les aciers, sont les éléments treillis à deux nœuds (Truss élément T3D2) et des éléments poutres à deux nœuds (B31). Les éléments treillis peuvent véhiculer seulement des efforts axiaux de compression ou de traction, mais ils ne peuvent pas véhiculer des efforts de flexion et de cisaillement.

Cependant, les éléments poutres peuvent véhiculer des efforts de compression et de traction axiale, ainsi que ceux de cisaillement et de flexion. Généralement, dans le dimensionnement des structures en béton armé, les armatures sont considérées comme des éléments qui tiennent compte seulement des efforts axiaux, et la contribution de la résistance des aciers au cisaillement et flexion reste minimale.

Cependant, d'après Kassem, (Kassem 2010), Liu (Liu et al 2008) et Gebreyohannes (Gebreyohannes et al 2012), la modélisation des aciers dans les structures en béton armé doit tenir compte du cisaillement et de la flexion en plus des efforts axiaux. Pour cela les éléments B31 sont utilisés dans la présente étude figure 2.4bet figure 2.5.

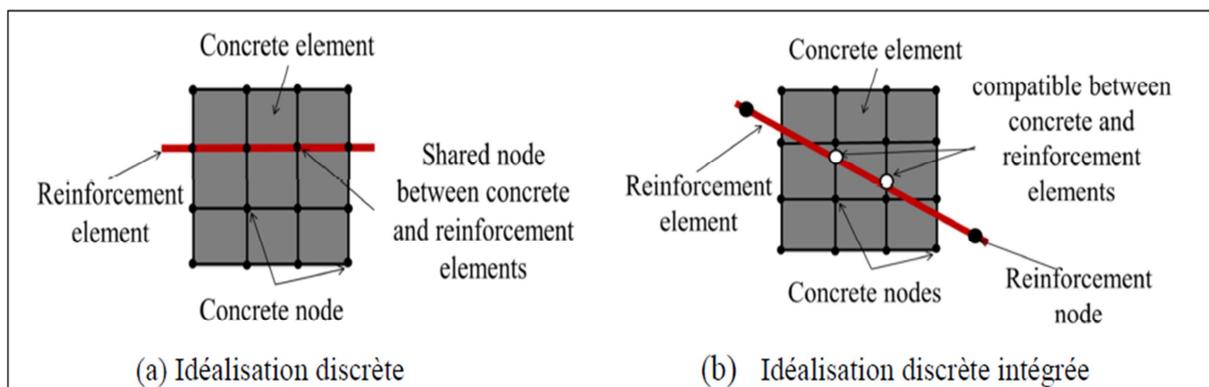


Figure 2.4 : Interaction des armatures avec le béton [Kezmane 2015].

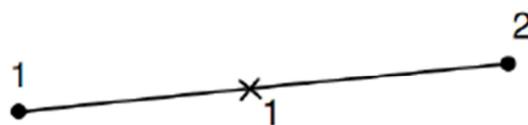


Figure 2.5 : Elément utilisée pour les aciers.

2.5. Modélisation des matériaux

2.5.1. Modélisation du Béton

Le béton appartient à la famille des matériaux quasi-fragile. Pour des charges relativement faibles, le béton reste dans le domaine élastique, c'est-à-dire que les déformations sont le résultat de mouvements quasi réversibles d'atomes. Pour des sollicitations plus importantes, la rupture a lieu rapidement d'où le caractère fragile de ce matériaux. C'est le phénomène de la décohésion pâte-grains qui donne alors lieu à des déformations permanentes et de ruptures.

Des glissements apparaissent dans les cristaux des grains, contribuant eux aussi à la déformation permanente qui se produit à volume constant [Lemaitre 2001].

Il y a trois principaux modèles pour le béton dans la bibliothèque de matériaux d'Abaqus explicit. Les modèles de fissuration répartie (Concrete Smearred Cracking) et de rupture fragile (Brittle Cracking) du béton, sont principalement conçus pour des chargements monotones et ne peuvent être appliqués pour des chargements cycliques. Par contre, le modèle Concrete Damaged Plasticity (CDP) est considéré pour être en mesure de mieux représenter le comportement du béton basé sur la théorie du couplage entre l'endommagement (représentation de l'effet unilatéral du béton) et la plasticité (représentation des déformations irréversibles), divers types de chargements peuvent être appliqués, y compris le chargement cyclique.

Les caractéristiques du modèle CDP sont exposées dans la partie ci-dessous. L'endommagement est introduit dans la définition du module d'élasticité, et les déformations plastiques de traction et de compression représentent le comportement inélastique du béton (figure 3.6). Deux indices d'endommagement différents sont nécessaires pour définir l'endommagement en traction et en compression séparément.

Le modèle CDP peut être utilisé pour le chargement cyclique en considérant explicitement l'effet unilatéral, c'est à dire, la rigidité à la compression est récupérée lors de la fermeture de la fissure (passage du chargement de traction à un chargement de compression). Une règle d'écoulement non associée est utilisée pour calculer le taux de déformation plastique, car la règle de flux associatif pourrait entraîner le problème dans le contrôle de la dilatation du béton.

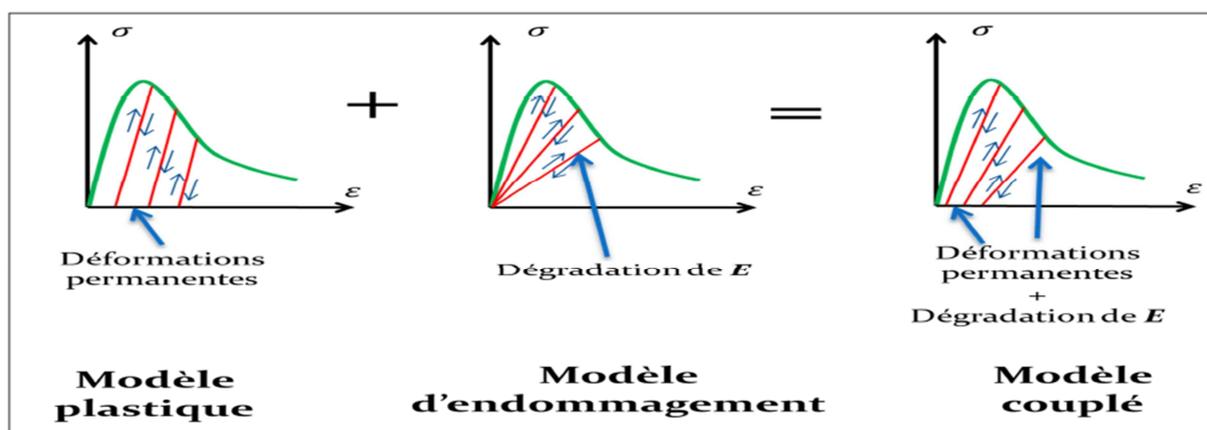


Figure 2.6 : Modèle CDP [Kezmane et al 2016]

a) Décomposition des déformations

La déformation totale se compose d'une partie élastique et d'une partie plastique. Les déformations élastiques mettent en œuvre une énergie dite élastique réversible qui est donc restituée lors de toute décharge, tandis que les déformations plastiques conduisent à la dissipation en chaleur d'une énergie irréversible.

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \dots\dots\dots 2.1$$

b) Relation contrainte-déformation

La relation contrainte-déformation avec un endommagement isotrope est définie par l'équation (2.2).

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \dots\dots\dots 2.2$$

Avec :

D_0^{el} Représente la matrice de raideur élastique.

D Représente la variable d'endommagement (scalaire).

D^{el} La matrice de rigidité dégradée.

En se basant sur la mécanique d'endommagement, la contrainte effective est donnée par les équations (2.3) et (2.4).

$$\tilde{\sigma} = D_0^{el} (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \dots\dots\dots 2.3$$

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1-d} \dots\dots\dots 2.4$$

c) Loi d'écrouissage

La loi d'écrouissage est isotrope. L'évolution de la surface de charge est gouvernée par une seule variable scalaire : la déformation plastique cumulée ou équivalente. L'écrouissage isotrope correspond à une dilatation simple du critère initial.

Comme le comportement du béton est différent en traction et en compression, le modèle CDP prend en compte deux variables d'écrouissage indépendantes. L'évolution des variables d'écrouissage est donnée par l'équation (2.5).

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{pmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{pmatrix} \dots\dots\dots 2.5$$

d) Fonction de charge

Fonction de charge (critère de charge) : tout modèle élasto-plastique, est associé un critère de plasticité qui définit le domaine d'élasticité dans lequel le comportement du matériau reste réversible. Il définit également le domaine plastique et permet ainsi de spécifier quand a lieu l'écoulement plastique. En écrouissage isotrope, cette surface de charge est caractérisée par une fonction f qui dépend de l'état de contrainte σ et d'un paramètre scalaire ε^{pl} représentant l'écrouissage.

Le modèle CDP prend en compte deux variables scalaires d'écrouissage qui sont alors un vecteur $\tilde{\varepsilon}^{pl}$.

$$f(\sigma, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0 \dots\dots\dots 2.6$$

L'écoulement plastique se déroule lorsque le point représentant l'état de contrainte est sur la surface de charge. Ce point doit rester sur cette surface le long de l'écoulement plastique, ce qui conduit à la condition de consistance (équation 2.7).

$$\dot{f}(\sigma, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0 \dots\dots\dots 2.7$$

L'état de décharge se produit pour :

$$f(\sigma, \tilde{\varepsilon}^{pl})=0 \text{ et } \dot{f}(\sigma, \tilde{\varepsilon}^{pl})\leq 0 \dots\dots\dots 2.8$$

Le modèle élasto-plastique du béton utilise la fonction de charge développée par Lubliner (Lubliner et al 89) et incorporée plus les modifications proposées par Lee et Fenves [Lee et Fenvesal 1998], pour tenir compte des évolutions différentes de résistance entre la tension et la compression :

$$f = f(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})\langle\bar{\sigma}_{max}\rangle - \gamma\langle-\bar{\sigma}\rangle) - \bar{\sigma}_c(\varepsilon_c^{pl}) \dots\dots\dots 2.9$$

Dans laquelle:

$$p = -\frac{1}{3}\sigma; p: \text{ est la pression hydraulique,}$$

$$q = \sqrt{\frac{2}{3}}S; S: \text{ est la contrainte équivalente de Von Mises,}$$

$$S = pI + \sigma; I: \text{ est le tenseur déviateur du tenseur de contraintes } \sigma,$$

$\tilde{\sigma}_{max}$: est la valeur algébrique maximum des valeurs propres de σ ,

Les contraintes principales de σ sont les solutions du déterminant $\det[\sigma - \lambda I] = 0$ c'est-à-dire les racines de l'équation du troisième degré suivante :

$$\lambda^3 - (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})\lambda^2 + (\sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{11}\sigma_{33} + \sigma_{22}\sigma_{33} - \sigma_{12}^2\sigma_{13}^2\sigma_{23}^2)\lambda - (\sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33} + 2\sigma_{12}\sigma_{13}\sigma_{23} - \sigma_{11}\sigma_{23}^2 - \sigma_{22}\sigma_{13}^2 - \sigma_{33}\sigma_{12}^2) = 0 \dots\dots\dots 2.10$$

$\hat{\sigma}_{max}$: est alors la plus grande valeur algébrique de ces racines tel que :

$$\hat{\sigma}_{max} \geq \hat{\sigma}_{moy} \geq \hat{\sigma}_{min}$$

La fonction $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$ est donné par : $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\sigma_c \tilde{\varepsilon}_c^{pl}}{\sigma_t \tilde{\varepsilon}_t^{pl}} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$ dans laquelle $\sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ et $\sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$ sont les valeurs de la contrainte uni axiale de compression et de traction définit par l'utilisateur dans le jeu de valeurs, respectivement.

Le coefficient α est déterminé par la contrainte élastique en compression uni axiale σ_{c0} et par la contrainte élastique en compression bi axiale σ_{b0} :

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}$$

Le coefficient γ est obtenu par $\gamma = \frac{(1-K_c)}{2K_c-1}$; K_c est égale à 2/3, donc $\gamma = 3$.

La fonction de charge est représentée dans la figure 2.7.

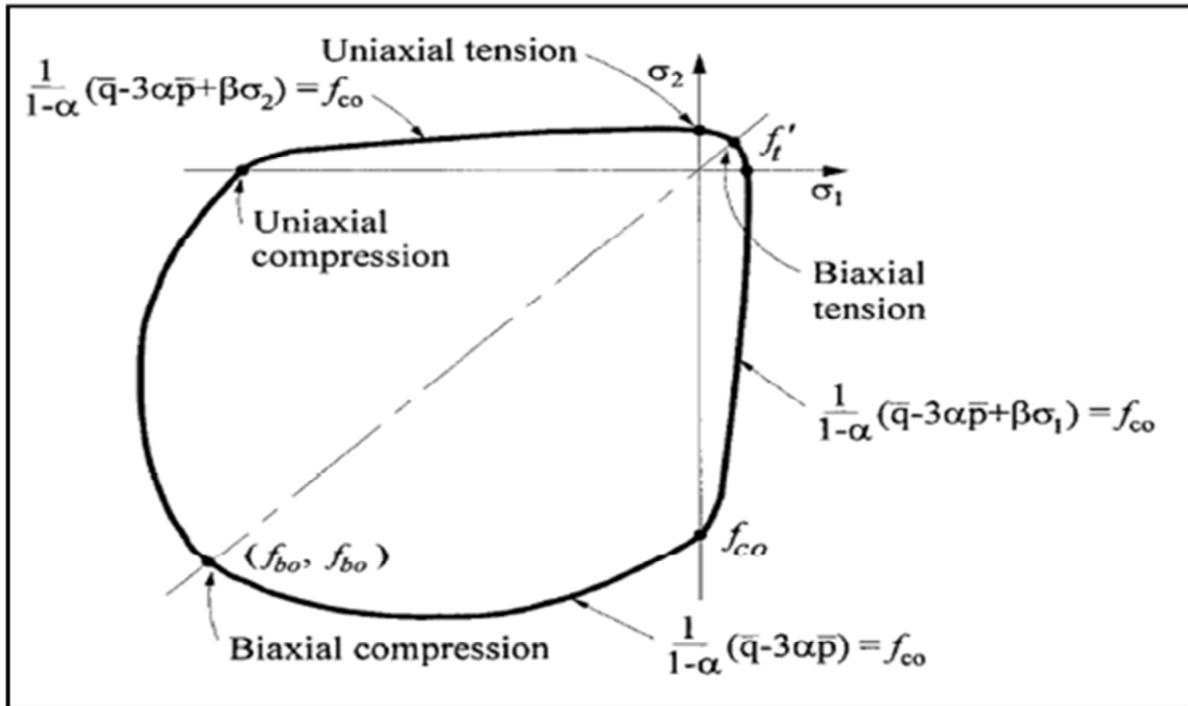


Figure 2.7 : Fonction de charge du modèle CDP

e) Plasticité non associée – loi d’écoulement

Contrairement à la plupart des aciers et le béton, comme les géo matériaux, fait appel à la plasticité non associée afin de mieux représenter le comportement dilatant de ces matériaux. L’écoulement plastique est normal à un potentiel plastique qui est différent de la surface de plasticité. Le schéma de la plasticité non associée nécessite l’emploi de trois potentiels : l’énergie libre Ψ , la surface limite d’élasticité $f = 0$ et une surface potentielle $G = cte$ qui donne la direction de l’écoulement dans l’espace des variables forces généralisées. L’écoulement plastique dépend du potentiel plastique G conformément à la loi d’écoulement :

$$\dot{\epsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\sigma)}{\partial \sigma}, \text{ dans la quelle } \dot{\lambda} \text{ est un multiplicateur plastique positif ou nul.}$$

$\dot{\lambda}$; est nul lorsqu’il n’y pas d’écoulement, c’est-à-dire :

$$f < 0 \text{ ou } f = 0 \text{ et } \frac{\partial f}{\partial \sigma} : \dot{\sigma} \leq 0 \dots \dots \dots 2.11$$

Le potentiel d’écoulement choisit dans le modèle CDP est la fonction hyperbolique de Drucker-Prager:

$$G = \sqrt{q^2 + (\epsilon \sigma_{t0} \tan \Psi)^2} - p \tan \Psi \dots \dots \dots 2.12$$

Ψ : L’angle de dilatation mesuré dans le plan $p-q$ pour des hautes sollicitations de confinement

p : est la pression hydrostatique,

q : la contrainte équivalente au sens de Von Mises,

σ_{t0} est la contrainte de traction uni axiale à la rupture, et ϵ est un paramètre qui se réfère à une excentricité et qui définit le taux pour lequel la fonction approche de l’asymptote.

f) Endommagement et dégradation de la rigidité

Les équations d'évolution des variables d'écrouissage $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ et $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ sont conventionnellement formulées, en tenant compte des conditions de chargement uni axial, puis étendues aux conditions multiaxiales.

• Cas des conditions uni-axiales

Comme montré sur les figures 2.8 et 2.9, lorsqu'un spécimen de béton est déchargé à partir de n'importe quel point de la partie adoucissante, la rigidité se dégrade. La dégradation du béton est caractérisée par deux variables d'endommagement uni-axiales indépendantes, d_t et d_c , que l'on suppose être en fonction des déformations plastiques en négligeant les facteurs de température ou autres grandeurs.

$$d_t = d_t(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \text{ et } 0 \leq d_t \leq 1 \dots\dots\dots 2.13$$

$$d_c = d_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \text{ et } 0 \leq d_c \leq 1 \dots\dots\dots 2.14$$

Les variables de dégradation uni-axiales sont des fonctions de déformations plastiques équivalentes qui varient de 0 pour un matériau sain à 1 pour celui entièrement endommagé.

Les contraintes effectives sont alors :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(1 - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \dots\dots\dots 2.15$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0(1 - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \dots\dots\dots 2.16$$

Dans le cas d'un chargement cyclique uni axial, les mécanismes de dégradation sont assez complexes, impliquant l'ouverture et la fermeture des microfissures formées au préalable, ainsi que leurs interactions. Il est observé dans les essais expérimentaux, qu'il y a une certaine restitution de rigidité dans le chargement cyclique. Cet effet est plus marqué lorsque les fissures de traction se referment lors du passage d'un chargement de traction à un chargement de compression. Pour les conditions cycliques uni axiales, le modèle CDP suppose que :

$$(1 - d) = (1 - S_t d_c)(1 - S_c d_t) \dots\dots\dots 2.17$$

Où S_t et S_c sont des fonctions de l'état de contrainte qui sont introduites pour modéliser les effets de récupération de rigidité associés à des contraintes inverses

$$s_t = 1 - \omega_t r^*(\bar{\sigma}_{11}) \text{ } 0 \leq \omega_t \leq 1 \dots\dots\dots 2.18$$

$$s_c = 1 - \omega_c r^*(\bar{\sigma}_{11}) \text{ } 0 \leq \omega_c \leq 1 \dots\dots\dots 2.19$$

Où :

$$r^*(\bar{\sigma}_{11}) = H(\bar{\sigma}_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{si } \bar{\sigma}_{11} > 0 \\ 0 & \text{si } \bar{\sigma}_{11} < 0 \end{cases} \dots\dots\dots 2.20$$

Les facteurs de poids ω_t et ω_c contrôlent la reprise de rigidité en traction et en compression lors du chargement cyclique. La figure 2.10 montre l'effet de restitution de rigidité en compression du paramètre ω_c et la figure 2.11 illustre la restitution de rigidité complète.

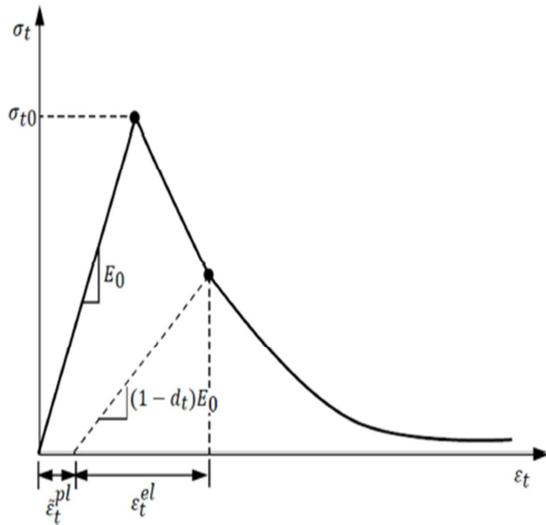


Figure 2.8 : Courbe contrainte-déformation en traction sous chargement uni axial.

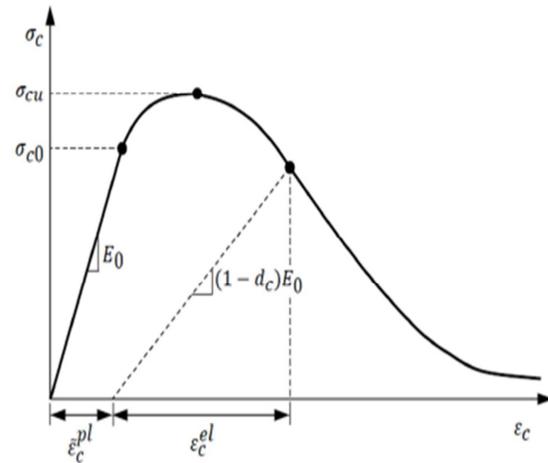


Figure 2.9 : Courbe contrainte-déformation en compression sous chargement uni axial.

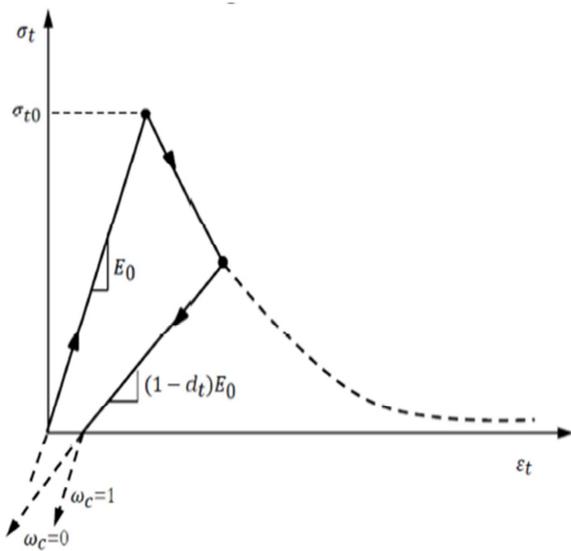


Figure 2.10 : Effet du paramètre de récupération de la rigidité en compression.

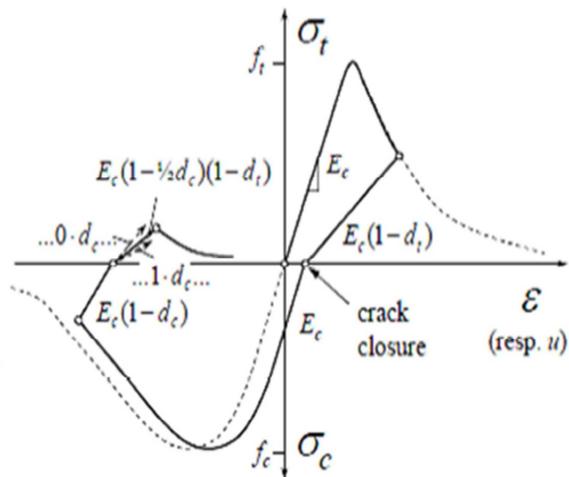


Figure 2.11 : Comportement uni-axial sous chargement cyclique.

- **Cas des conditions multiaxiales**

En se basant sur les travaux de Lee et Fenves (Lee et Fenves al 1998), la vitesse de déformation plastique équivalente est évaluée selon les deux équations suivantes :

$$\dot{\hat{\varepsilon}}_t^{pl} := r(\hat{\sigma}) \hat{\varepsilon}_{max}^{pl} \dots \dots \dots 2.21$$

$$\dot{\hat{\varepsilon}}_t^{pl} := -(1 - r(\hat{\sigma})) \hat{\varepsilon}_{min}^{pl} \dots \dots \dots 2.22$$

Où $\hat{\varepsilon}_{max}^{pl}$, et $\hat{\varepsilon}_{min}^{pl}$ sont les valeurs propres maximales et minimales de la vitesse de déformation plastique du tenseur $\hat{\varepsilon}^{pl}$, $r(\hat{\sigma})$ est le facteur poids des contraintes, égal à 1.0 si les contraintes principales sont positives et à 0.0 si elles sont négatives.

$$r(\hat{\sigma}) := \frac{\sum_{i=0}^3 \langle \hat{\sigma}_i \rangle}{\sum_{i=0}^3 |\hat{\sigma}_i|} \quad 0 \leq r(\hat{\sigma}) \leq 1 \dots \dots \dots 2.23$$

$\langle x \rangle$: représente la partie positif de x .

$$\langle x \rangle = \frac{(|x|+x)}{2} \dots \dots \dots 2.24$$

L'évolution de l'équation des contraintes multiaxiales peut être exprimée sous forme matricielle comme l'indique l'équation.

$$\dot{\hat{\varepsilon}}^{pl} = [\dot{\hat{\varepsilon}}_t^{pl} \dot{\hat{\varepsilon}}_c^{pl}]^T \dots \dots \dots 2.25$$

Où,

$$\hat{h}(\hat{\sigma}, \hat{\varepsilon}^{pl}) = \begin{bmatrix} r(\hat{\sigma}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -(1 - r(\hat{\sigma})) \end{bmatrix} \dots \dots \dots 3.26$$

Et

$$\hat{\varepsilon}^{pl} = [\hat{\varepsilon}_1 \quad \hat{\varepsilon}_2 \quad \hat{\varepsilon}_3]^T \hat{\varepsilon}_1 \geq \hat{\varepsilon}_2 \geq \hat{\varepsilon}_3 \dots \dots \dots 3.27$$

La définition de la variable d'endommagement scalaire se fait de la même manière que le cas uni-axial.

g) Définition des paramètres du modèle CDP (Concrete Damaged Plasticity)

Les propriétés élastiques du matériau de béton sont définies par le module d'élasticité et le coefficient de Poisson. Pour définir le modèle CDP, les courbes uni-axiales contraintes-déformations, endommagements-déformations en compression et en traction, les paramètres décrivant la forme du potentiel d'écoulement et la fonction de charge, doivent être définis.

Le comportement uni-axial du béton dans le modèle CDP est défini par les courbes de contrainte-déformation en compression et en traction, ainsi que les courbes endommagements-déformations.

Pour définir la relation entre la contrainte, désignée par σ_x , et la déformation plastique correspondant, désigné ε_x^p la relation proposée par [Lubliner et al 1989], [Lee et al 1998] pour la traction et la compression est adoptée:

$$\sigma_x = f_{x0} [(1 + a_x) \exp(-b_x \varepsilon_x^p) - a_x \exp(-2b_x \varepsilon_x^p)] \dots \dots \dots 2.28$$

Où, f_{x0} est la contrainte élastique, définie comme la contrainte maximale sans endommagement, a_x et b_x sont deux paramètres à définir pour reproduire la forme

expérimentale des courbes. Dans l'équation (2.28), lorsque $x=t$, cela signifie que le comportement est en traction et quand $x = c$, le comportement est en compression. La localisation des déformations, notamment dans le comportement en traction, entraîne des problèmes de convergence significatifs du modèle d'éléments finis.

Afin de résoudre partiellement ces problèmes et de garder une certaine objectivité en ce qui concerne le maillage, la méthode Hillerborg [Hillerborg 1976] a été choisie comme méthode de régularisation. Dans cette approche, l'évolution de la courbe contrainte-déformation dépend de la taille de l'élément fini. L'énergie dissipée à la fissuration est maintenue constante lorsque la taille des éléments (l_c) change par le raffinement. La densité d'énergie de fissuration g_{fx} est liée à l'énergie de fissuration G_{fx} par l'équation suivante [Lee et al 1998], [Rots 1988].

$$g_{fx} = \frac{G_{fx}}{l_c} \dots\dots\dots 2.29$$

Où l_c est la longueur caractéristique liée à la taille de la zone localisée et dont la configuration bidimensionnelle est définie par la relation suivante:

$$l_c = K\sqrt{A} \dots\dots\dots 2.30$$

A est la surface de l'élément fini et k est un paramètre dépendant du type de l'élément fini utilisé. $K = 1$ pour un élément linéaire et $K = \sqrt{2}$ pour un élément quadratique [Rots 1988] et [Nechnech 2000].

En trois dimensions où les éléments finis utilisées sont cubiques, la longueur caractéristique est définie par la relation suivante:

$$l_c = \sqrt[3]{V} \dots\dots\dots 2.31$$

Où V est le volume de l'élément fini cubique.

La densité d'énergie de fissuration est définie par la relation suivante:

$$g_{fx} = \int_0^\infty \sigma_x(\epsilon_x^p) d\epsilon_x^p \dots\dots\dots 2.32$$

Avec cette relation précédente la contrainte σ_x peut être définie en fonction de l'énergie de fissuration G_{fx} .

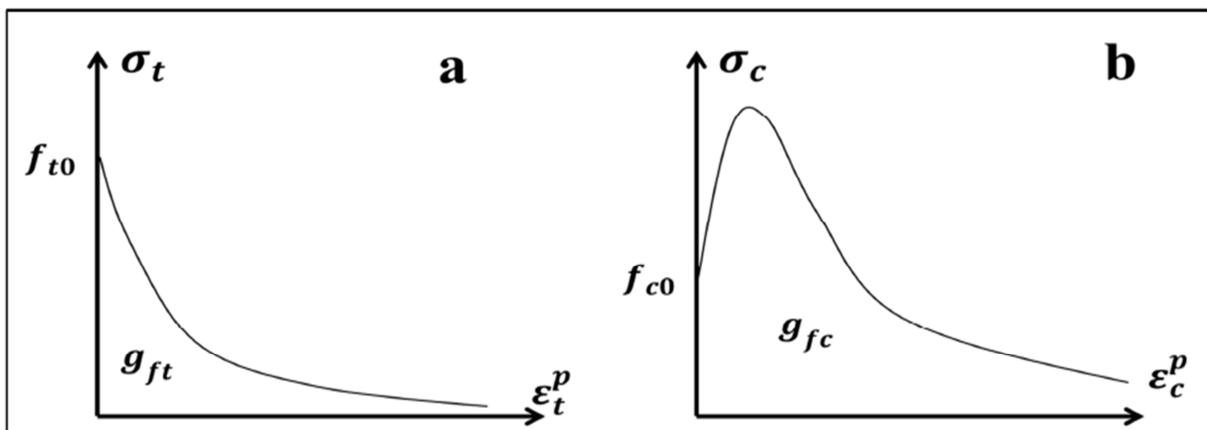


Figure 2.12 : Densité d'énergie de fissuration, (a) en traction, (b) en compression

Et la relation entre l'endommagement et la déformation plastique correspondante est définie par l'équation suivante:

$$1 - d_x = \exp(-c_x \varepsilon_x^p) \dots \dots \dots 2.33$$

• **Cas de traction**

En cas de traction, l'équation (4.29) prend la forme suivante:

$$\sigma_t = f_{t0} [(1 - a_t) \exp(-b_t \varepsilon_t^p) - a_t \exp(-2b_t \varepsilon_t^p)] \dots \dots \dots 2.34$$

Les paramètres a_t et b_t sont déterminés de manière à reproduire le comportement expérimental du béton en traction.

L'énergie de fissuration est donnée par l'équation suivante:

$$g_{ft} = \int_0^\infty \sigma_t(\varepsilon_t^p) d\varepsilon_t^p = \frac{f_{t0}}{b_t} \left(1 + \frac{a_t}{2}\right) \dots \dots \dots 2.35$$

L'évolution de l'endommagement à la traction est donnée par l'équation suivante:

$$1 - d_t = \exp(-c_t \varepsilon_t^p) \dots \dots \dots 2.36$$

Le paramètre a_t pilote la courbe dans la partie ascendante (la phase allant jusque au pic).

En traction, ce paramètre n'a pas de signification physique, parce que le comportement en traction est supposé être linéaire jusqu'au pic. Une valeur de -0,5 est souvent admise

[Nechnech 2000], [Benboudjema 2002]; cette valeur fournit une bonne représentation de la réponse pré-pic linéaire.

Le paramètre b_t est obtenu par la combinaison de l'équation de l'énergie de fissuration (3.34) et l'équation (3.35), il est exprimé comme suit:

$$b_t = f_{t0} \frac{l_c}{G_t} \left(1 + \frac{a_t}{2}\right) \dots \dots \dots 2.37$$

La résolution de l'équation (3.35) pour une valeur de contrainte de $f_{t0}/2$ permet d'obtenir la déformation plastique correspondante, exprimée comme suit:

$$\varepsilon_t^p = -\frac{1}{b_t} \ln \left[\frac{(1+a_t) - \sqrt{1+a_t^2}}{2a_t} \right] \dots \dots \dots 2.38$$

La combinaison des équations (3.36) et (4.38), donne la relation suivante:

$$\frac{c_t}{b_t} = -\frac{\ln[1-D_t]}{\ln \left[\frac{(1+a_t) - \sqrt{1+a_t^2}}{2a_t} \right]} \dots \dots \dots 2.39$$

Le paramètre c_t pilotant l'endommagement en traction, est déterminé par l'introduction d'une valeur d'endommagement connue pour une certaine valeur de contrainte. Cela permet de calibrer ce paramètre sur la base de données expérimentale [Benboudjema 2002]. L'essai cyclique de traction de [Shah 1985] identifie une valeur de 0,25 d'endommagement en traction (D_t) pour une contrainte égale à $f_{t0}/2$ (figures 2.13).

En introduisant la valeur connue d'endommagement à la traction pour une contrainte de $f_t/2$ dans l'équation (2.39), le paramètre C_t peut être calculé facilement.

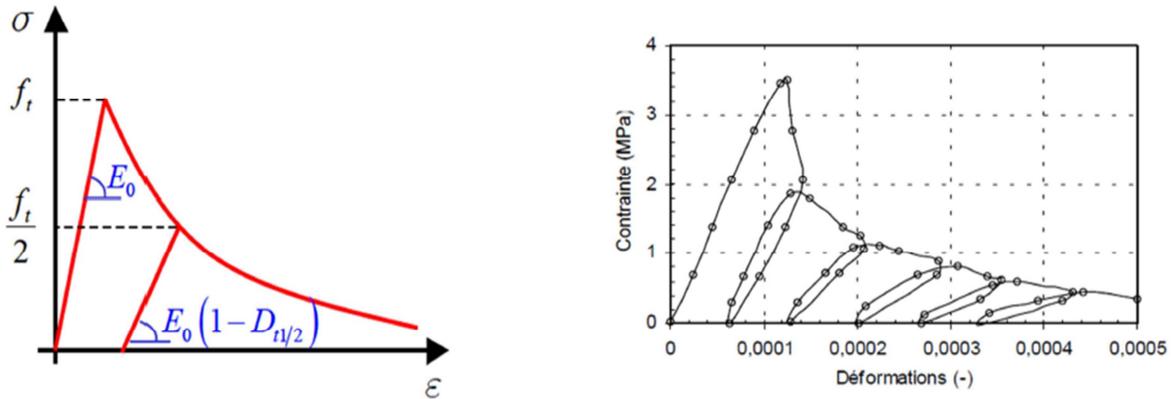


Figure 2.13 : Définition de la valeur d'endommagement nécessaire pour l'identification du paramètre en traction (à droite: Shah Test 1985).

• **Cas de compression**

Le comportement du béton en compression est supposé linéaire et élastique jusqu'à une certaine limite élastique f_{c0} . Après cette limite la déformation croît beaucoup plus vite que la contrainte (stress hardening) jusqu'au pic représenté par sa contrainte ultime f_c au-delà duquel s'ensuit une branche adoucissante (strains of tening).

En cas de compression de l'équation (2.29) devient

$$\sigma_c = f_{c0}[(1 - a_c)\exp(-b_c \epsilon_c^p) - a_c \exp(-2b_c \epsilon_c^p)] \dots \dots \dots 2.40$$

L'évolution de l'endommagement à la compression est donnée par l'équation suivante:

$$1 - d_c = \exp(-c_c \epsilon_c^p) \dots \dots \dots 2.41$$

Le paramètre a_c est déterminé par une transformation algébrique de l'équation (2.40), par conséquent (voir Lubliner et al 1989 et 2000 Nechnech) a_c peut être exprimée en fonction de f_c et f_{c0} comme suit :

$$\alpha_c = \left[2 \left(\frac{f_c}{f_{c0}} - 1 \right) \right] + 2 \sqrt{\left(\frac{f_c}{f_{c0}} \right)^2 - \left(\frac{f_c}{f_{c0}} \right)} \dots \dots \dots 3.42$$

La même procédure qu'en traction est utilisée pour déterminer le paramètre b_c , mais dans ce cas, l'énergie de fissuration à la compression est utilisée à la place de celle traction. La relation (2.41) calcule la valeur de b_c .

$$b_c = f_{c0} \frac{l_c}{G_c} \left(1 + \frac{a_c}{2} \right) \dots \dots \dots 2.43$$

La résolution de l'équation (3.41) pour une valeur de contrainte égale à la contrainte du pic (f_c) permet d'obtenir la déformation plastique correspondante, exprimée comme suit:

$$\varepsilon_c^p = -\frac{1}{b_c} \ln \left[\frac{(1+\alpha_c)}{2\alpha_c} \right] \dots\dots\dots 2.44$$

La combinaison des équations (2.41) et (2.44), donne la relation suivante:

$$\frac{c_c}{b_c} = \frac{\ln[1-D_c]}{\ln \left[\frac{1+\alpha_c}{2\alpha_c} \right]} \dots\dots\dots 2.45$$

Ici aussi, une procédure similaire à celle en traction est utilisée pour trouver le paramètre c_c . Ce pilote l'évolution de l'endommagement en compression et peut être évalué en spécifiant une valeur d'endommagement (D_c), correspondant à la contrainte maximale (f_c) (figure 2.14). L'essai de compression cyclique de [Karsan et al 1969] identifie une valeur d'endommagement en compression (D_c) égal à 0,18 pour une contrainte au pic (f_c) (figure 2.14).

L'introduction cette valeur dans l'équation (2.45), permet de calculer le paramètre c_c .

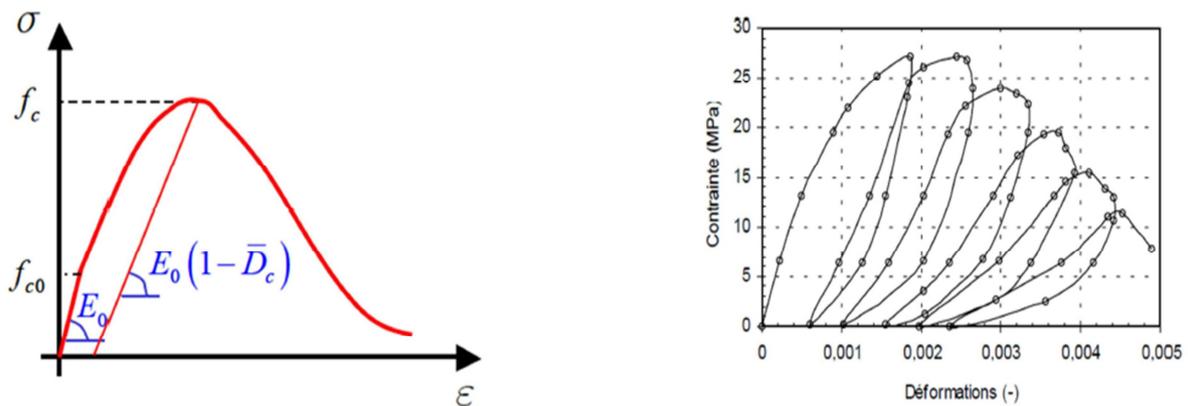


Figure 2.14 : Définition de la valeur d'endommagement nécessaire pour l'identification du paramètre en compression (à droite: karsan test 1969).

2.5.2. Modélisation de l'acier

La théorie classique de la plasticité basée sur le modèle de Von Mises est utilisé pour modéliser le comportement des armatures, ce dernier est généralement modélisé comme un matériau linéaire élastique jusqu'à la limite d'élasticité, suivi d'un d'écroutissement isotrope [Tikhomirov et Stein 2001], [Rabczuk et al 2005], [Phuvoravan et Sotelino 2005], [He et al 2006], et [Junior et Venturini 2007]. Cependant, Belarbi et Hsu [Belarbi et Hsu, 1994] ont montré que la relation contrainte-déformation des aciers noyés dans le béton diffère de celle de l'acier nu (non incorporé dans le béton).

La différence la plus importante révélée, est la diminution de la limite d'élasticité de ces aciers noyés (figure 3.15). D'après les donnée expérimentales réalisées sur des panneaux en béton armé, la diminution de la limite d'élasticité des aciers des barres noyées dans le béton est fonction du pourcentage d'acier longitudinal du panneau, d'une part, et le rapport de la contrainte de fissuration dans le béton et la limite élastique des aciers d'autre part. La pente du module d'écroutissement de l'acier noyé dans le béton est également différente de celle des barres nues et cette variation ou écart dépend des deux paramètres susmentionnés précédemment.

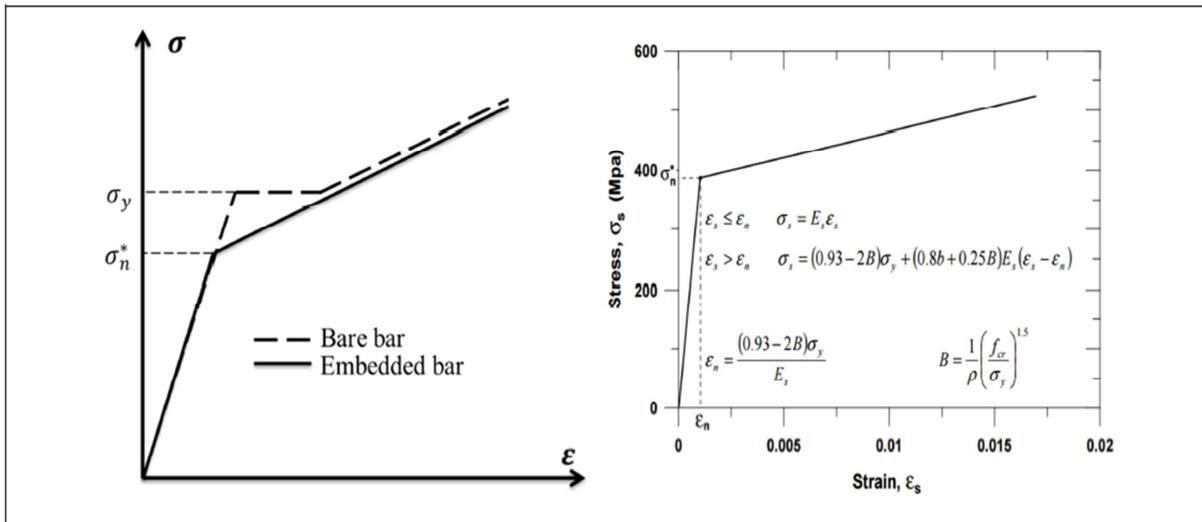


Figure 2.15 : Modèle adapté de Belarbi [Belarbi and Hsu 2004].

Basé sur l'évaluation et la caractérisation des données expérimentales à partir des panneaux en béton armé, Belarbi et al [Belarbi et Hsu 1994] ont proposé un modèle constitutif bilinéaire simple pour des barres d'acier noyées dans le béton (Figure 2.15). La relation contrainte-déformation est représentée par deux lignes droites, la première ligne droite avec une pente E_s , qui est le module d'acier d'élasticité couvrant la phase élastique, et la deuxième ligne droite avec une pente E_p^* représentant la phase plastique.

La contrainte (σ_n^*) et la pente en phase plastique (E_p^*) à l'intersection des deux lignes (sont données par les relations suivantes :

$$\sigma_n^* = (0.93 - 2B)\sigma_y \dots\dots\dots 2.46$$

$$E_p^* = (0.8b + 0.25B)E_s \dots\dots\dots 2.47$$

Où, les paramètres B et b sont définis comme suit :

$$B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{\sigma_y} \right)^{1.5} \dots\dots\dots 2.48$$

$$b = \frac{E_p}{E_s} \dots\dots\dots 2.49$$

Dans l'équation (2.48), σ_y est la limite d'élasticité des barres d'acier nues ρ , est le pourcentage dans aciers longitudinale, et (f_{cr}) est la contrainte de fissuration du béton.

L'équation (2.48) a été obtenue en supposant que le module plastique de barres d'acier nues (E_p) est approximativement égal à 2,5% du module d'élasticité. Pour un cas plus général, les équations (2.48) et (2.49) peuvent être étendues et le modèle bilinéaire de Belarbi [Belarbi et Hsu 1994] pour modéliser le comportement moyen d'armatures noyées dans le béton, prend la forme suivante :

$$\text{si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_n, \quad \sigma_s = E_s \varepsilon_s \dots\dots\dots 2.50$$

$$\text{si } \varepsilon_s > \varepsilon_n, \quad \sigma_s = (0.93 - 2B)\sigma_y + (0.8b + 0.25B)E_s(\varepsilon_s - \varepsilon_n) \dots\dots\dots 2.51$$

Où σ_s est la contrainte, a est la déformation, L est la déformation à l'intersection des deux droites :

$$\varepsilon_n = \frac{\sigma_n^*}{E_s} = \frac{(0.93-2B)\sigma_y}{E_s} \dots\dots\dots 2.52$$

2.5. Présentation du logiciel Abaqus

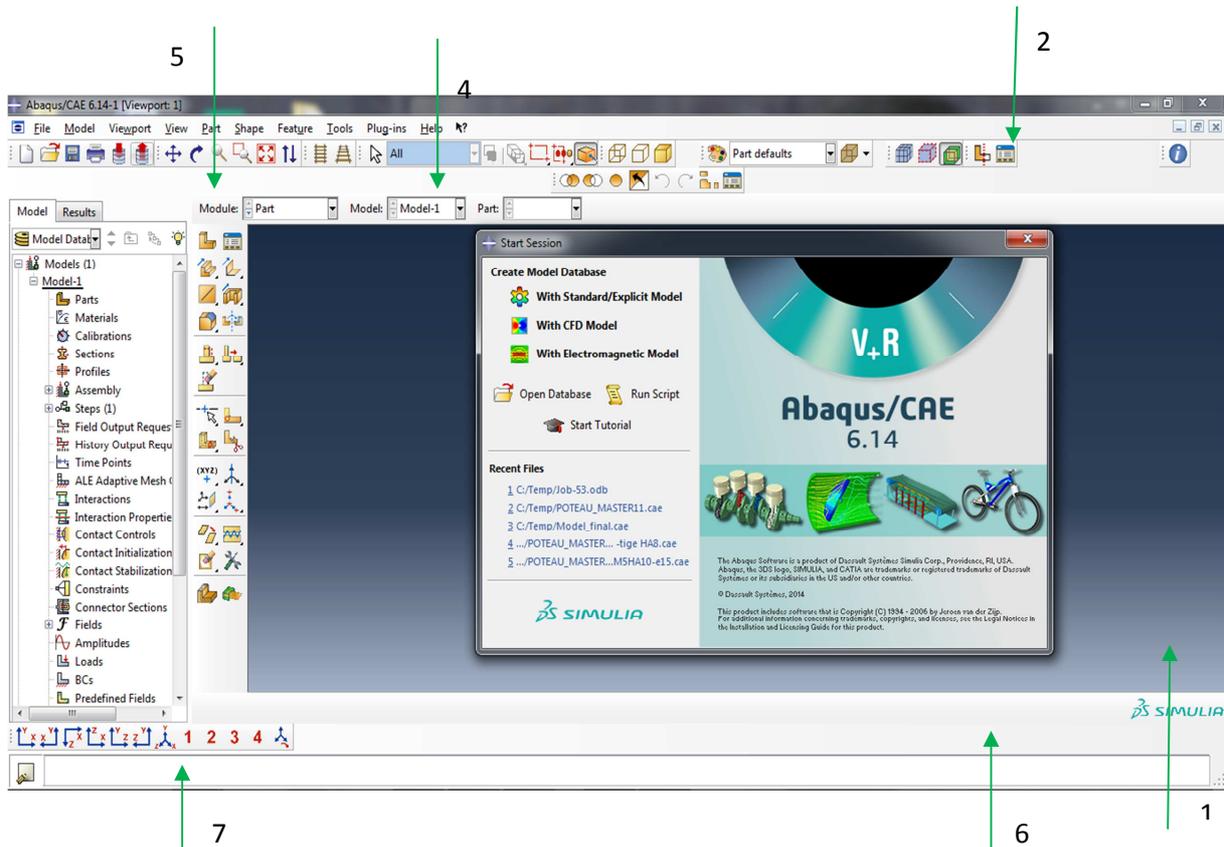


Figure 2.16 : Présentation de l'interface Abaqus.

1. Fenêtre d'affichage graphique.
2. Barre de menu en haut, ces menus sont relatifs au module correspondant.
3. Barre horizontale d'outil, y sont disposées les icônes correspondant aux commandes les plus courantes, c'est-à-dire les commandes d'ouvertures et de sauvegarde de fichiers, et les commandes réglant l'affichage des vues (perspective, ombrage, zoom, etc.).
4. Une troisième barre de menus déroulant permettant d'accéder aux autres modules, ou de sélectionner le modèle ou la pièce sur lesquels on souhaite travailler.
5. On dispose à gauche d'une colonne d'icône permettant d'accéder aux outils disponibles à l'intérieur du module dans lequel on se trouve
6. L'espace juste sous la fenêtre d'affichage graphique correspond aux messages affichés par Abaqus lors de la modélisation ; ils permettent d'être mieux guider dans les actions entreprises.

7. Enfin, une fenêtre en dessous sur fond blanc est utilisée pour afficher des messages informatifs : réponses à des questions posées, avertissements liés à des problèmes rencontrés, etc.

Les actions à effectuer pour créer un modèle Abaqus

1). Dessiner le modèle

Le module PART permet de créer tous les objets géométriques nécessaires au problème.

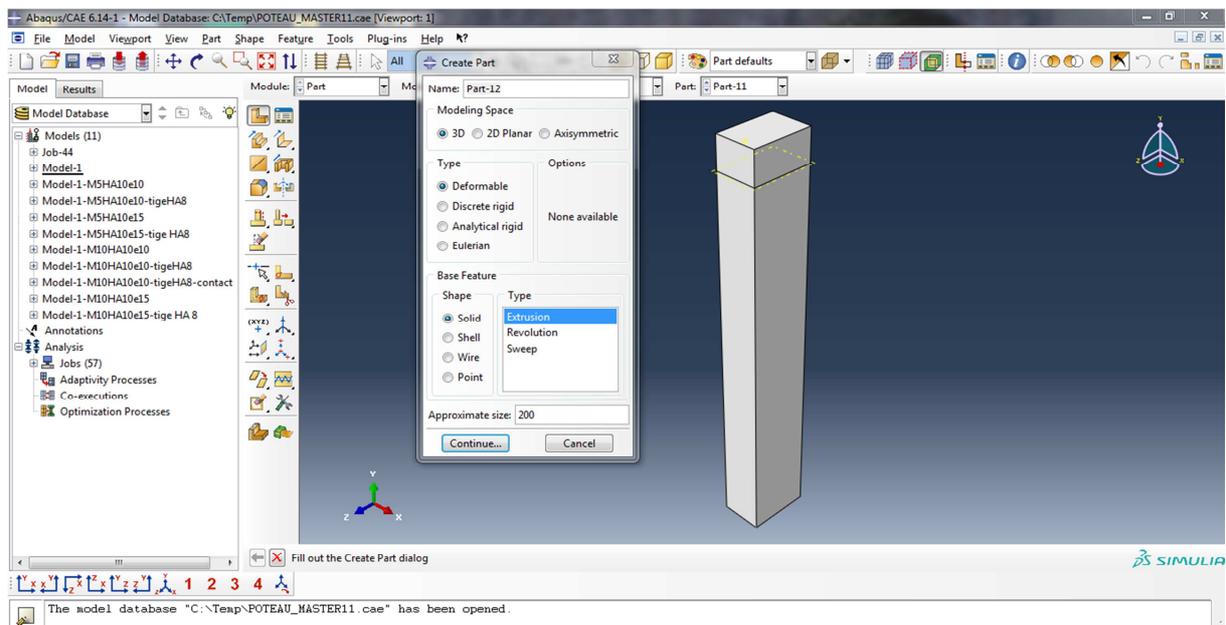


Figure 2.17 : Module PART

2). Affecter les propriétés matériau à l'objet

Le module PROPERTY permet, comme son nom l'indique, de définir toutes les propriétés matérielles d'un objet géométrique ou d'une partie de ces objets.

Créer le matériau. 

Créer les sections sur lesquelles appliquer ces matériaux. 

Affecter les matériaux aux sections correspondantes. 

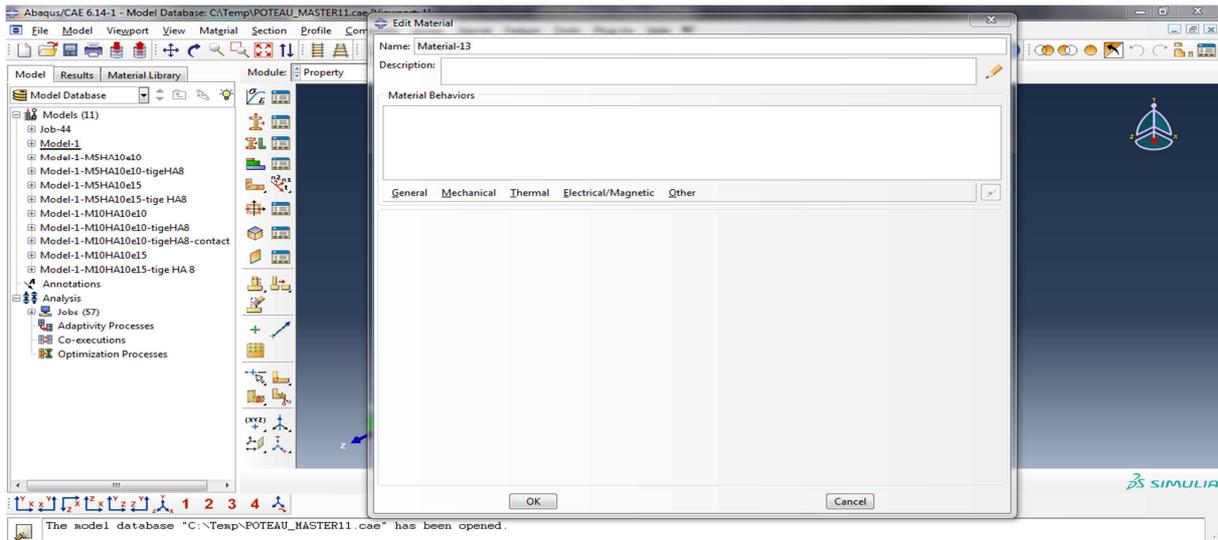


Figure 2.18 : Module Property

3). Assembler le modèle

Le module ASSEMBLY permet d'assembler les différents objets géométriques créés dans un même repère de coordonnées global. Un modèle Abaqus contient un seul assemblage.

- Créer les instances 
- Les positionner dans le repère général

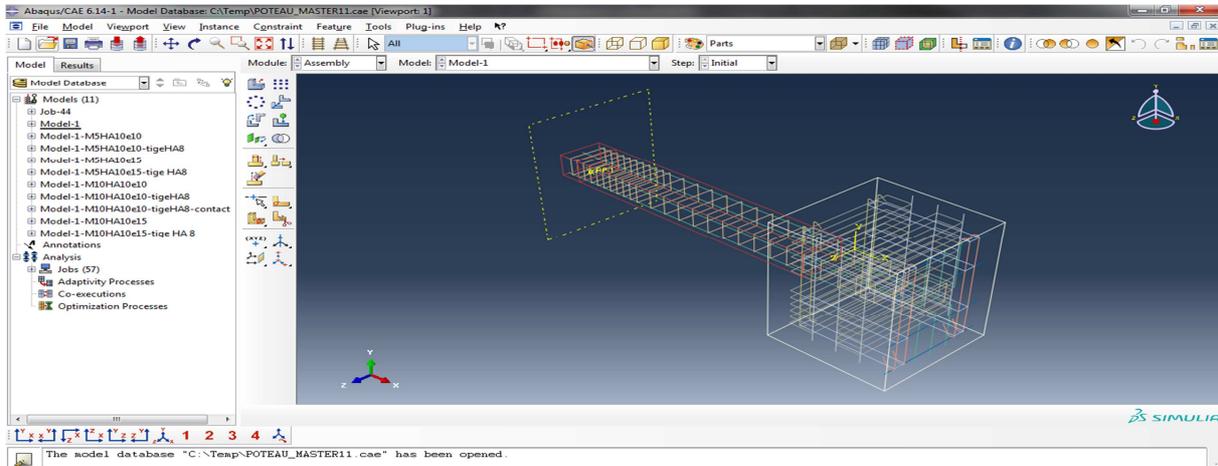


Figure 2.19 : Module Assembly.

4). Définir les étapes d'analyse

Le module STEP permet aussi de définir toutes les requêtes pour le post traitement on peut par exemple créer un STEP pendant lequel des forces ou des conditions aux limites sont appliquées ; et un STEP pendant lequel ces forces et/ou conditions aux limites ne sont pas appliquées.

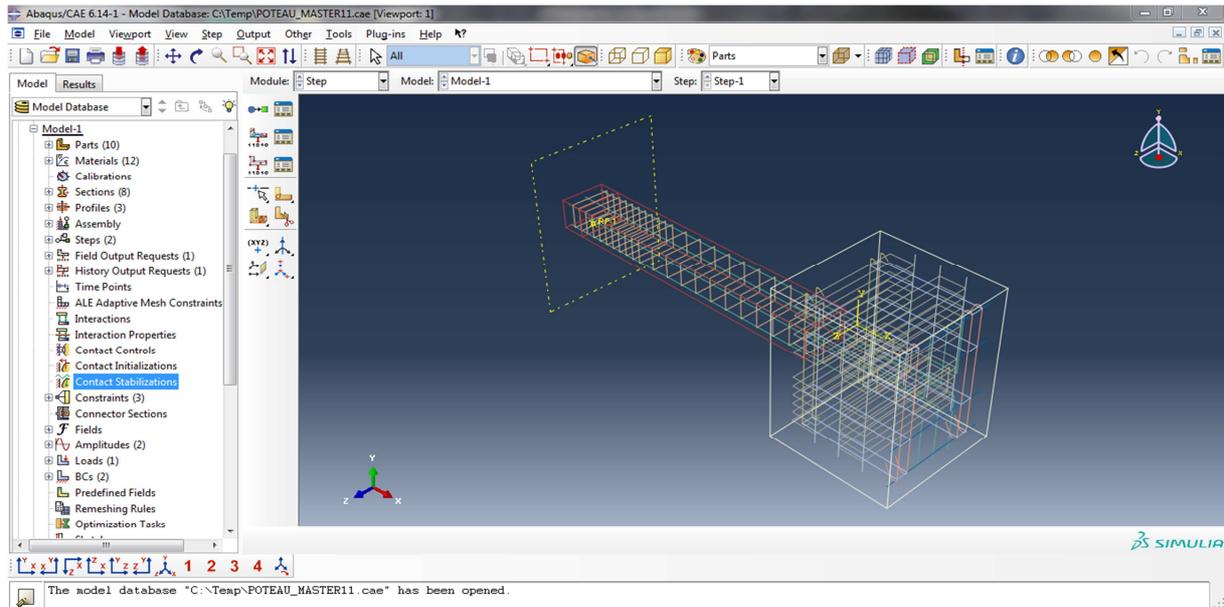


Figure 2.20 : Module Step

5). Créer les interactions entre les instances

Le module INTERACTION permet de spécifier toutes les interactions entre les différentes parties et régions du modèle, elles peuvent être de différentes natures mécaniques, thermiques ou autres. Il faut savoir qu'Abaqus ne prend en compte que les interactions explicitement définies, la proximité géométrique n'étant pas suffisantes, la procédure de spécification des interactions est la suivante :

- Créer les surfaces
- Définir les types de contacts
- Associer des surfaces avec des types de contact

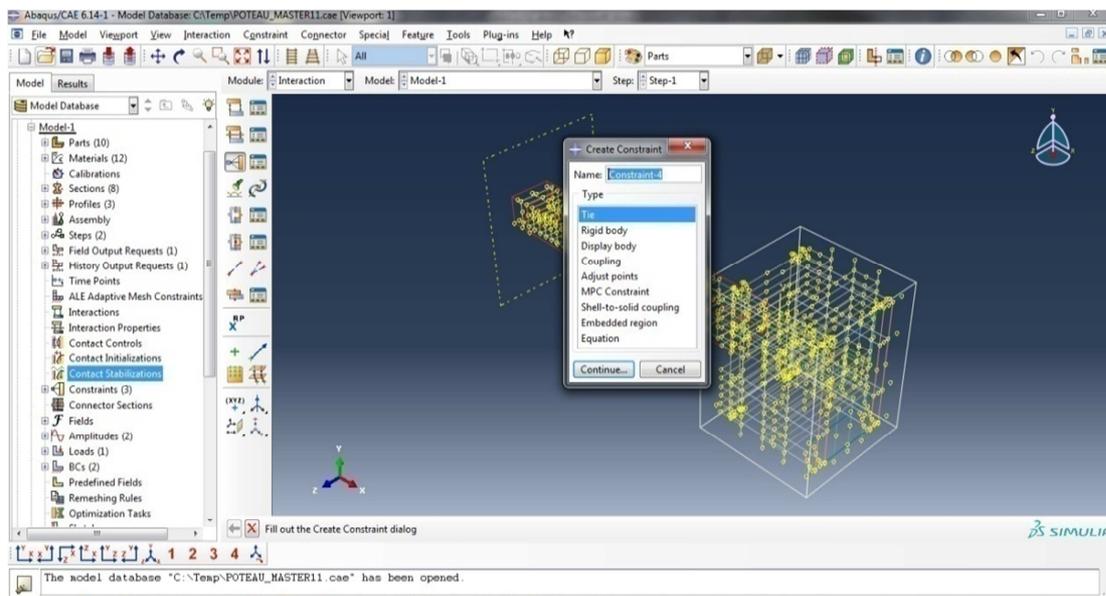


Figure 2.21 : Module Interaction.

6). Appliquer les conditions aux limites et les chargements

Le module LOAD permet de spécifier tous les chargements, conditions aux limites et champs.

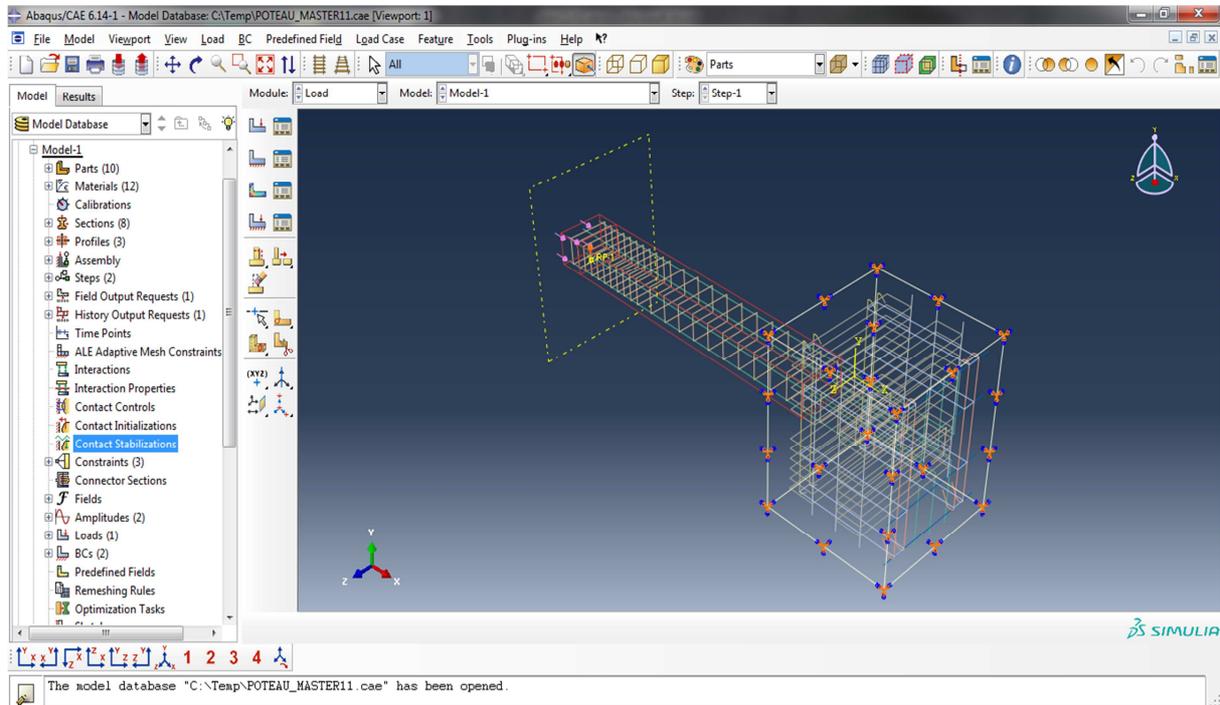


Figure 2.22 : Module Load

7). Mailler le modèle

Le module MESH contient tous les outils nécessaires pour générer un maillage éléments finis sur un assemblage :

- Partitionner le modèle.
- Choisir les techniques de maillage.
- Choisir les types d'éléments.
- Discrétiser le modèle.
- Mailler le modèle

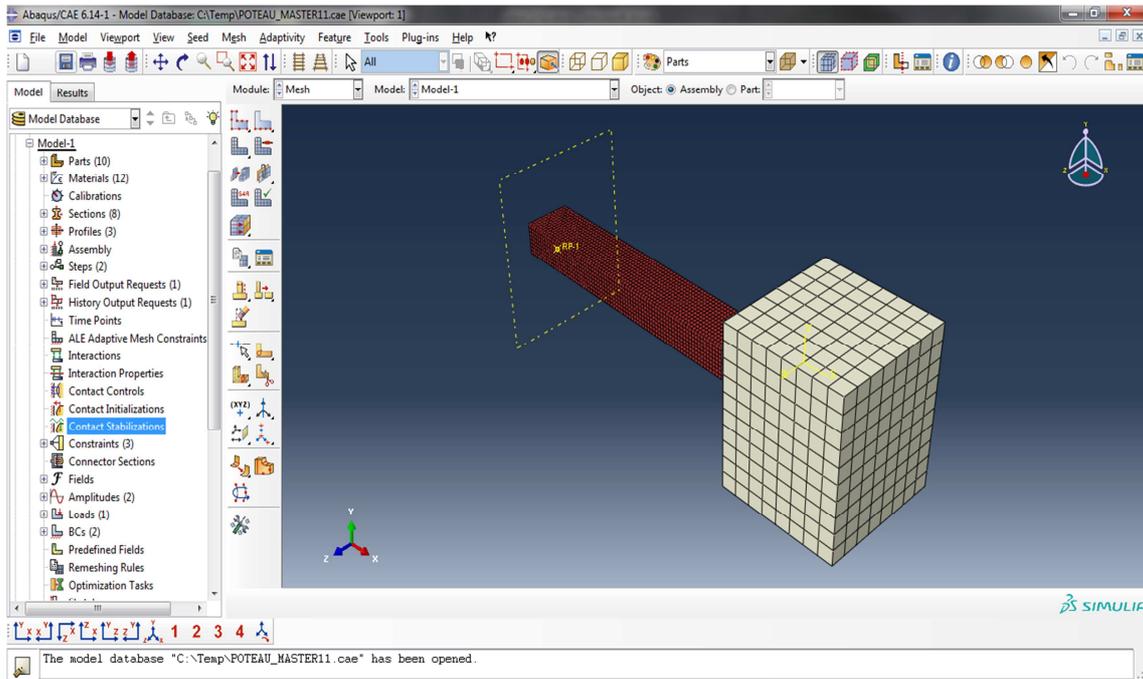


Figure 2.23 : Module Mesh.

8). Créer et soumettre un calcul

Une fois que toutes les tâches de définition du modèle ont été réalisées, il faut utiliser le module JOB pour analyser ce modèle. Abaqus va alors réaliser tous les calculs nécessaires et post-traiter les résultats demandés.

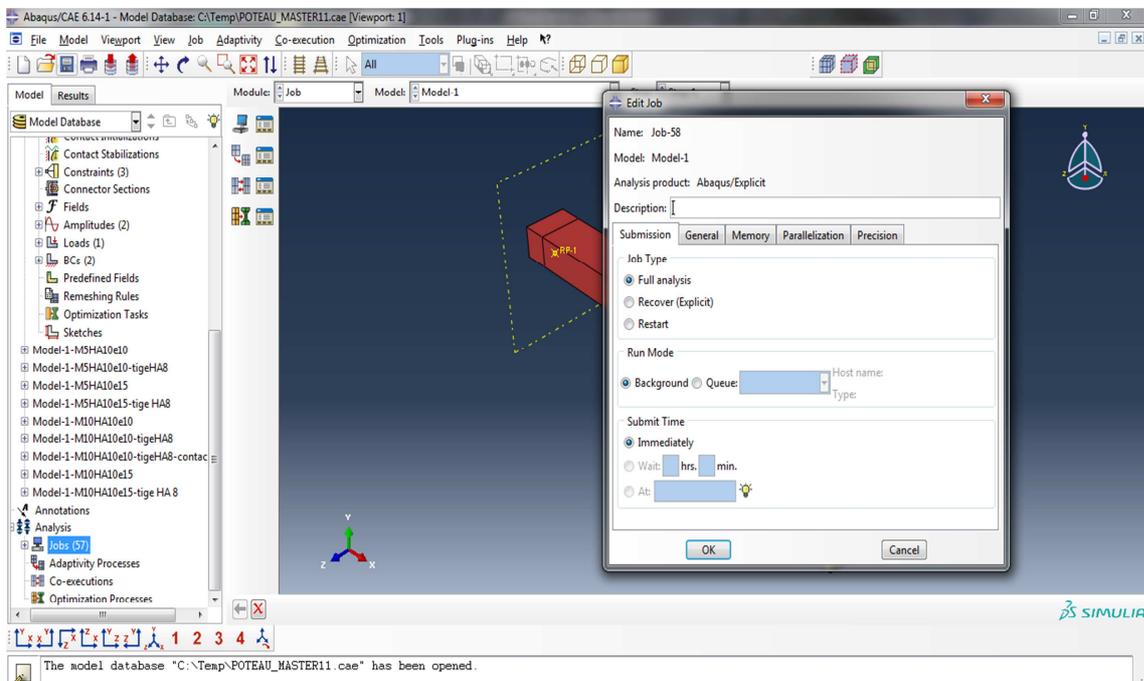


Figure 2.24 : Module job.

9). Visualiser les résultats

Le module Visualization permet de visualiser le modèle et les résultats, les courbes de charges, les déformations...

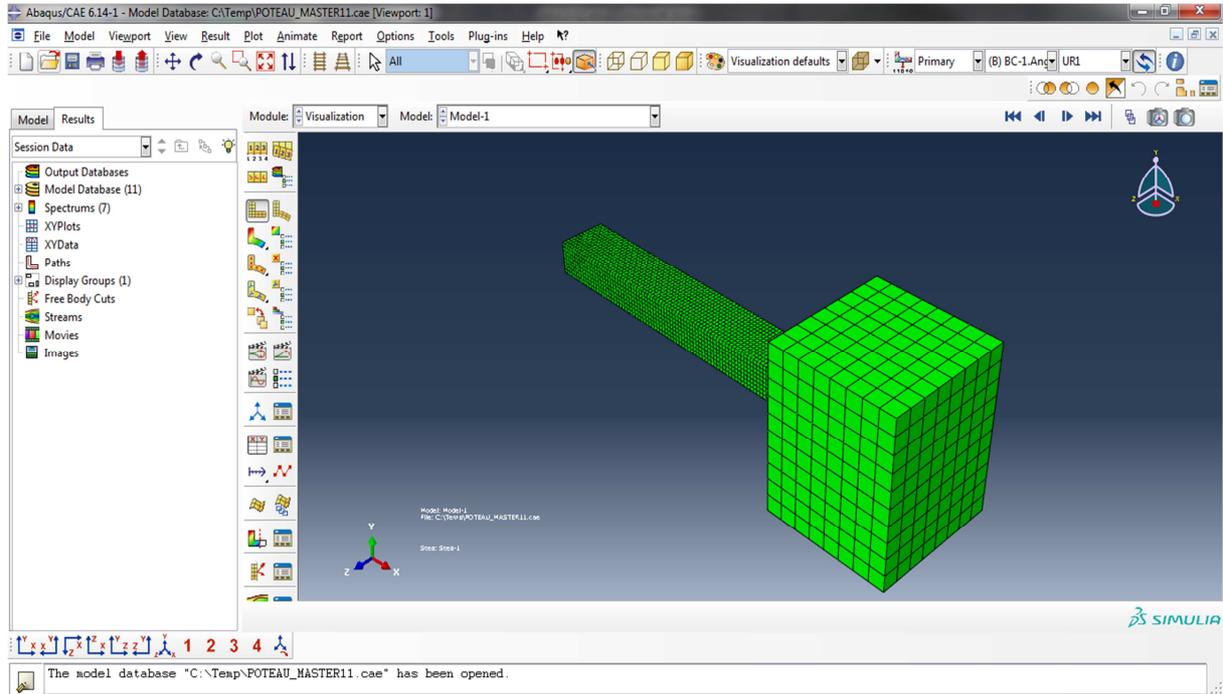


Figure 2.25 : Module visualization

2.6. Conclusion

Le présent travail consiste à présenter quelques définitions sur les matériaux (béton et acier), ainsi que leur comportement mécanique sous différents types de chargement et d'exposer les multiples modèles numériques élaborés pour les décrire.

Pour obtenir l'objectif de notre étude, nous avons choisis le modèle concrete damaged plasticity (CDP).

Chapitre 03

Validation du modèle expérimental

Sommaire du chapitre 03

3.1. Introduction	30
3.2. Présentation du modèle	30
3.2.1. Description du poteau PRef1	30
3.2.2. Modèle numérique.....	31
3.3. Les lois et les paramètres des matériaux	32
3.3.1. Béton	32
3.3.2. Acier	33
3.4. Résultats et discussion.....	34
3.4.1. Comportement global	34
3.4.1.1. Vérification du critère énergétique.....	34
3.4.1.2. Evaluation du comportement global	34
3.4.2. Evolution des dommages	35
3.4.3. Conclusion.....	38

3.1. Introduction

Le poteau issu d'un programme expérimental est modélisé et analysé en utilisant le modèle élément fini d'Abaqus. Le poteau choisi étant le spécimen PRef1 testé par Sadone [R.Sadone et al 2011]. Cet élément de structure a été choisi en raison de son comportement qui est représentatif ainsi que des données expérimentales disponibles.

3.2. Présentation du modèle

3.2.1. Description du poteau PRef1

Le spécimen de Sadone [R.Sadone et al 2011] est un poteau fixé d'une manière monolithique à une semelle, représentant l'encastrement poteau/dalle ou poteau/poutre. La combinaison de charge appliquée est constituée d'un chargement vertical constant durant le test et d'un chargement horizontal monotone.

- Dimensions et géométrie

La structure est composée de deux parties. Le poteau de dimensions $0,25 \times 0,37 \times 2,50$ [m], et la semelle de $1,25 \times 1,00 \times 1,00$ [m] constituant le socle (fig.3.1).

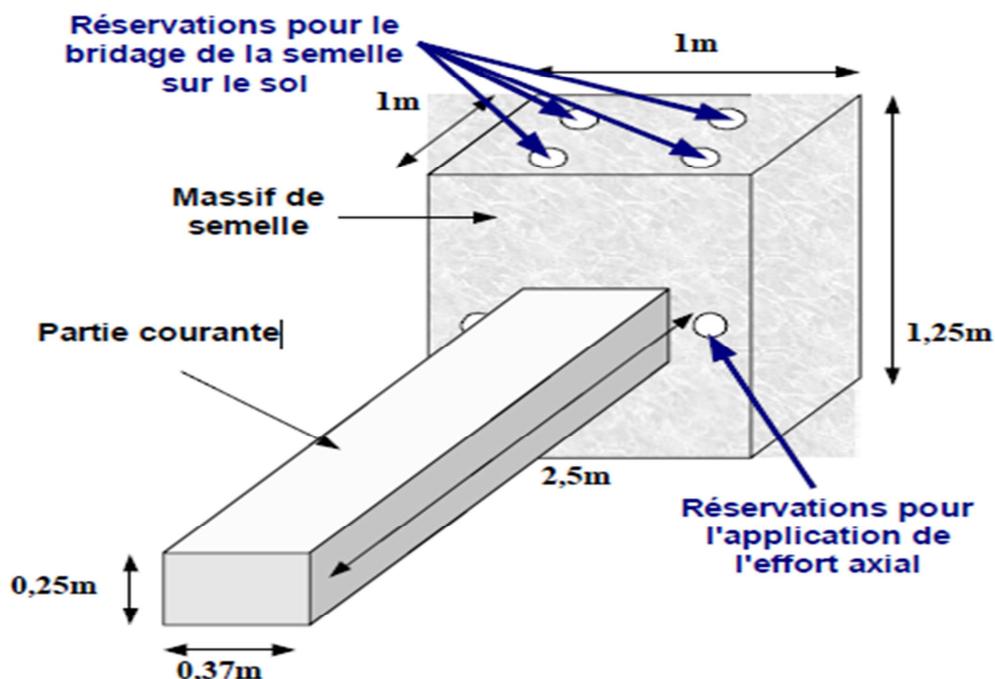


Figure 3.1 : Géométrie des corps d'épreuve.

Ferrailage

Le ferrailage du poteau est conçu selon les règles minimales du BAEL, pour tenir compte des caractéristiques voisines de celles relatives aux anciennes constructions, c.-à-d., non soumises à un dimensionnement parasismique.

Le ferrailage est composé de six(06) armatures longitudinales HA10, ligaturés par des cadres de diamètre 6 [mm] (figure 3.2). L'espace des cadres n'est pas uniforme. Les cadres ont été rapprochés (espacement de 75 mm) en tête de poteau (sur une hauteur de 80cm) afin que celui-ci résiste à l'effort tranchant induit par l'application de l'effort latéral. L'espacement des cadres étant de 150 [mm] sur le reste de la hauteur du poteau (figure 3.3.).

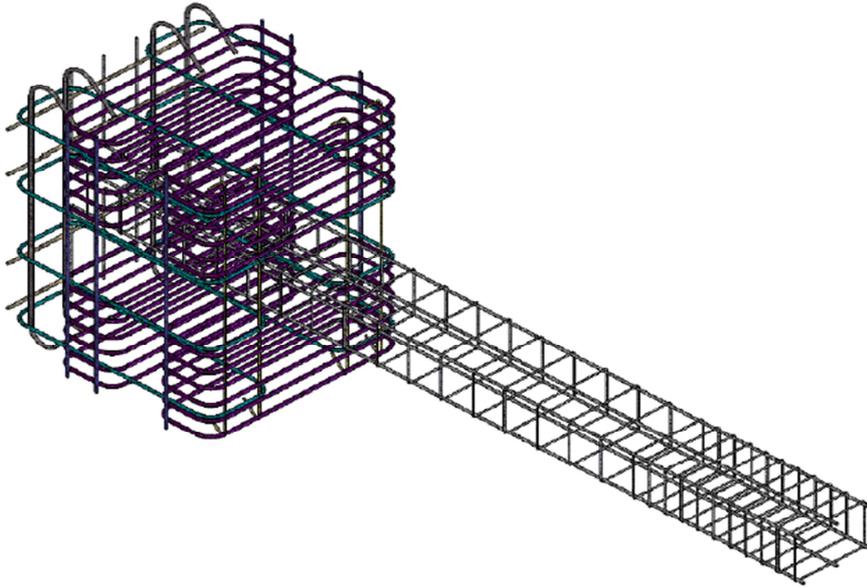


Figure 3.2 : Vue d'ensemble du ferrailage des corps d'épreuve.

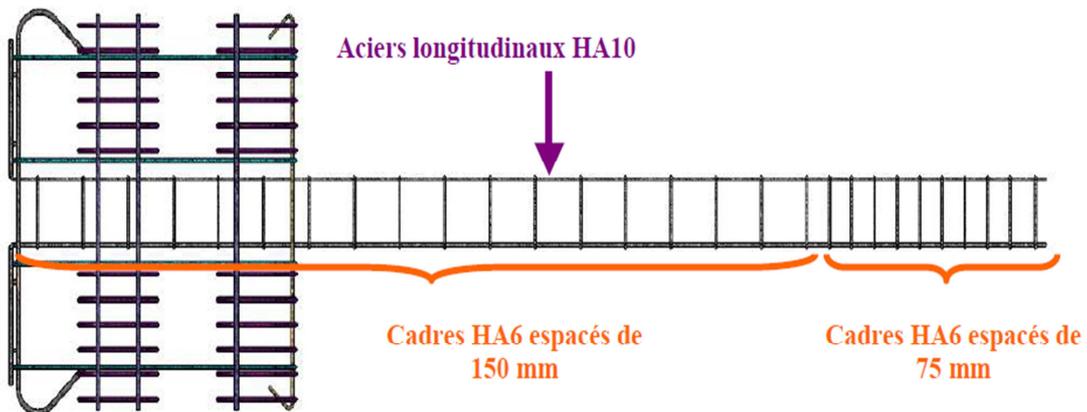
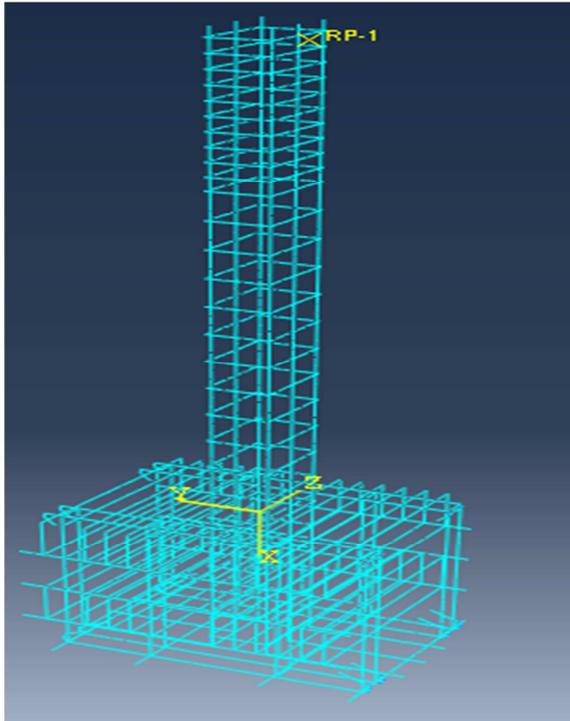


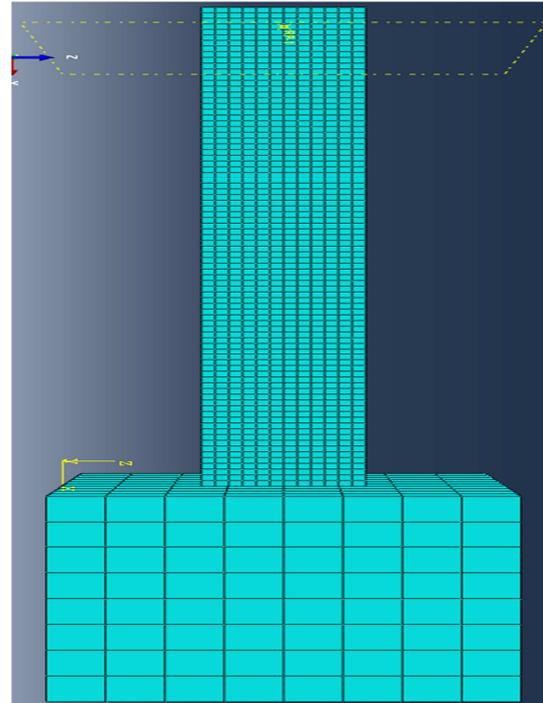
Figure 3.3 : Vue de profil du ferrailage pour les corps d'épreuve utilisant des cadres HA6.

3.2.2. Modèle numérique

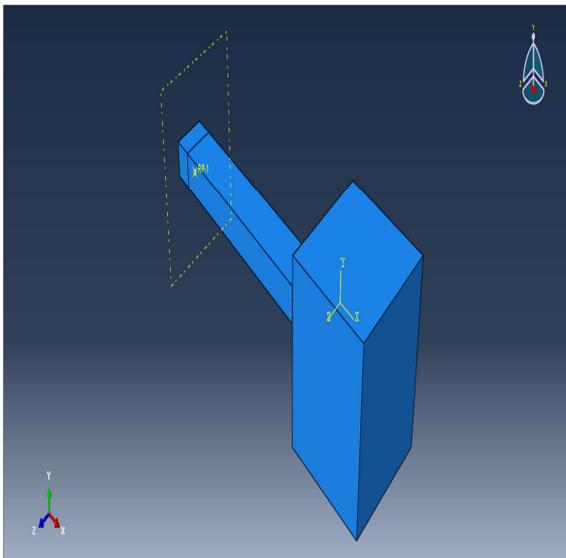
L'idéalisation par éléments finis du spécimen testé par Sodiane est représentée sur la figure 3.4. Des éléments linéaires solides (C3D8R) sont utilisés pour le béton. La dimension d'un élément solide est de 3.0 [cm] dans les trois directions de l'espace, cela, rend le maillage du béton fin ; pour la semelle, le maillage est grossier (13[cm]), car on a considéré le comportement comme linéaire élastique. Les barres d'aciers sont maillées avec des éléments « beam » dont la longueur est de 5 [cm]. Le choix de ce type de maillage, ainsi que les dimensions des éléments ont été adoptés après une étude de convergence.



(a) Maillage de l'acier



(b) Maillage du béton



(c) Géométrie et conditions aux limites

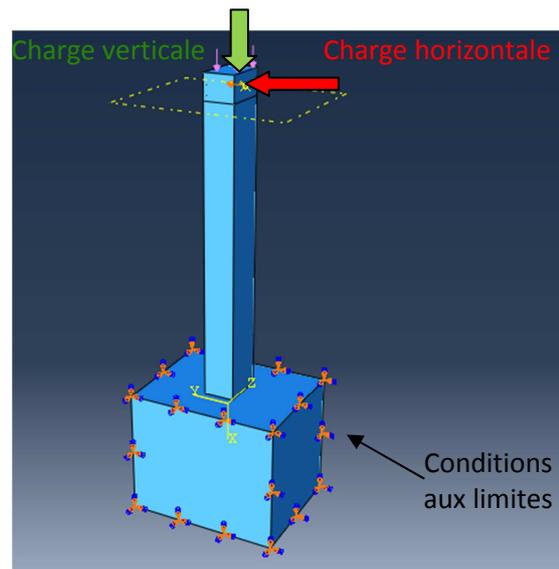


Figure 3.4 : Modèle éléments finis du poteau de Sadone [Sadone 2011] sous Abaqus.

3.3. Les lois et les paramètres des matériaux

3.3.1. Béton

Les valeurs des différents paramètres, décrits dans le chapitre précédent, sont calculées à l'aide d'un programme établi sur MATLAB, pour concevoir les courbes uni axiales à injecter dans le code Abaqus.

Chapitre 03 : Validation du modèle expérimental

Le tableau 3.1 résume les valeurs nécessaires pour reproduire numériquement les courbes de compression, de traction et d'endommagement, ainsi que les valeurs définissant le comportement multiaxial du béton.

Paramètres de chargement uni axial	Valeur	Dénotation
$f_c (MPa)$	42.1	Contrainte en compression
$f_{c0} = 0.3f_c (MPa)$	12.63	Contrainte élastique en compression
$f_{t0} = 0.33\sqrt{f_c} (MPa)$	2.14	Contrainte élastique en traction
$G_{ft} = 10^{-3} a_f f_c^{0.7} (N/mm)$	0.054	Energie de fissuration en traction
$G_{fc} = 100G_{ft} (N/mm) (CEB)$	5.4	Energie de fissuration en compression
$E = 11000(f_c)^{\frac{1}{3}}$	38266.6	Module de Young
$a_c = 2 \times \frac{f_c}{f_{c0}} - 1 + 2 \sqrt{\left(\frac{f_c}{f_{c0}}\right)^2 - \frac{f_c}{f_{c0}}}$	11.24	paramètre pilotant la courbe de compression avant le pic
$b_c = f_{c0} \frac{l_c}{f_c} \left(1 + \frac{a_c}{2}\right)$	154.88	paramètre pilotant la courbe de compression après le pic (partie adoucissante)
a_t	-0.5	paramètre pilotant la courbe de traction avant le pic
$a_c = f_{c0} \frac{l_c}{G_{fc}} \left(1 - \frac{a_c}{2}\right)$	288.352	paramètre pilotant la courbe de traction après le pic (partie adoucissante)
ν	0,18	Coefficient de poisson
Paramètres de chargement multiaxial	Valeur	Dénotation
ψ	56°	Angle de dilatation
σ_{b0}/σ_{c0}	1.16	Rapport entre contrainte bi axiale et uni axiale
ϵ	0.1	Excentricité du potentiel d'écoulement
Kc	0.667	Paramètre Kc
μ	0	Paramètre de viscosité

Tableau 3.1 : Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton

3.3.2. Acier

Caractéristiques	Diamètre	
	HA6	HA10
Contrainte à la rupture [MPa]	614	603
Déformation à la rupture	0.021	0.037
Déformation à la limite élastique	0.003	0.002
Module d'Young [GPa]	185	195

Tableau 3.2 : Caractéristiques du matériau acier

Les caractéristiques des armatures sont rapportées dans la table 3.2. Dans la table, la limite élastique n'est pas reportée, néanmoins, on peut la calculer facilement (module Young x déformations élastique).

3.4. Résultats et discussion

3.4.1. Comportement global

3.4.1.1. Vérification du critère énergétique

La figure 3.5 suivante, présente un graphe qui montre que l'utilisation d'Abaqus explicit pour des chargements statiques est très faisable, où l'on constate que l'énergie interne est égale à celle externe et que l'énergie cinétique est quasiment nulle. Ceci nous permet de stipuler qu'on est dans un cas statique.

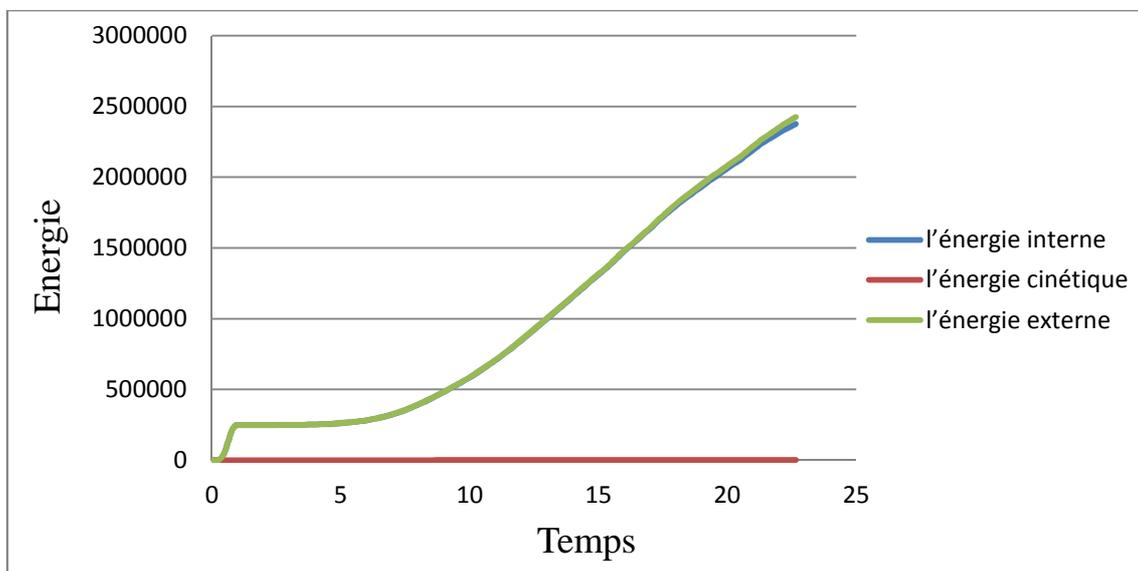


Figure 3.5 : Vérification du critère énergétique pour le poteau

3.4.1.2. Evaluation du comportement global

La figure 3.6 présente les courbes force-déplacement obtenues pour les modèles expérimental et numérique.

On distingue deux phases :

1^{ère} phase : le poteau a un comportement élastique jusqu'à un déplacement égal à 15 [mm] correspondant à une charge de 36 [kN]. La superposition des courbes montre une compatibilité absolue dans la partie élastique.

2^{ème} phase : on note la perte de la rigidité initiale. Un comportement plastique s'installe progressivement à partir de cette charge de 36 [kN]. La superposition des deux courbes montre une bonne corrélation. En effet, la capacité ultime du modèle numérique atteint une valeur de 54.663 [kN] contre 57 [kN] pour l'expérimental, soit une variation relative de 4.1%. En terme de déplacements, le modèle numérique répond mieux, sans toutefois être significatif, atteignant une valeur 71.25 [mm] contre 68 [mm] pour l'expérimental, soit une variation de 4.8%.

La comparaison de ces deux courbes montre que le modèle numérique reproduit d'une manière satisfaisante la réponse globale du poteau expérimental.

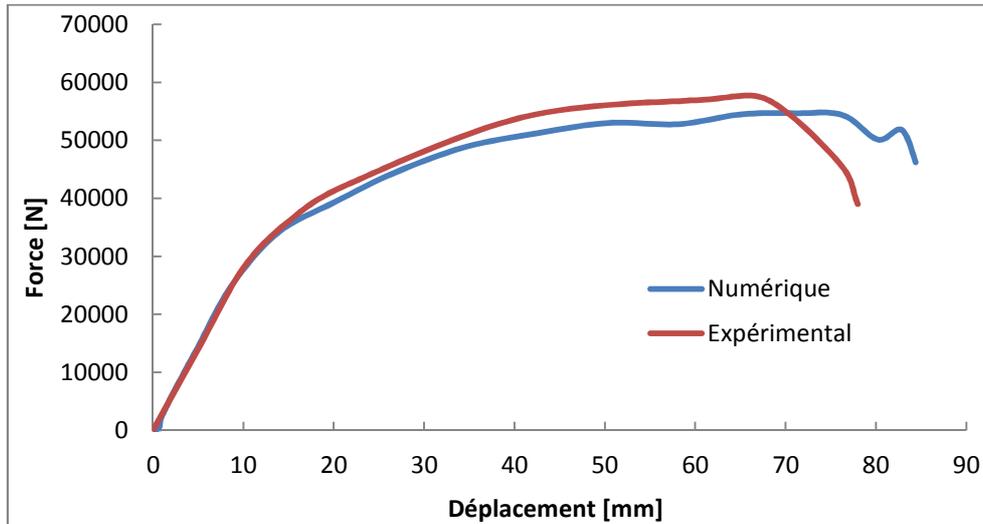


Figure 3.6 : Superposition des courbes force-déplacement des modèles numérique et expérimental.

3.4.2. Evolution des dommages

- Initiation de fissures

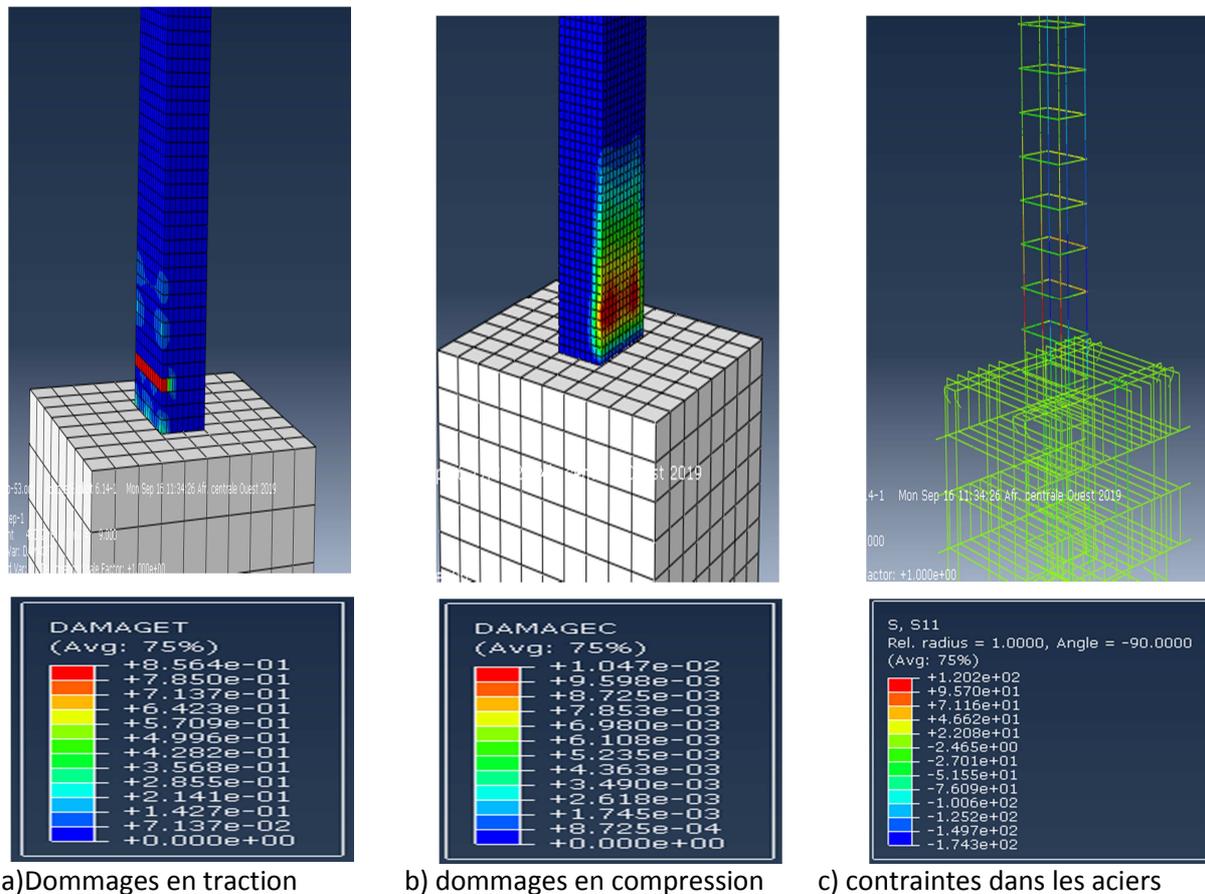
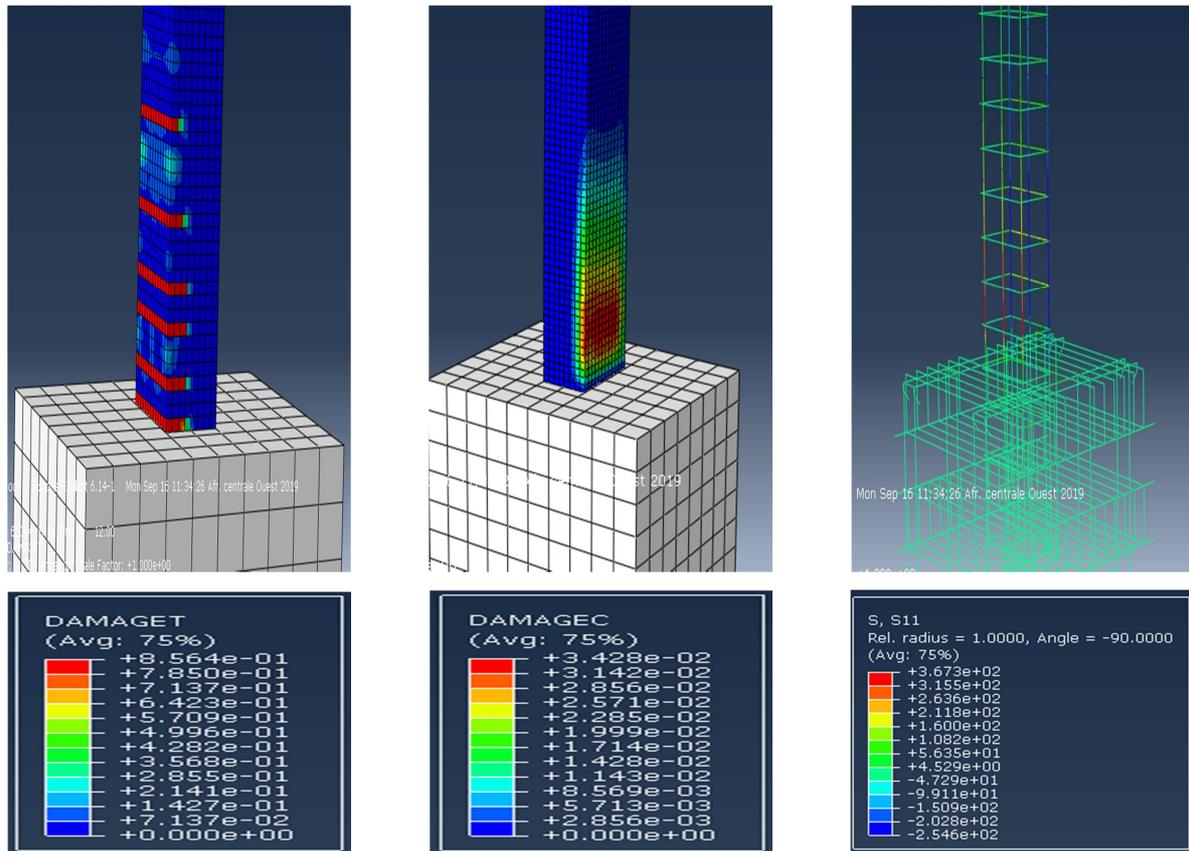


Figure 3.7 : Visualisation de l'état mécanique correspondant à l'initiation des fissures (F = 34 kN)

La figure 3.7 présente les dommages en traction et en compression obtenus avec Abaqus. L'initiation des fissures de flexion apparaissent pour une charge de 34KN. La visualisation de la figure 3.7.c, confirme cet état de comportement. En effet le ferrailage le plus sollicité étant les armatures verticales dont la valeur maximale est de 120.2 MPa.

- Comportement mécanique pour la charge de 44.6 kN



a) Dommages en traction b) dommages en compression c) contrainte dans l'acier

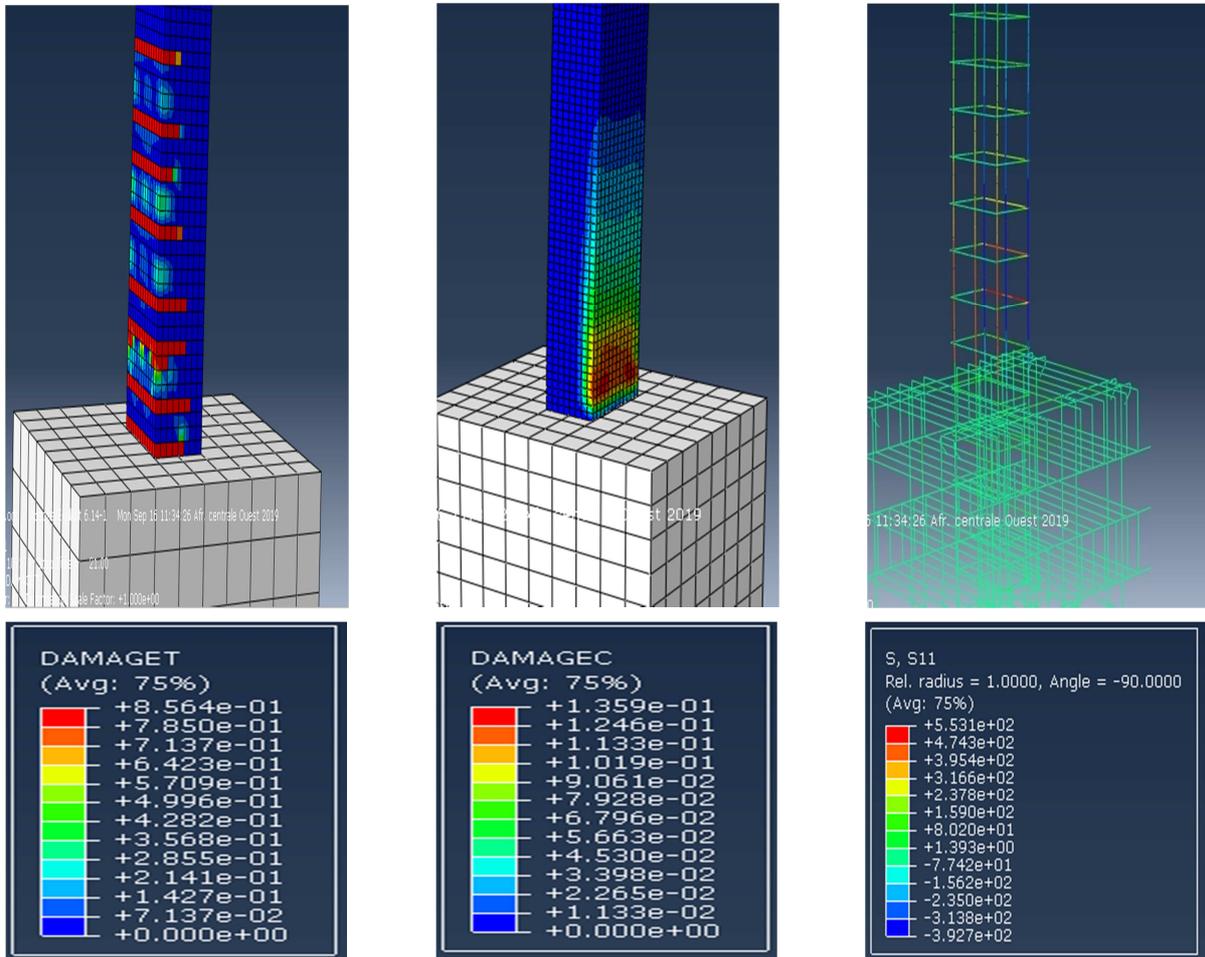
Figure 3.8 : Visualisation de l'état mécanique correspondant à une force de 44.6 KN (état intermédiaire).

Pour une charge de 44.6 KN, le comportement du poteau est toujours guidé par la flexion. Ces fissures de flexion se propagent sur une hauteur plus importante à partir de la base du poteau comme indiqué sur les figures 3.8(a) et (b). La visualisation de figure 3.8.c montre que les armatures transversales sont faiblement sollicitées ; les armatures verticales subissent les contraintes maximales (valeur maximale de 367.3 MPa). Cependant, ces armatures verticales travaillent toujours dans le domaine élastique (contrainte limite élastique étant égale à 390 MPa).

- Comportement correspondant à la charge ultime

Les figures 3.9(a) et 3.9(b), illustrent la propagation de l'endommagement en traction et en compression, respectivement. La hauteur endommagée du poteau, à partir de la base, est importante. Le comportement global du poteau est toujours guidé par la flexion, la répartition des contraintes dans les armatures longitudinales et transversales confirme cet état de fait

(figure 3.9 c). En effet, les valeurs des contraintes relevées sont de l'ordre de 474 kN pour les armatures longitudinales et de 553 kN pour les transversales. On note que les armatures longitudinales sont plastifiées (contraintes dépassant les 390MPa, valeur de référence de la limite élastique des armatures longitudinales). Par contre, les armatures transversales sont toujours dans le domaine élastique (La valeur limite étant de 555MPa).



a) Dommages en traction b) Dommages en compression c) Contraintes dans les aciers
Figure 3.9 : Visualisation de l'état mécanique correspondant à la charge ultime (F = 54.66 kN)

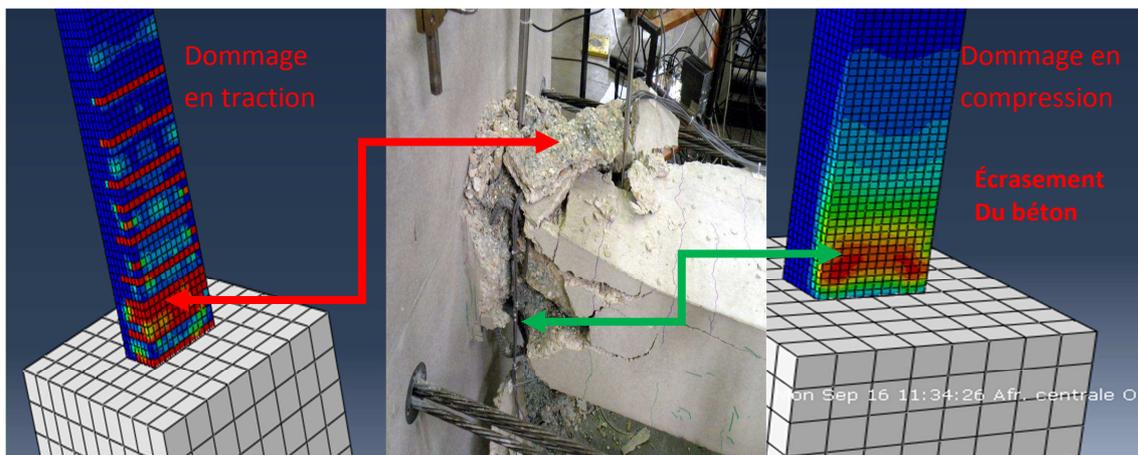


Figure 3.10 : Visualisation des dommages correspondants à la charge de rupture

La figure 3.10 montre les dommages en traction et en compression au voisinage de la rupture des modèles étudiés. On constate que la localisation des dommages relevés sur le modèle numérique correspond à l'évolution vers la rupture du spécimen expérimental.

3.4.3. Conclusion

Au vu de l'analyse mécanique globale et de la localisation des dommages en traction et en compression, des modèles expérimental et simulé, on peut affirmer que les résultats numériques relevés reflètent d'une manière satisfaisante le comportement du spécimen expérimental.

Chapitre 04

Chemisage de poteau en béton armé

Sommaire du chapitre 04

4.1. Introduction	39
4.2. Modèles renforcés par chemisage en béton armé de 5cm.....	39
4.2.1. Modèle MRC5f0.1	40
4.2.2. Modèle MRC5f0.3	42
4.2.3. Modèle MRC5f0.5	43
4.2.4. Modèle MRC5CP	44
4.2.5. Comparaison et discussion des résultats relatifs aux différents modèles.	45
4.3. Modèles renforcés par chemisage en béton armé de 10 cm.....	46
4.4. Conclusion.....	47

4.1. Introduction

Dans cette partie, on s'intéresse au renforcement du poteau en béton armé de R.Sadone (validé au chapitre 3), à l'aide d'une chemise en béton armé d'épaisseur variable (5cm et 10cm).

L'approche présentée ici concerne l'influence du coefficient de frottement entre l'ancien et le nouveau béton (des valeurs de 0.1, 0.3, 0.5 ainsi qu'un contact parfait ont été configuré), en adoptant un espacement des cadres transversaux constant de 15cm à la base du poteau. Les armatures utilisées sont de type HA10 pour les verticales et HA8 pour les transversales. Les modèles sont identifiés dans le tableau 4.1.

Modèles	Identification
MRC5f0.1	Modèle Renforcé (Chemise de 5cm, Coefficient de Frottement de 0.1)
MRC5f0.3	Modèle Renforcé (Chemise de 5cm, Coefficient de Frottement de 0.3)
MRC5f0.5	Modèle Renforcé (Chemise de 5cm, Coefficient de Frottement de 0.5)
MRC5CP	Modèle Renforcé (Chemise de 5cm, Contact Parfait)
MRC10f0.3	Modèle Renforcé (Chemise de 10cm, Coefficient de Frottement de 0.3)

Tableau 4.1 : Identification des modèles utilisés

4.2. Modèles renforcés par chemisage en béton armé de 5cm

L'approche consiste à faire varier le coefficient de frottement (0.1, 0.3, 0.5 et contact parfait), dans le cas de chemisage d'épaisseur de 5cm. Cette approche permettra d'évaluer l'influence de cette interface ainsi idéalisée, le comportement mécanique global du poteau renforcé. La cage d'armatures est constituée de HA10 pour le ferrailage vertical et de HA8 pour celui transversal.

Dimensions et géométrie

La structure est composée de trois parties. Le poteau de dimensions 0.25 x 0.37 x 2.50 [m], la semelle de 1.25 x 1.00 x 1.00 [m] constituant le socle et une chemise d'épaisseur de 5cm et de dimensions 0.35x0.47x2.50 [m] (fig.4.1).

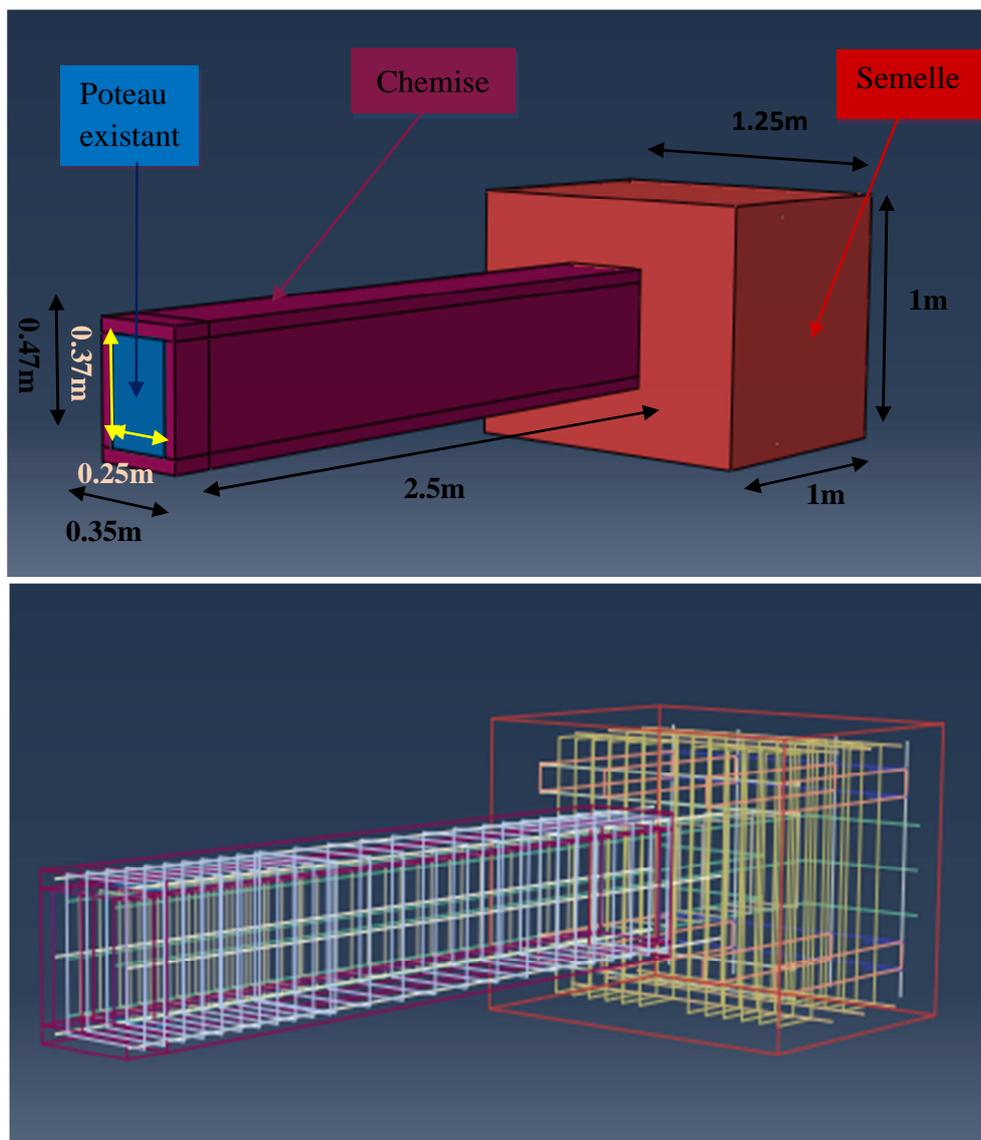


Figure 4.1 : Géométrie et ferrailage du poteau renforcé avec une chemise d'épaisseur 5cm.

4.2.1. Modèle MRC5f0.1

La figure 4.2, représente la courbe force-déplacement d'un modèle de référence qui représente le modèle classique (MC) comparée à un modèle MRC5f0.1 avec un coefficient de frottement égale à 0.1. On constate une amélioration de comportement global du poteau renforcé. Effet dans le domaine linéaire élastique, les deux courbes présentent des pentes différentes. Le modèle MRC5f0.1 présente une pente plus raide, indiquant que ce modèle est rigidifié par l'apport de la chemise. Du point de vue capacité, le modèle MRC5f0.1 atteint les 73.78 KN, alors que le spécimen classique présente uniquement une charge ultime de 54.66kN.

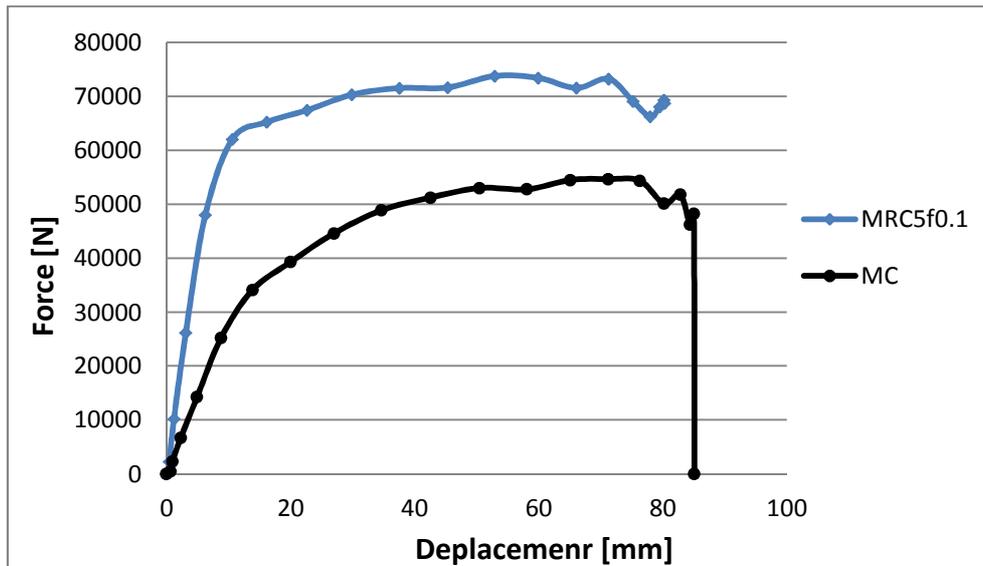


Figure 4.2 : Comparaison des courbes forces déplacements : MC et MRC5f0.1

La figure 4.3 permet de visualiser le comportement global du modèle MRC5f0.1 correspondant à l'état ultime. L'endommagement du poteau à la base, reflète un comportement de flexion (nature des fissures). Ce comportement est confirmé par la plastification des armatures verticales de la chemise, alors que les armatures transversales (les cadres) travaillent encore dans le domaine élastique. Effet, les contraintes dans les armatures longitudinales atteignent 537.982 MPa dépassant nettement la limite élastique qui de 390 MPa.

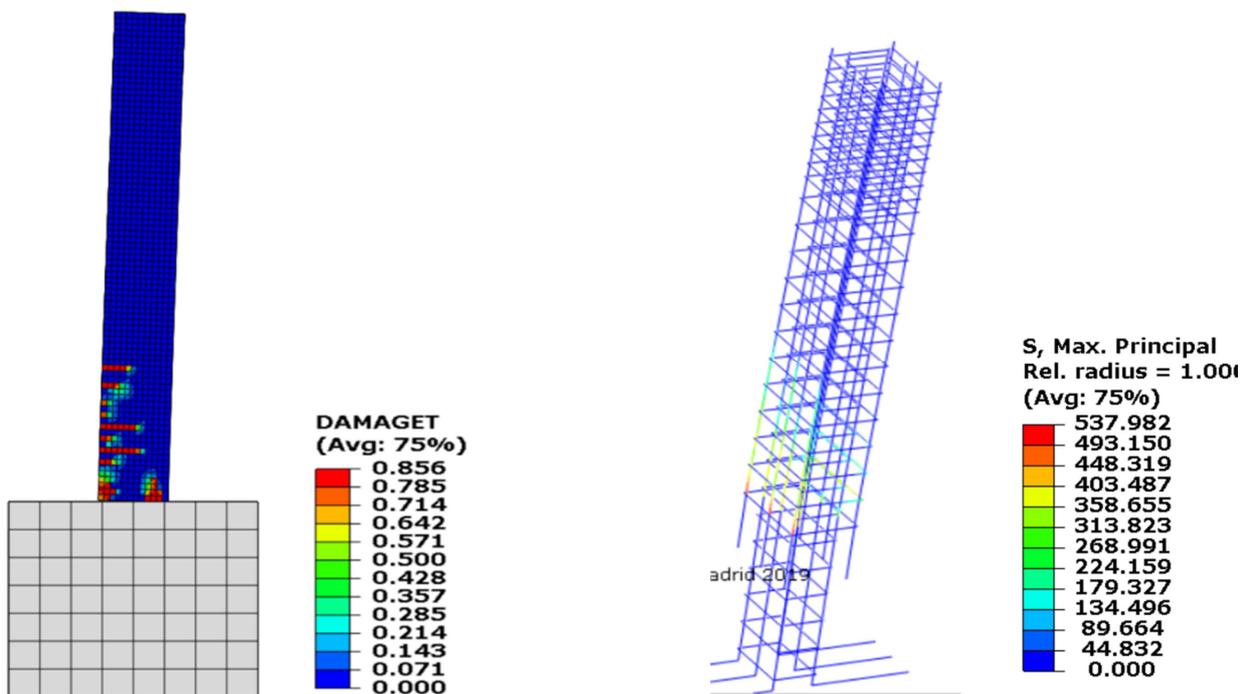


Figure 4.3 : Comportement ultime du modèle MRC5f0.1
(Correspondant à la charge ultime de 73.78 KN)

4.2.2. Modèle MRC5f0.3

La figure 4.4 illustre la comparaison des modèles classique et MRC5f0.3 (modèle renforcé avec l'utilisation d'un coefficient de frottement de 0.3), relative à la courbe force-déplacement. Une grande similitude est à relever par rapport à la comparaison précédente (voir figure 4.1). En effet le comportement mécanique global du modèle MRC5f0.3 est presque identique à celui du modèle MRC5f0.1.

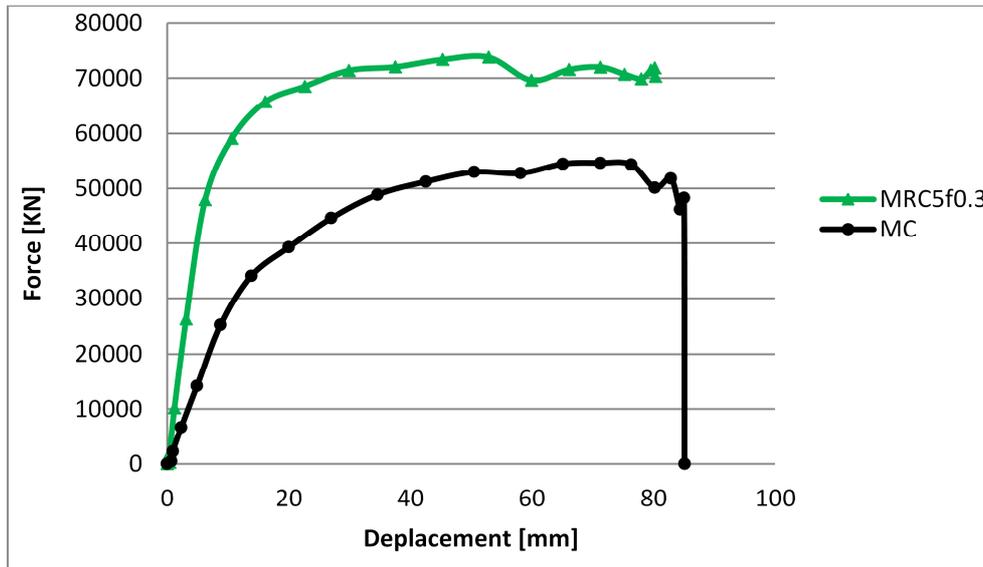


Figure 4.4 : Comparaison des courbes forces déplacements : MC et MRC5Cf0.3

Le comportement global du modèle MRC5Cf0.3 relatif à la charge ultime est illustré par la figure 4.5. Il est à noter que le changement significatif par rapport au modèle précédent est que les armatures verticales de la chemise sont plus sollicitées. Leur contrainte principale maximale atteint les 558,33 MPa.

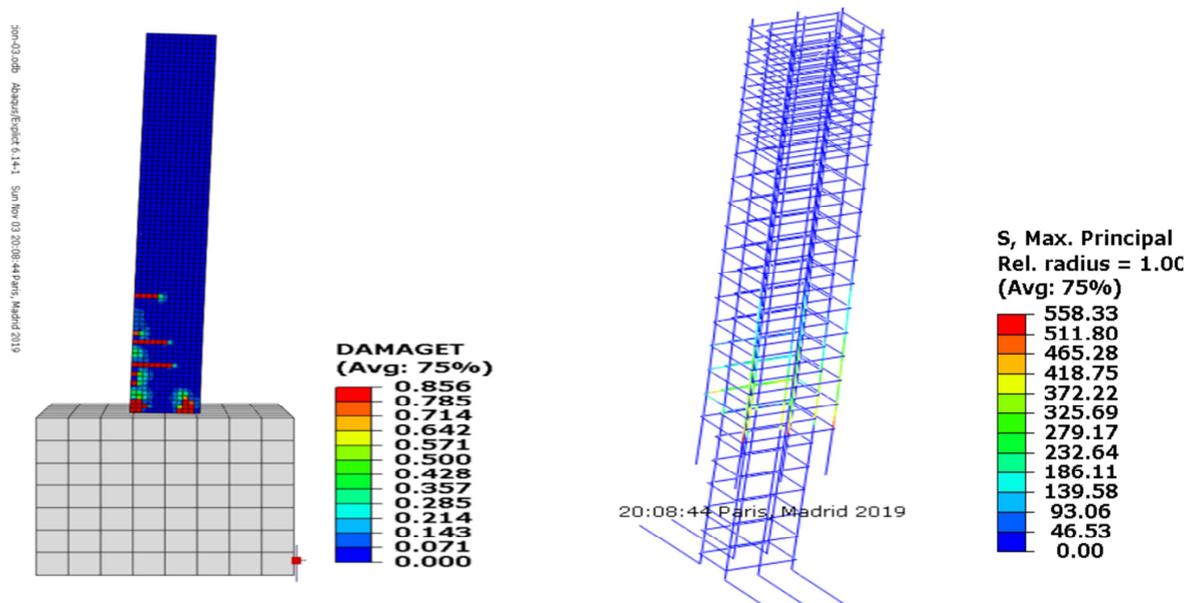


Figure 4.5 : Comportement ultime du modèle MRC5f0.3 (Correspondant à la charge ultime de 73.74 kN)

4.2.3. Modèle MRC5f0.5

La figure 4.6, montre une différence de comportement mécanique entre le modèle classique et le modèle MRC5f0.5. Toutefois, cette différence a été déjà soulignée avec les modèles MRC5f0.1 et MRC5f0.3. Finalement, le coefficient de frottement de 0.5 n'a pas apporté un plus significatif par rapport au deux premiers modèles.

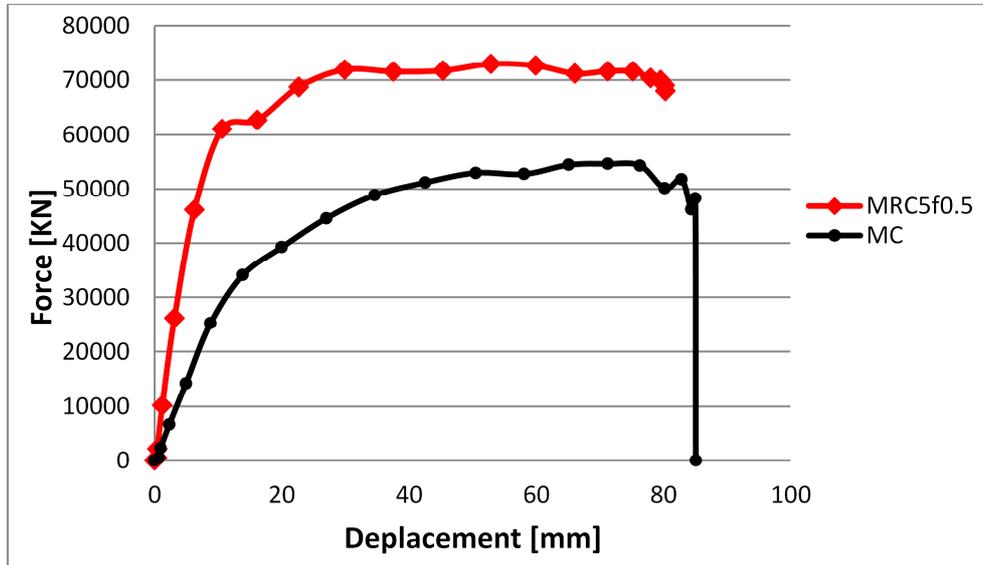


Figure 4.6 : Comparaison des courbes forces déplacements : MC et MRC5Cf0.5.

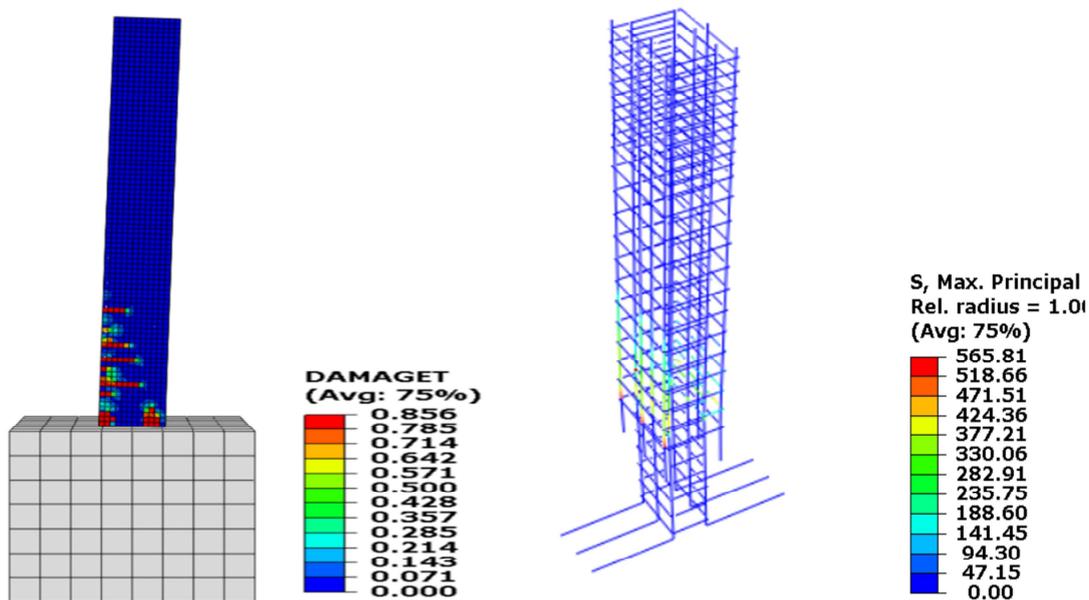


Figure 4.7 : Comportement ultime du modèle MRC5f0.5
(Correspondant à la charge ultime de 72.95 KN)

La figure 4.7 montre le même comportement dominé par la flexion (déjà vu avec les modèles MR5f0.1 et MR5f0.3). On remarque que les armatures verticales localisées dans la chemise sont sollicitées un peu plus, leur contrainte maximale atteint les 565.81 MPa.

4.2.4. Modèle MRC5CP

La figure 4.8, montre l'évolution importante du modèle MRC5CP par rapport au modèle classique MC. Ce modèle, conçu en considérant un contact parfait, ne reflète pas la réalité. En effet dans les structures en béton armé le contact parfait entre l'ancien et le nouveau béton n'existe pas. Ce spécimen est ajouté à cette étude pour mieux cerner l'évolution du comportement mécanique du poteau par rapport à la qualité de cette interface.

On observe une grande amélioration de la capacité par rapport au modèle classique. La charge ultime du modèle avoisine les 90 KN.

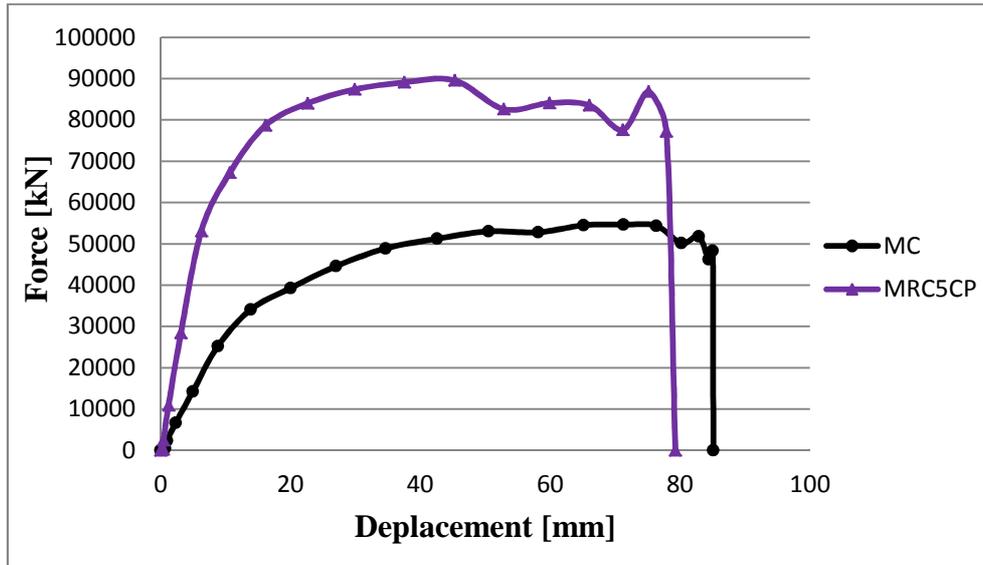


Figure 4.8 : Comparaison des courbes forces déplacements : MC et MRC5CP.

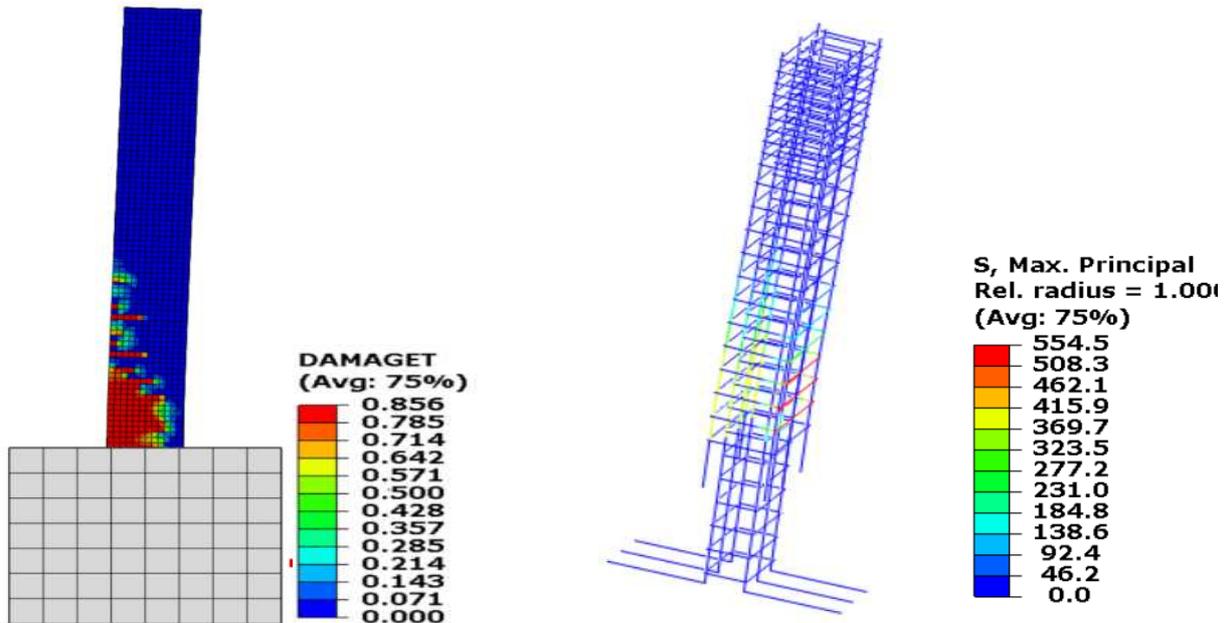


Figure 4.9 : Comportement ultime du modèle MRC5CP
(Correspondant à la charge ultime de 89.55 KN)

La figure 4.9 montre un comportement mécanique au voisinage des 90 KN, représentant la charge ultime. Les armatures verticales travaillent dans le domaine plastique (les contraintes dépassant la limite élastique des 390 MPa), mais la valeur maximale des contraintes qui de 554 MPa, est atteinte par les armatures transversales (les cadres) dont la limite élastique est de 555 MPa. Les cadres qui sont les plus sollicités sont ceux situés du côté comprimé à la base du poteau. On peut penser qu'il y a écrasement du béton dans cette région.

4.2.5. Comparaison et discussion des résultats relatifs aux différents modèles (chemise de 5 cm d'épaisseur).

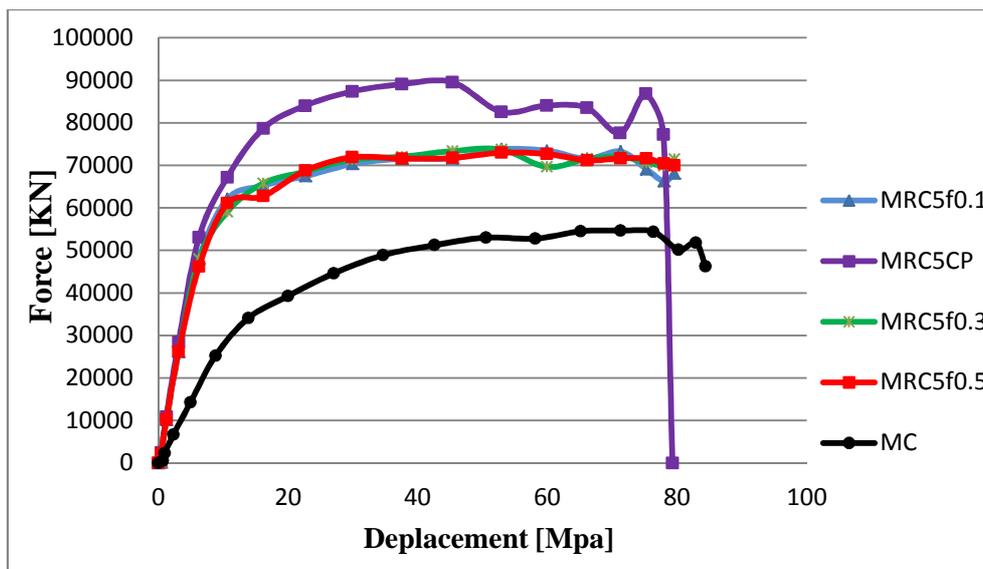


Figure 4.10 : Superposition des courbes force-déplacement des modèles MC, MRC5f0.1, MRC5f0.3, MRC5f0.5 et MRC5CP

La figure 4.10, représente la superposition des courbes force-déplacement obtenues pour les différents modèles. On distingue un fuseau de courbes (caractérisant les modèles renforcés qui tiennent compte de coefficient de frottement) distinct de la courbe de référence du modèle classique (MC) mais aussi de la courbe décrivant le comportement global du modèle avec contact parfait. D'après les résultats obtenus on peut constater que le coefficient de frottement n'a pas une grande influence sur le comportement de poteau.

Modèle	Charge ultime [kN]	Déplacement correspondant [mm]	Gain de charge/ au modèle classique (MC) en (%)
MC	54.66	71.25	/
MRC5CP	89.55	45.29	63.8
MRC5f0.1	73.78	52.89	34.9
MRC5f0.3	73.74	52.88	34.9
MRC5f0.5	72.95	52.88	33.4

Tableau 4.2 : Récapitulatif des résultats relatifs au comportement mécanique global des différents modèles.

Les charges ultimes, leurs déplacements correspondants, ainsi que leurs gains de charge par rapport au modèle classique sont représentés dans le tableau 4.2.

On note que les trois modèles renforcés incluant un coefficient de frottement (MR5f0.1, MR5f0.3 et MR5f0.5), sous chargement ultime, subissent un même déplacement égal à 52.9 mm. En termes de charge ultime, le gain par rapport au modèle classique MC est estimé à 35% pour les modèles MR5f0.1 et MR5f0.3, et à 33.5% pour MR5f0.5 (Voir tableau 4.2). Le modèle MRC5CP engendre la plus grande progression estimée à presque 64%. Il subit un déplacement de 45.29mm correspondant à la charge ultime, ce qui dénote une rigidité renforcée.

4.3. Modèle renforcé par chemisage en béton armé de 10 cm d'épaisseur

Les résultats sortis des modèles précédents n'ont pas apportés une variation conséquente du comportement mécanique global par rapport aux différents coefficients de frottement utilisés. De ce fait, l'idée s'est portée sur l'augmentation de l'épaisseur de la chemise à adopter. Le choix s'est porté sur une épaisseur de 10 cm, avec un coefficient de frottement de 0.3 (valeur courante utilisée pour ce coefficient). La cage d'armatures est constituée de HA10 pour le ferrailage vertical et de HA8 pour celui transversal.

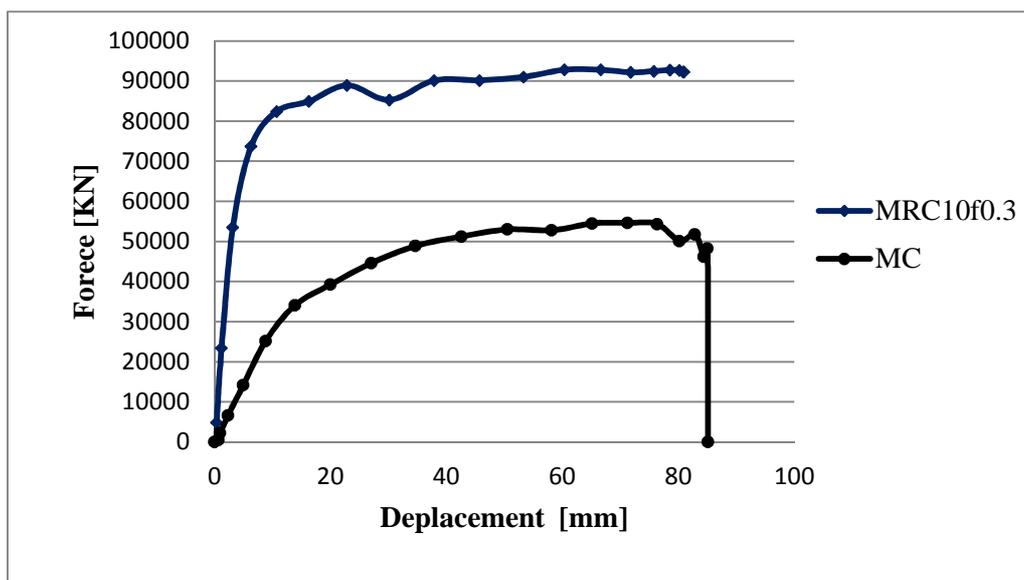


Figure 4.11 : Comparaison des courbes forces déplacements : MC et MRC10f0.3.

La figure 4.11, représente la courbe force-déplacement du modèle de référence qui représente le modèle classique (MC) comparée à un modèle MRC10f0.3 (renforcement par une chemise de 10 cm d'épaisseur, l'interface est assurée par un coefficient de frottement de 0.3). L'examen du domaine élastique, montre que la pente relative au modèle MRC10f0.3 est très raide. Ce modèle présente une charge ultime 92.82kN pour un déplacement correspondant de 60.4 mm.

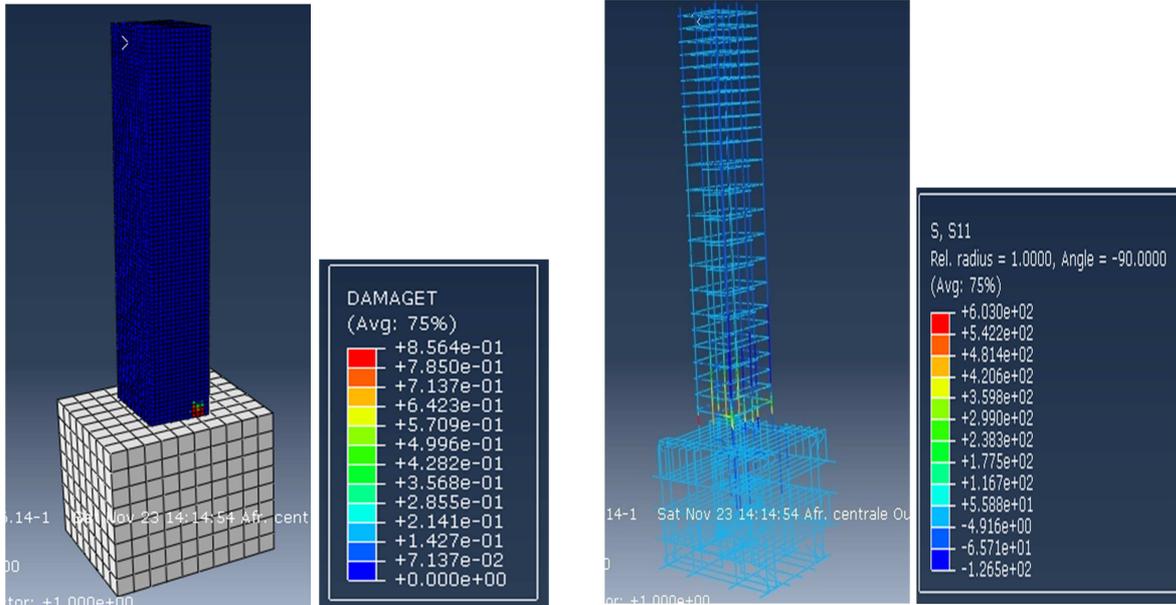


Figure 4.12 : Comportement ultime du modèle MRC10f0.3
(Correspondant à la charge ultime de 92.82 KN)

La figure 4.12 montre un comportement mécanique au voisinage d'une charge ultime de 92 KN. Les armatures verticales travaillent dans le domaine plastique (leur contrainte maximale avoisine la contrainte de rupture qui est de 603 MPa). Les armatures transversales sont soumises à des contraintes avoisinant les 480 MPa.

4.4. Conclusion

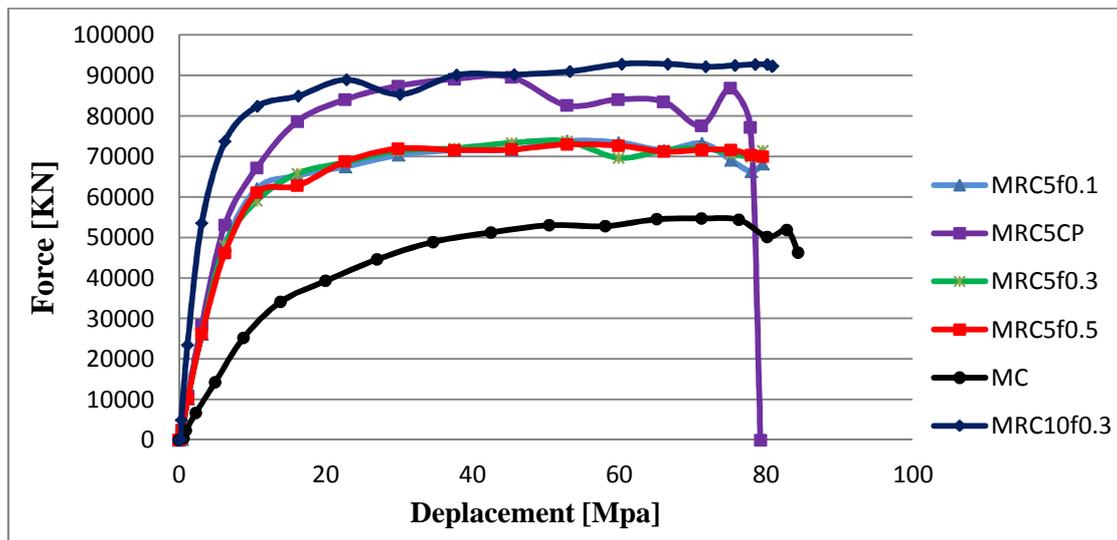


Figure 4.13 : Récapitulatif des courbes force-déplacement des modèles MC, MRC5Cf0.1, MRC5Cf0.3, MRC5Cf0.5 et MRC5CP et MRC10f0.3.

La figure 4.13, représente la superposition des courbes force-déplacement obtenues pour les différents modèles (MC, MRC5Cf0.1, MRC5Cf0.3, MRC5Cf0.5 et MRC5CP et MRC10f0.3). D'après les résultats obtenus on peut relever que l'épaisseur de la chemise est plus influente

Chapitre 04 : Chemisage de poteau en béton armé

que la variation du coefficient de frottement pour cette étude. De plus, on note que du point de vue rigidité dans le domaine élastique, la pente maximale est relevée pour le modèle renforcé par une chemise de 10 cm.

Modèle	Charge ultime [kN]	Déplacement correspondant [mm]	Gain de charge/ au modèle classique (MC) en (%)
MC	54.66	71.25	/
MRC5CP	89.55	45.29	63.8
MRC5f0.1	73.78	52.89	34.9
MRC5f0.3	73.74	52.88	34.9
MRC5f0.5	72.95	52.88	33.4
MRC10f0.3	92.82	60.37	69.8

Tableau 4.3 : Récapitulatif des résultats relatifs au comportement mécanique global des différents modèles.

Le tableau 4.3 représente les charges ultimes, leurs déplacements correspondants, ainsi que leurs gains de charge par rapport au modèle classique pour les différents modèles.

On remarque que les trois modèles renforcés par la chemise de 5cm incluant un coefficient de frottement (MR5f0.1, MR5f0.3 et MR5f0.5), sous chargement ultime, subissent un même déplacement égal à 52.9 mm. En termes de charge ultime, le gain par rapport au modèle classique MC est estimé à 35% pour les modèles MR5f0.1 et MR5f0.3, et à 33.5% pour MR5f0.5 (Voir tableau 4.3). Le modèle MRC5CP engendre progression estimée à presque 64%. Il subit un déplacement de 45.29mm correspondant à la charge ultime, mais il faut noter que ce contact parfait n'existe pas dans la réalité.

Le modèle renforcé par une chemise de 10cm et un coefficient de frottement égal à 0.3, engendre la plus grande progression estimée à presque 70%. Il subit un déplacement de 60.37mm, correspondant à la charge ultime de 92.82 KN. L'augmentation de la section transversale engendre une rigidité supplémentaire. De plus, la comparaison des modèles MRC10f0.3 et MRC5f0.3, c'est à égalité de coefficient de frottement (égal à 0.3), mais d'épaisseurs de chemise différentes (10 et 5 [cm]), montre une augmentation de la capacité ultime estimée à 26% en faveur du spécimen renforcé avec une chemise de 10 [cm].

D'après les résultats de la figure 4.13 et du tableau 4.3, on peut dire que pour cette étude le coefficient de frottement n'a pas une grande influence sur le comportement global du poteau par contre la variation de l'épaisseur de la chemise a une influence directe sur ce comportement.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'objectif principal de ce travail étant l'étude de renforcement par chemisage d'un poteau en béton armé. Deux paramètres d'influence ont été choisis : un coefficient de frottement définissant l'interface entre l'ancien et le nouveau béton, et, l'épaisseur de la chemise de renforcement. L'élément choisi étant un poteau en béton armé testé expérimentalement par R.Sadone.

Les principales conclusions sont énumérées ci-dessous :

- Le modèle éléments finis, développé sous ABAQUS, prédit adéquatement le comportement de poteau sous chargement monotone. L'étude est menée avec des paramètres dont les valeurs sont calibrées donnant une très bonne concordance avec les résultats expérimentaux. En effet, la capacité ultime du modèle numérique atteint une valeur de 54.663 [KN] contre 57 [KN] pour l'expérimental, soit une variation relative de 4.1%. En terme de déplacements, le modèle numérique répond mieux, sans toutefois être significatif, atteignant une valeur 71.25 [mm] contre 68 [mm] pour l'expérimental, soit une variation de 4.8%.
- Les modèles renforcés avec une chemise de 5[cm], montre que le coefficient de frottement (variant de 0.1 à 0.5), n'a pas apporté un changement qualitatif pour cette étude. Le gain en charge ultime est estimé à 35 %.
- Le modèle renforcé en considérant un contact parfait présente une évolution significative spécialement par rapport aux modèles introduisant un coefficient de frottement. Sa charge ultime étant de 89.55 [KN] (63.8 % de gain par rapport au modèle classique), correspondant à un déplacement de 45.29 [mm].
- Le modèle renforcé avec une chemise de 10 cm d'épaisseur et un coefficient de frottement égal à 0.3 répond mieux que les modèles précédents. Sa charge ultime atteint les 92.82 [KN] pour un déplacement correspondant à 60.37 [mm]. Par rapport au modèle classique, le gain de charge est estimé à 69.8%.
- A égalité de coefficient de frottement (égal à 0.3), le modèle renforcé avec une chemise de 10 [cm] d'épaisseur, affiche une augmentation d'environ 26% comparativement à celui conçu avec un renfort de 5 [cm].

Références bibliographiques

Références bibliographiques

[Benboudjema 2002]; Benboudjema, F. Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations bi axiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires. Thèse de doctorat, Université de Marne la vallée, France. 2002.

[Belarbi et Hsu 1994] Belarbi, A., Hsu, T.T.C. Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. *ACI Structural Journal*, 91 (4), pp.465–74, 1994.

[Boukais S. et all.] Méthodes de renforcement et de confortement des structures endommagées par le séisme. Journées scientifiques sur la gestion du risque sismique. J.S.U Tizi-Ouzou, 20-21 Novembre 2011.

[Fukuyama K.,] Studies on repair and strengthening method of damaged reinforced concrete column. *Cement & concrete composites* 22 (2000), p.81-88.

[Ghobarah A.,] El-Attar M., Aly N.M. Evaluation of retrofit strategies for reinforced concrete columns: a case study. *Engineering Structures* 22 (2000) 490–501. 11999 Elsevier Science Ltd.

[He et al 2006], He, W., Wu, Y. F., Liewand, K.M., Wu, Z., A 2D total strain based constitutive model for predicting the behaviors of concrete structures. *Int. J. of Eng. Science*, 44(18-19), pp.1280-1303, 2006.

[Hillerborg 1976] Hillerborg, A., Modéer, M., & Petersson, P. E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*. vol.6, pp.773–781, 1976.

[Junior et Venturini 2007]. Júnior, F. S. and Venturini, W. S. Damage modeling of reinforced concrete beams. *Advances in Engineering Software*, 38(8-9), pp.538-546, 2007.

[Kezmane 2015] Kezmane A. Prédiction du comportement mécanique des voiles de contreventement : Analyse et simulation. Thèse de doctorat, université UMMTO de Tizi Ouzou, 2015. P123

[Kassem 2010] , Kassem, W. and Elsheikh, A.]Estimation of Shear Strength of Structural Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, ISSN 0733-9445, Vol. 136, No. 10, pp. 1215–1224, 2010

[Kezmane et al 2016] Kezmane A., Boukais S., Hamizi M. Numerical simulation of squat reinforced concrete wall strengthened by FRP composite material. *Front. Struct. Civ. Eng.* DOI 10.1007/s11709- 016-0339-9. Higher Education Press and Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2016.

[Karsan et al 1969] Karsan, I.D., Jirsa, J.O. Behaviour of concrete under compressive loadings. *Journal of Structure Division*. ASCE, 95(12), pp.2535–2563, 1969

[Liu 2008], Belytschko, T., Liu, W. K., Moran, B., & Elkhodary, K. *Nonlinear finite elements for continua and structures*. West Sussex: Wiley. 2013.

Références bibliographiques

[Lubliner et al 89] Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., and Onate, E. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and structures*, 25(3), pp.299-326, 1989.

[Lee et Fenves al 1998] Lee J, Fenves G.L. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. *Engineering Mechanics*. 124(8): pp.892–900, 1998.

[Nechnech 2000]. Nechnech, W. Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées : une approche thermo-élasto-plastique endommageable. Thèse de doctorat, INSA Lyon, France. 2000

[Phuvoravan et Sotelino 2005], Phuvoravan, K. and Sotelino E. D. Nonlinear finite element for reinforced concrete slabs. *J. Struct. Engrg.*, 131(4), pp.643-649, 2005.

[Rabczuk et al 2005], Rabczuk, T., Akkermann, J. and Eibl, J. A numerical model for reinforced concrete structures. *Int. J. of Solids and Struct.*, 42(5-6), pp.1327-1354, (2005).

[Rots 1988] Rots, J.G. Computational modeling of concrete fracture. Thèse de doctorat. Technische Hogeschool Delft. The Netherlands. (1988).

[Raphaëlle Sadone]; « Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites, soumis à des sollicitations de type sismique, et analyse d'éléments de dimensionnement », thèse de Doctorat, 12 décembre 2011.

[Tikhomirov et Stein 2001], Tikhomirov, D. and Stein, E., Finite element computations of anisotropic continuum damage in reinforced concrete. *Computers & Structures*, 79(22-25), pp.2249-2260, 2001