

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Thèse de Master recherche en Génie Civil

Option : Structure

Présentée par :

M^{elle} Harhat Djamilia

Thème :

***Etude d'un nœud poutre-poteau renforcé par des frettes
en utilisant ABAQUS***

Soutenue le 27 Novembre 2010

Devant le jury composé de :

Président : Pr Ait Tahar Kamel

Professeur - U.M.M.T.O

Examineur : Dr Kachi M.Said

Maître de conférences « A » - U.M.M.T.O

Examineur : Mr Boukais Said

M.A.C.C. - U.M.M.T.O

Rapporteur : Dr Hamizi Mohand

Maître de conférences « A » - U.M.M.T.O

DEDICACES

A mes chers parents

A mes chers frères et sœurs

A mes amis (es)

A ceux qui me sont chers

Chapitre I: Introduction Générale	1
a. le choix du site	1
b. Une conception architecturale parasismique.....	1
c. Un respect des règles parasismiques (dispositions constructives et dimensionnement).....	1
d. Une exécution de qualité.....	2
<i>I.2. Position du Problème</i>	2
<i>I.3. Objectifs de l'étude</i>	3
<i>I.4. Plan de l'étude</i>	3
Chapitre II : Etude bibliographique	4
II.1. Comportement non linéaire et ductilité	4
II.1.1 Définition de la ductilité	4
II.1.2 Différents types de ductilité	5
a. Ductilité du Matériau.....	5
b. Ductilité en rotation	5
c. Ductilité en déplacement défini par le facteur de ductilité en déplacement.....	6
II.1.3 Facteurs influençant la ductilité.....	7
II.2. Aperçu sur le comportement non linéaire et ductilité des éléments des ossatures en béton armé	7
II.2.1 Comportement des matériaux	7
II.2.1.1. Comportement du béton	7
• L'état non confiné.....	7
• L'état confiné	7
a. comportement du béton non confiné.....	7
• Comportement monotone.....	7
b. comportement du béton confiné	9
• II.2.1.2. Comportement des aciers	10
• II.2.1.3 L'adhérence acier béton.....	11
II.3. Comportement non linéaire des éléments d'ossatures auto-stables.....	11
II.3.1. Comportement des éléments poutres.....	12
II.3.2. Comportement des éléments poteaux.....	14
II.3.3 Comportements des nœuds poutres- poteaux.....	14

II.3.4 Comportement des portiques.....	15
II.3.4.1 Comportement des essais CEBTP-CEA.....	15
II.3.4.2 Essai de Vecchio et Emara.....	17
Conclusion.....	18

Chapitre III

III.1. Liaisons entre les éléments constructifs.....	19
III.1.1. Rôle et importance des liaisons.....	19
III.1.2. Types de liaisons.....	20
a. Liaison rigide (encastrement).....	20
b. Articulation (liaison non rigide).....	20
c. Liaison mobile.....	21
III.1.3. Mode de rupture des liaisons.....	22
III.1.3.1. Rupture « ductile des liaisons » et rupture « fragile ».....	22
III.1.4. Résistance relative des liaisons et des éléments liaisonnés.....	23
III.1.5. Dissipativité ou non-dissipativité des liaisons.....	23

Chapitre IV

IV. Introduction	25
IV.1. Définition du confinement.....	25
IV.2. Techniques de confinement.....	25
IV.2.1. Confinement par des fibres.....	25
IV.2.1.1. Objectifs.....	26
IV.2.1.2. Cas d'application de la méthode.....	26
a. Renforcement des Poteaux.....	26
Mise en œuvre pratique.....	27
• Poteau sans remplissage	27
Préparation du support	27
Mise en œuvre des fibres.....	27
Finitions	27
• Poteau avec remplissage.....	27
Préparation du support.....	27
Mise en œuvre des fibres	27
Finitions.....	27

b. Renforcement des Poutres.....	28
Mise en œuvre pratique.....	28
• Portiques sans remplissage.....	28
Préparation du support.....	28
Mise en œuvre des fibres	28
Finitions.....	28
• Portiques avec remplissage.....	29
Préparation du support.....	29
Mise en œuvre des fibres.....	29
Finitions.....	29
IV.2.1.3. Avantages et inconvénients de la méthode.....	30
• Avantages	30
• Inconvénients.....	30
IV.2.2. Confinement par des lamelles métalliques.....	30
a. Cas d'un Poteau.....	30
b. Cas d'une Poutre.....	31
c. Eléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement	32
IV.2.3. Confinement par chemisage en béton armé.....	32
Objectifs	32
IV.2.3.1. Cas d'application de la méthode.....	33
a. cas d'un poteau.....	33
Mise en œuvre pratique.....	33
• <i>Chemisage avec cadres seulement</i>	33
<i>Préparation du support</i>	33
<i>Mise œuvre du chemisage</i>	33
Finitions	33
• <i>Ferraillage complet</i>	33
Préparation du support.....	33
Mise œuvre du chemisage.....	33

Finitions	34
b. Cas de la poutre.....	34
Mise en œuvre pratique.....	34
• <i>Chemisage avec cadres seulement (ductilité, effort tranchant seul)</i>	34
Préparation du support.....	34
<i>Mise œuvre du chemisage</i>	35
<i>Finitions</i>	35
• <i>Reprise de la flexion seule.</i>	35
Préparation du support	35
Mise œuvre du chemisage.....	36
Finitions.....	36
Avantages et inconvénients	36
• Avantage	36
• Inconvénients.....	36
IV.3. Frètement.....	36
IV.3.1 Définition.....	36
IV.4. Confortement par des frettes.....	37
Chapitre V	
Introduction	42
V.1 présentation du logiciel ABAQUS.....	42
V.1.1 Module part.....	49
V.1.2 Module Property.....	51
V.1.3 Module Assembly.....	52
V.1.4 Module step.....	53
V.1.5 Module interaction.....	53
V.1.6 : Module Load.....	55
V.1.7 Module Mesh.....	56
V.1.8: Module Job.....	56
V.1.8: Module Job.....	57
V.1.9: Module Visualisation.....	57

V.2 .Présentation des modèles à simuler	58
V.2.1 .dimensions et géométrie du nœud poutre poteau.....	58
V.2.2 .Ferrailage du nœuds (poutre-poteau) renforcé et non renforcé.....	60
Chapitre VI :	
VI. Les résultats de la simulation.....	61
VI.1 Modèle à trois cadres dans la zone nodale (M3C).....	61
VI.1.1 Propagation des déplacements dans le béton au cours du temps.....	61
V.1.2 Propagation des Contraintes dans le béton au cours du temps.....	62
VI.1.3 Propagation des Déformations dans le béton au cours du temps.....	63
VI.1.4 Propagation des contraintes dans les aciers au cours du temps.....	64
VI.2 Modèle à sept cadres dans la zone nodale (M7C).....	65
VI.2.1 Propagation des déplacements dans le béton au cours du temps.....	65
VI.2.2 Propagation des contraintes dans le béton au cours du temps.....	66
VI.2.2 Propagation des déformations dans le béton au cours du temps.....	67
VI.2.3 Propagation des contraintes dans les aciers au cours du temps.....	68
VI.3 Etude comparatives globales.....	69
VI.3.1 Comparaison des déplacements.....	69
VI.3.2 Comparaison des contraintes	70
VI.3.3 Comparaison des déformations.....	71
VI.3.4 Comparaison des contraintes dans les aciers	72
VI.4 Etude comparatives locales.....	73
VI.4.1 Comparaison des contraintes dans le béton	73
VI.4.2 Comparaison des déformations dans le béton.....	74
VI.4.3 Comparaison des courbes contraintes-déformations dans le béton.....	75
VI.4.4 Comparaison des déplacements dans le béton	76
VI.4.5 Comparaison des contraintes dans les barres horizontales.....	77
VI.4.6 . Comparaison des contraintes dans les barres verticales	78
VI.4.7. Comparaison des contraintes dans les cadres dans la zone critique de la poutre.....	79
VI.4.8.Comparaison des déformations dans les barres verticales	80
Conclusion et perspectives.....	81

Liste des figures

Chapitre II

Figure (II.1) : définition de la ductilité.....	4
Figure (II.2) : Comportement monotone du béton en compression.....	9
Figure (II.3) : Comportement du béton confiné.....	10
Figure (II.4) : Comportement monotone de l'acier d'après Kent [12].....	10
Figure (II.5) : Adhérence sous charge monotone.....	11
Figures (II.6) : (a) Poutre ferrailée normalement, (b) Boucles d'hystérésis.....	13
Figure (II.7) : (a) Poutre ferrailée normalement, (b) Boucles d'hystérésis.....	13
Figure (II.8) : Spécimen S3. (a) Mode de rupture, (b) Comportement d'hystérésis.....	15
Figure (II.9) : Caractéristiques géométriques et ferrailage du portique.....	16
Figure (II.10) : Les caractéristiques géométriques et ferrailage du portique de Vecchio...	17

Chapitre III

Figure(III.1) : Effondrement consécutif à la rupture de liaisons poteau-poutre.....	18
Figure (III.2) : Liaison rigide (encastrement).....	20
Figure (III.3) : Liaison fixe non rigide (articulation).....	21
Figure (III.4) : Liaison permettant un découplage entre façade et la structure.....	22
Figure (III.5) : Rupture « ductile » de la liaison poteaux/fondation.....	22
Figure (III.6) : Rupture « fragile », des liaisons poteau/poutre.....	23
Figure(III.7) : Liaison non-dissipative poteau-poutre en béton armé.....	24

Chapitre IV

Figure (IV.1) : Renforcement des poteaux par fibres de carbone... ..	26
Figure (IV.2.) : Renforcement des poutres par des fibres.....	28
Figure(IV.3) : Renforcement du poteau avec des lamelles métalliques.....	31
Figure(IV.4) : Renforcement des poutres avec des lamelles métalliques.....	31
Figure(IV.5) : Renforcement des poteaux avec un chemisage en béton armé.....	33
Figure (IV.6) : Chemisage en béton armé des poutres.....	35
Figure (IV.7) : Modèle expérimental.....	37
Figure (IV.8) : ferrailage de la poutre et du poteau principal.	38
Figure (IV.9) : ferrailage des nœuds des deux modèles.	38
Figure (IV.10) : Diagramme charge-déplacement.....	40

Liste des figures

Chapitre V

Figure (V.1): Illustration de la méthode de Newton.....	44
Figure (V.2): Illustration de l'opérateur de différence centrale	45
Figure (V.4) : Interface d'ABAQUS.....	48
Figure (V.5) : les étapes de simulation d'ABAQUS.....	48
Figure(V.6): module Part.....	50
Figure (V.7) : module property.....	51
Tableau 2 : Tableau des unités correspond à ABAQUS.....	51
Figure (V.8): module Assembly.	52
Figure (V.9): module step.....	53
Figure (V.10) : module Interaction.....	54
Figure (V.11) : conditions aux limites de module load.....	55
Figure V.12 : définition des forces de module load.....	55
Figure V.13: module Mesh.....	56
Figure V.14: module Job.....	57
Figure V.15 : dimensions et géométrie du nœud poutre poteau à etudier.....	58
Figure V.16: Ferailage du nœud poutre- poteau non renforcé (3cadres dans la zone nodale) comme préconisé dans le RPA.....	59
Figure V.17 : Ferailage du nœud poutre- poteau renforcé (nœud fretté).....	60

Chapitre VI

Figure(VI.1) : Propagation des déplacements dans le béton modèle M3C.....	61
Figure (VI.2) :Propagation des contraintes dans le béton du modèle M3C.....	62
Figure (VI.3) :Propagation des déformations dans le béton du modèle M3C.....	63
Figure (VI.4) :Propagation des contraintes dans les aciers du modèle M3C.....	64
Figure (VI.5) :Propagation des déplacements dans le béton du modèle M7C.....	65
Figure (VI.6) :Propagation des contraintes dans béton du modèle M7C.....	66
Figure (VI.7) : Propagation des déformations dans béton du modèle M7C.....	67
Figure (VI.8) Propagation des contraintes dans les aciers du modèle M7C.....	68
Figure (VI.10) :Comparaison des déplacements entre les deux modèles.....	69
Figure (VI.11) :Comparaison des contraintes entre les deux modèles.....	70

Liste des figures

Figure (VI.12) Comparaison des déformations entre les deux modèles.....	71
Figure (VI.13) Comparaison des contraintes des aciers entre les deux modèles.....	72
Figure (VI.14) Comparaison des contraintes dans le béton entre les deux modèles.....	73
Figure (VI.15) Développement des déformations dans le béton entre les deux modèles.....	74
Figure (VI.16) : Courbes contraintes-déformations dans le béton entre les deux modèles.....	75
Figure (VI.17) : Comparaison des déplacements le béton entre les deux modèles.....	76
Figure(VI.18) : Comparaison des contraintes dans les barres horizontales entre les deux modèles.....	77
Figure (VI.19) : Comparaison des contraintes dans les barres verticales entre les deux Modèles.....	78
Figure (VI.20) Comparaison des contraintes des cadres entre les deux modèles.....	79
Figure (VI.21) : Comparaison des déformations des aciers dans les barres verticales entre les deux modèles.....	80

Chapitre I :
Introduction générale

I. Introduction

Le nord de l'Algérie connaît une activité sismique régulière de par sa position sur la plaque Afro-eurasienne. Ces séismes sont souvent de fortes amplitudes et engendrent des dégâts sévères. Pour mieux éviter les risques qui résultent des séismes, la *seule protection réellement efficace est la construction parasismique qui est basée sur les piliers suivants :*

a. le choix du site

Une onde sismique peut être amplifiée sous l'action d'effets de site ou par l'interaction entre le sol et le bâtiment. L'amplification des oscillations du sol se produit essentiellement sur les reliefs et en haut d'une rupture de pente, à la limite entre des sols rocheux des sols mous. Sur sol meuble, il est préférable de construire des ouvrages à ossatures rigides. Inversement, sur sols fermes ou sur sols rocheux, mieux vaut privilégier les bâtiments à ossatures *flexibles*. *Sur un terrain instable, sur une faille ou sur un terrain sujet au glissement, même la meilleure construction parasismique ne survivait pas à une secousse.*

b. Une conception architecturale parasismique

Le comportement d'un bâtiment est influencé par sa forme, certaines configurations amplifient considérablement les sollicitations dues aux secousses et donc créent de mauvaises conditions de résistance. Les options suivantes créent de bonnes conditions de résistance au séisme :

- *Symétrie selon deux axes en plan, les plans carrés ou proches du carré conviennent très bien ;*
- *Le centre de rigidité du bâtiment doit être confondu avec son centre de gravité (la torsion d'ensemble est un facteur aggravant, quand les éléments de contreventement sont décentrés ;*
- *Pour chaque bloc, veiller à ce qu'il existe un système de contreventement pour chacune des deux directions principales horizontales.*

c. Un respect des règles parasismiques (dispositions constructives et dimensionnement)

Disposition constructives parasismiques : selon le type de leur système porteur de leur structure, deux bâtiments d'aspect identique, sur un même sol, auront un comportement très différent.

Dimensionnement au séisme :

Les règles de calculs de structure doivent être respectées. Le choix de la méthode de modélisation ou de calcul (statique ou dynamique), en particulier, est primordial. Les règles parasismiques n'imposent pas une garantie de résistance aux tremblements de terre. Elles visent à réduire le plus possible la probabilité de pertes de vies humaines.

d. Une exécution de qualité :

Matériaux de bonne qualité :

Les propriétés de divers matériaux favorisent plus au moins bien la résistance des éléments constructifs aux tremblements de terre, ainsi que la dissipation de l'énergie cinétique qui leur est communiquée lors des secousses sismiques.

Conception des assemblages :

Face aux secousses sismiques, les assemblages et les liaisons entre divers éléments constructifs constituent l'un des principaux points faibles.

La dégradation progressive de leur résistance et de leur rigidité conduit rapidement à la ruine de la construction.

La conception des assemblages exigent donc une attention particulière.

1.2. Position du Problème

Dans le cadre de la présente étude, on s'intéresse à l'étude des éléments structuraux du bâtiment en béton armé constitués d'ossatures auto-stables (poutre, poteaux et portiques), avec un soin tout particulier apporté aux principaux points faibles des structures (liaisons poutres-poteaux), car la dégradation de leur résistance et de leur rigidité conduit rapidement à la ruine de la construction. Cependant pour ce faire on étudie un cas réel afin d'essayer d'améliorer le comportement du nœud tout en sachant que dans le règlement parasismique Algérien **[R.P.A. 99]**, il est noté que le nœud peut être ferrailé avec des cadres horizontaux sous forme de deux U superposés avec alternance des directions de recouvrement, et un minimum de 3 cadres par nœud avec un espacement maximum de 10 cm **[R.P.A 99]**.

I.3. Objectifs de l'étude

On se propose d'effectuer la modélisation d'un assemblage fretté poteau-poutre en béton armé (le renforcement que l'on propose après avoir eu et interpréter les résultats du cas réel étudié, en utilisant un programme informatique existant (Abaqus) pour pouvoir conforter des bâtiments en portiques endommagés par le séisme et essayé de voir si le fait de fretté un nœud on le rend ductile.

I.4. Plan de l'étude

- **Le chapitre II** : consiste en l'étude bibliographique. On y présente les aspects du comportement non linéaire et la ductilité des structures en béton armé et également un aperçu sur le comportement expérimental et les travaux antérieurs concernant les éléments structuraux des ossatures en béton armé mis à part les voiles.
- **Chapitre III** : dans ce chapitre sont présenté et définies les liaisons entre les éléments constructifs, leur rôle, leur importance, ainsi que leur mode de rupture.
- **Chapitre IV** : le confinement et le frètement comme moyen de confortement.
- **Le chapitre V**: Simulations numériques
- **Chapitre VI** : Dans ce chapitre les résultats des simulations numériques, basées sur une modélisation 3D, seront représentés et interprétés, avec une comparaison entre le modèle renforcé et non renforcé.

Enfin, on clôture la thèse par des conclusions et des perspectives.

Chapitre II :
Etude bibliographique

II.1. Comportement non linéaire et ductilité

II.1.1 Introduction

Sous charge sismique, les structures en béton armé présentent un comportement non linéaire dû à l'apparition de non linéarités tels que la fissuration et l'écrasement du béton, la plastification des aciers, le glissement d'interface entre l'acier et le béton.

La ductilité caractérise l'aptitude d'une structure, d'un élément de structure ou des matériaux constitutifs, à se déformer dans le domaine non linéaire, au delà de la limite élastique, jusqu'à la ruine.

Elle est définie par le facteur de ductilité qui est le rapport entre la déformation ultime et la déformation élastique, cette définition s'applique aux déformations, aux rotations, aux courbures et aux déplacements figure (II.1).

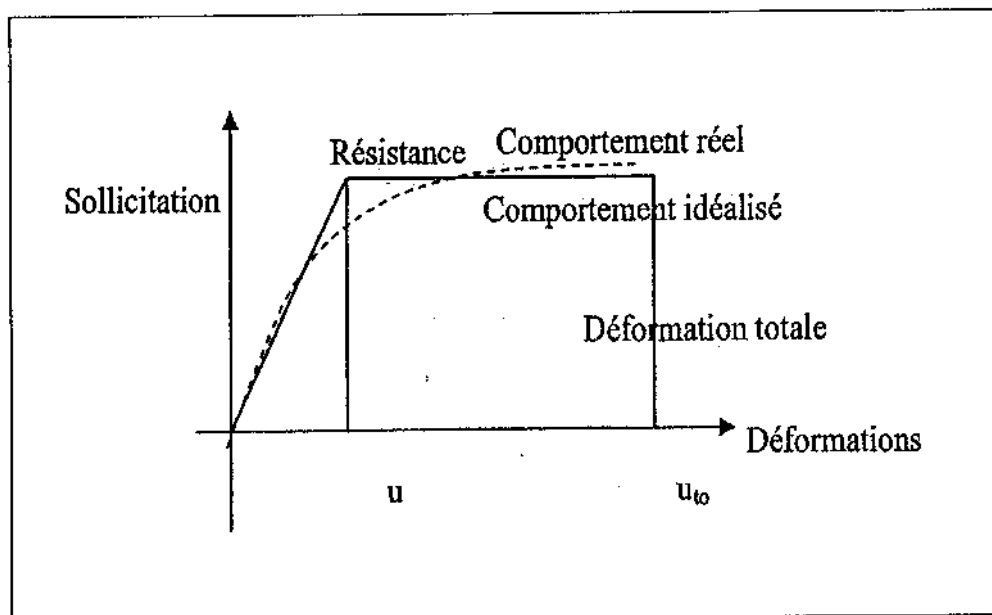


Figure (II.1) : définition de la ductilité.

En conception parasismique, l'ingénieur vise à obtenir un comportement ductile. Ceci confère à la structure une bonne capacité de dissipation de l'énergie transmise par le séisme et évite une rupture fragile et soudaine, de la construction, qui peut être catastrophique.

II.1.2 Différents types de ductilité

En analyse sismique, on s'intéresse aux comportements ductiles du matériau d'un élément de la structure ou de la structure elle-même, on distingue donc trois types de ductilité [1].

a. Ductilité du Matériau :

Cette ductilité peut être définie comme le rapport maximal ϵ_m (correspondant à la contrainte maximale), sur la déformation ϵ_y (correspondant à la limite élastique). Le facteur de ductilité du matériau désigné par μ_ϵ a pour expression :

$$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_m}{\epsilon_y}$$

La définition de ce facteur dans le cas de chargement monotone est sans ambiguïté, ce qui n'est pas le cas lorsqu'il s'agit d'un chargement cyclique. Dans ce cas ϵ_m peut être défini, soit comme la déformation maximale depuis l'état initial, soit comme la déformation depuis le comportement d'un cycle, jusqu'à leurs niveaux maximums, la deuxième définition semble être davantage représentative de la ductilité d'un matériau sous chargement cyclique.

b. Ductilité en rotation

On définit le facteur de ductilité en rotation μ_θ , comme le rapport de la rotation maximale d'un élément θ_m , sur la rotation θ_y

$$\mu_\theta = \frac{\theta_m}{\theta_y}$$

Pour l'étude de chargement cyclique, θ_m est la rotation totale correspondant à un demi-cycle de charges. Si un élément a des capacités de rotation différentes dans les deux sens opposés, il aura des facteurs de ductilité μ_θ différents dans les deux sens. La capacité de rotation des éléments est un paramètre très important non seulement en calcul sismique, mais également en analyse plastique des structures pour le chargement monotone. Cette capacité permet la redistribution des moments dans le système.

c. Ductilité en déplacement défini par le facteur de ductilité en déplacement

μ_δ souvent employé en calcul sismique, est relié au déplacement μ_δ d'un point de la structure, μ_δ est également défini comme le rapport du déplacement maximal. μ_m d'un niveau défini de la structure, sur le déplacement δ_y correspondant à la limite élastique.

$$\mu_\delta = \frac{\delta_m}{\delta_y}$$

δ_m est défini par le déplacement maximal atteint pendant un demi cycle de charge. On peut définir δ_y comme le déplacement correspondant au moment ou à la limite élastique est atteinte pour la première fois dans une section quelconque de la structure. Une autre définition de δ_y consiste en l'examen de la relation charge - déplacement de toute la structure et à noter le début de la déviation de comportement par rapport à la partie élastique linéaire.

Il reste des différences considérables entre les trois facteurs de ductilité précédemment définis, et on ne doit pas les confondre, chacun d'eux a son importance et sa signification. Le facteur de ductilité μ_ϵ élevé indique un matériau ductile, un μ_ϵ faible indique un matériau faible.

Le facteur de ductilité de rotation μ_{θ} représente la performance d'un élément ou d'un joint de la structure. Une structure ne peut pas avoir un comportement ductile si les valeurs de μ_{θ} pour ses éléments et ses joints sont insuffisantes pour redistribuer les moments internes. Finalement le facteur de ductilité en déplacement μ_{δ} fournit un indice pour le comportement global de la structure, c'est à dire l'aptitude de la structure à se déformer au-delà de la limite élastique. La relation entre ces trois facteurs peut être sous la forme.

$$\mu_{\epsilon} > \mu_{\theta} > \mu_{\delta}$$

Pour les éléments peu élancés, comme pour un mur de contreventement en béton armé, l'expérience montre que μ_{θ} peut être égal à μ_{δ} cependant pour les poutres et les poteaux ayant les proportions habituelles, le rapport de $\mu_{\theta}/\mu_{\delta}$ dépasse l'unité. Pour ces éléments, il est souhaitable d'avoir ce rapport de l'ordre de 1.5.

II.1.3. Facteurs influençant la ductilité

Plusieurs facteurs influencent la ductilité des structures en béton armé [2] parmi eux on trouve :

- La résistance à la compression du béton.
- Le pourcentage des armatures tendues et comprimées.
- La limite élastique des armatures.
- Le confinement par des armatures transversales
- L'élancement des éléments.

La revue des travaux antérieurs ([3], [4], [5], [6]) Montre que les facteurs tels que la résistance à la compression du béton, le pourcentage des armatures, le confinement transversal ont un effet favorable sur la ductilité, alors que l'effort normal et la résistance élevée des armatures tendus ont un effet défavorable.

II.2. Aperçu sur le comportement non linéaire et ductilité des éléments des ossatures en béton armé

II.2.1 Comportement des matériaux

Pour étudier le comportement non linéaire des structures en béton armé vis-à-vis des sollicitations de type sismique, Il est important d'avoir des informations sur le comportement des matériaux acier, béton et des éléments structuraux en béton armé.

II.2.1.1. Comportement du béton

Le béton est matériau peu ductile, car il possède une très faible résistance à la traction. Son comportement sous sollicitations dépend essentiellement de son confinement par des armatures transversales dès que la charge atteint le sommet de la courbe « charge déformation monotone »

En compression, le béton peut se trouver dans deux états de contraintes différentes :

- **L'état non confiné**

Le béton ne se trouvant pas à l'intérieur du volume sujet à l'emprise des armatures transversales et ou longitudinales. Il s'agit d'un état uni axial.

- **L'état confiné**

Le béton se trouve dans le volume d'emprise des armatures, ceci correspond à un état de contrainte triaxiale.

a. comportement du béton non confiné

- **Comportement monotone**

Pour un béton ordinaire la résistance à la compression peut varier entre 14 et 56 Mpa environ. La déformation correspondant à la résistance maximale est de l'ordre de 0.002 ‰. La courbe contrainte - déformation est présentée sur la figure (II.2).

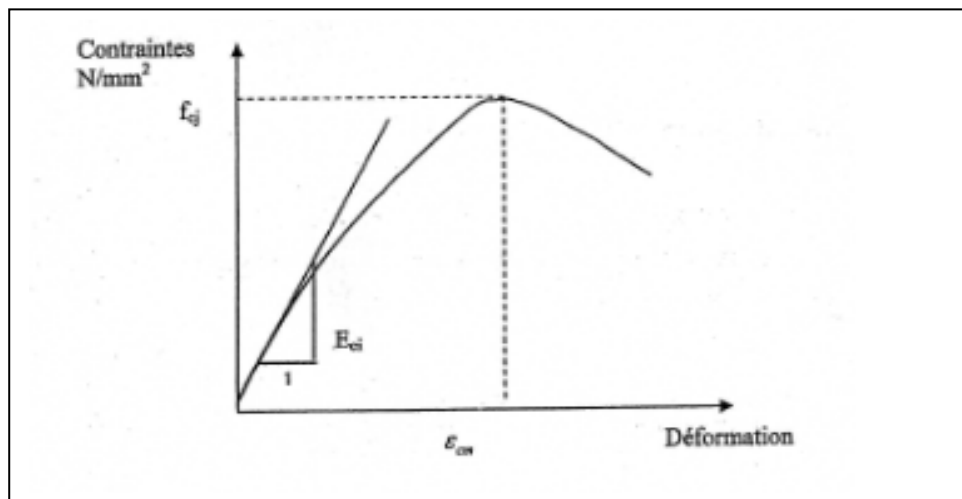


Figure (II.2) : Comportement monotone du béton en compression.

b. comportement du béton confiné

Les essais de Lyengar [7] ont montré que le béton confiné par les armatures transversales présente une résistance et une ductilité bien supérieure au béton non confiné, Figure (II.3) les études concernant l'influence du comportement du béton sur la résistance et la ductilité ont été effectuées par Richard [8], Ruch [9], Ahmed et Shah [10]. Ces études se sont intéressées à l'augmentation de la résistance et de la ductilité de colonnes circulaires en béton, par l'utilisation de spirales comme armatures transversales.

Il a été démontré que le confinement est efficace si l'espacement des armatures transversales ne dépasse pas la plus petite dimension de l'élément.

D'après les travaux de Sheik et Uzumer [11] la résistance du béton confiné dépend de plusieurs paramètres :

- La résistance en compression du béton non confiné ;
- La limite élastique de l'acier ;
- La configuration et les espacements des étriers ;
- L'effet des dimensions de la section.

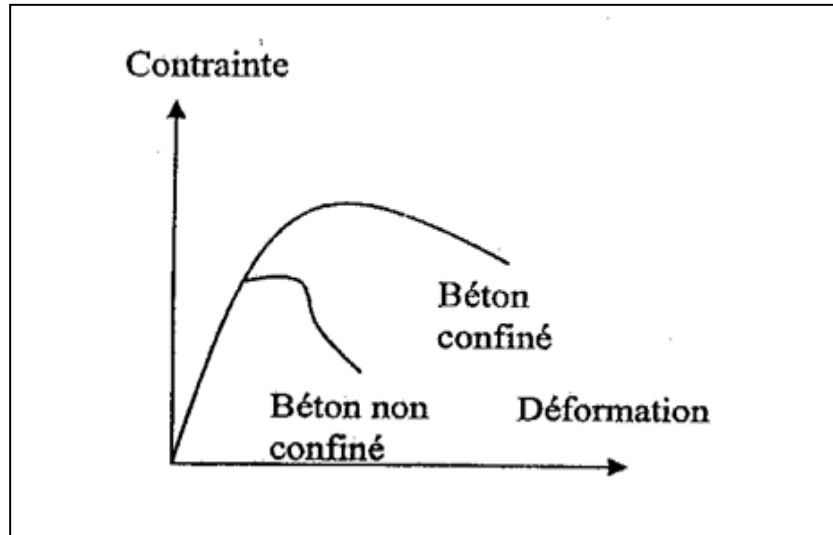


Figure (II.3) : Comportement du béton confiné

II.2.1.2. Comportement des aciers

Le comportement de l'acier sous charge monotone est bien connu. La courbe contrainte déformation monotone forme une enveloppe pour les charges cycliques de même signe indépendamment du fait que le chargement, soit effectué dans la zone élastique, plastique ou écrouie, figure (II.4).

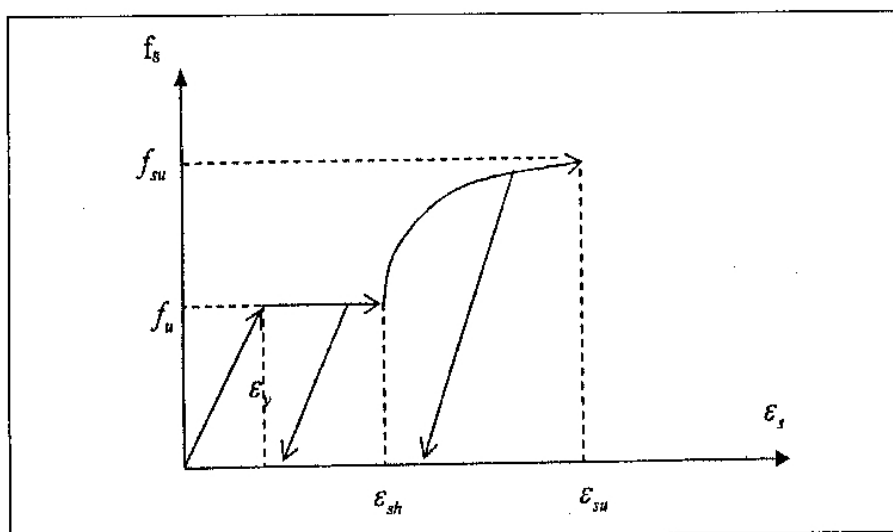


Figure (II.4) : Comportement monotone de l'acier d'après Kent [12]

II.2.1.3 L'adhérence acier béton

Elle caractérise les efforts de liaison qui s'opposent au glissement des armatures par rapport au béton qui les enrobe.

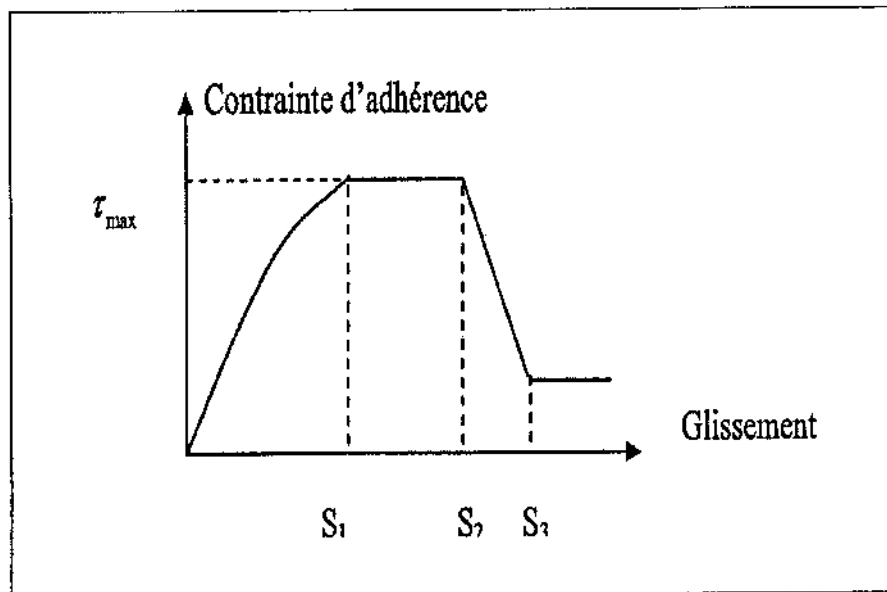


Figure (II.5) : Adhérence sous charge monotone

Ce comportement dépend de plusieurs facteurs :

- La forme, le groupement et la surface des armatures ;
- La résistance en compression du béton ;
- L'étreinte transversale due au confinement.

II.3. Comportement des éléments d'ossatures auto-stables

Les ossatures auto-stables sont constituées de portiques en béton armé obtenues par assemblage d'éléments poutres et poteaux.

Les poutres sont des éléments horizontaux sollicités en flexion. Les poteaux permettent de reprendre les efforts verticaux dus aux poids propre ou des sollicitations extérieurs. Ils sont sollicités en flexions composées.

Pour ces éléments le comportement et le mode de rupture sont gouvernés soit par la flexion, soit par l'effort tranchant et l'intensité de l'effort normal.

Pour les éléments du bâtiment élancés, ($h/l > 2$) le comportement est gouverné par la flexion. La rupture se produit généralement dans la zone du moment fléchissant maximal, Leurs ductilités sont généralement assez importantes. Pour les éléments peu élancés, le comportement est dominé par l'effort tranchant, leurs ductilités sont généralement assez faibles.

II.3.1. Comportement des éléments poutres

Les éléments poutres sont généralement soumis à la flexion simple, sans effort normal. La revue bibliographique montre que la majorité des études expérimentales sont portées sur des consoles, en béton armé, qui représentent la moitié des poutres courantes dans les structures réelles, parmi ces études, on peut citer :

- Les essais de Brown et Jirsa [13]
- Les essais de Wight et Soze [14]
- Les essais de Bertero et Popov [15]

Tous ces essais ont porté sur des séries consoles élancées, de section rectangulaire, soumises à un chargement cyclique en flexion simple, les paramètres d'études sont le ferrailage et l'élancement. A partir de ces essais nous avons fait les constatations suivantes :

- Le comportement des poutres est non linéaire dès que la charge dépasse la résistance du béton à la traction. L'aire des boucles d'hystérésis caractérisant la capacité d'absorption et de dissipation d'énergie croît au fur et à mesure que la charge augmente.
- La dégradation de la rigidité est due, essentiellement à la fissuration du béton. Cette dégradation est amplifiée par l'effet de Bauschinger, la détérioration de l'adhérence acier-béton et le cisaillement dans la section critique. L'allure des boucles d'hystérésis devient plus pincée lorsque le cisaillement est important.
- La disposition des armatures en diagonales permet un meilleur comportement d'hystérésis, comme on peut le constater sur les figures (II.6) et (II.7), Tirées des essais de Bertero et Popov [15].

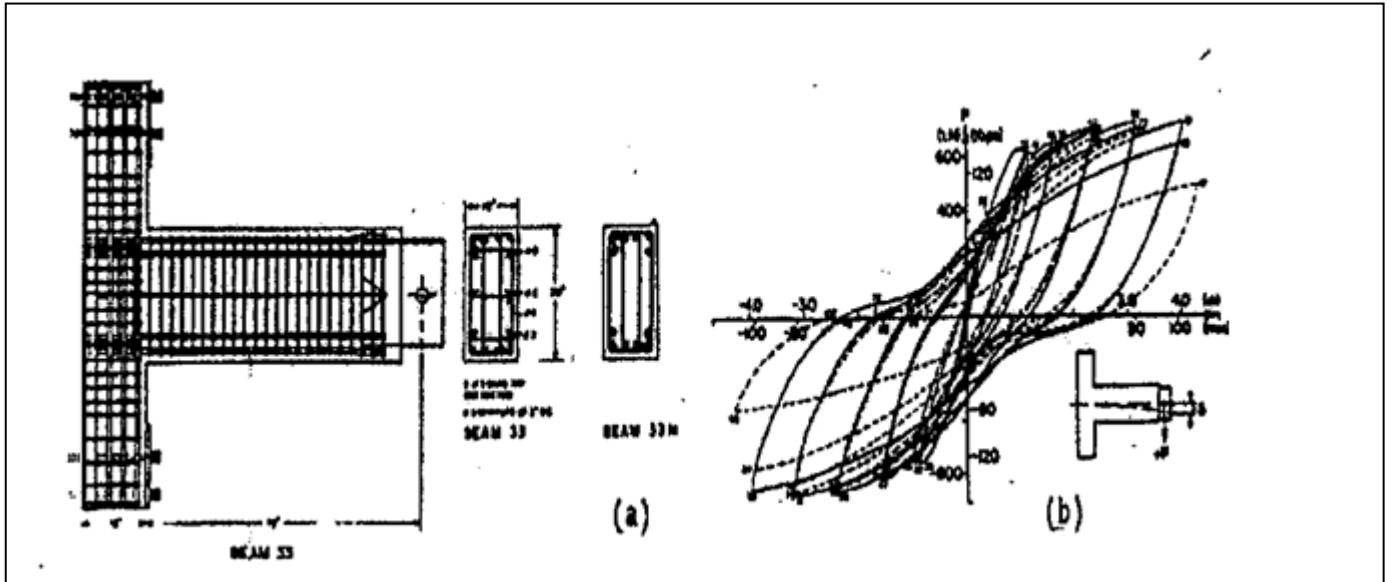


Figure (II.6) : (a) poutre ferrailée normalement, (b) Boucles d'hystérésis

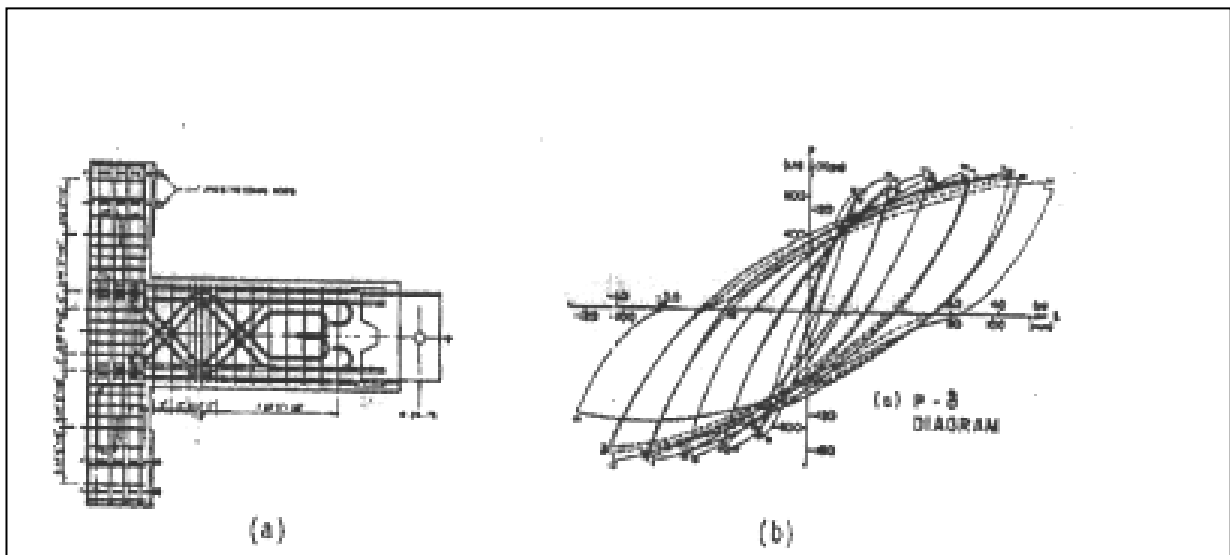


Figure (II.7) : (a) Poutre ferrailée normalement, (b) Boucles d'hystérésis

II.3.2. Comportement des éléments poteaux

La différence entre les éléments poutres et les éléments poteaux est l'existence de l'effort normal pour ces derniers, Le comportement des poteaux, en béton armé, sous chargement cyclique alterné, en tenant compte du paramètre effort normal, a été étudié expérimentalement par plusieurs auteurs. Dans ce cadre, on peut citer les travaux suivant :

- Essai de Kaverchine et Grelat [16]
- Essai de Park, Priestley et Gill [17]
- Essai d'Abram [18]
- Essais Saataggiolu et Ozcebe [19]

Ces essais ont porté sur des poteaux en béton armé, de section carrée ou rectangulaire, soumis à des sollicitations cycliques en flexion composée. Les paramètres considérés sont l'intensité de l'effort normal, la disposition et l'espacement des armatures transversales. Ces essais ont mis en évidence l'influence de l'espacement des cadres sur la forme de la rupture finale et sur la courbe charge-flèche au delà de la charge maximale.

Au cours des premiers cycles de chargement – déchargement, on a constaté une fissuration sur les deux cotés tendus successivement par la flexion, avec une dissipation d'énergie d'autant plus importante que la sollicitation est plus élevée au cours du premier cycle. Lorsque l'effort normal est faible, la rupture est caractérisée par la plastification des armatures dans la zone tendue et fissurée. Pour un effet normal important, la rupture est obtenue par écrasement du béton dans la zone comprimée.

II.3.3 Comportements des nœuds poutres- poteaux

Afin d'avoir un comportement ductile des portiques, vis-à-vis des sollicitations sismiques, les assemblages poutres - poteaux (ou nœuds) sont conçus de façon à obtenir la plastification des poutres avant celle des poteaux. Le comportement d'un assemblage poutre-poteau dépend essentiellement de la géométrie, du confinement du béton et de la résistance au cisaillement de l'assemblage. Parmi les essais réalisés dans ce domaine, citons les essais d'Uzumer [20], de Pauly et al [17] et parmi les plus récents les essais de Zaid et al [21]. La figure (II.8) Montre un exemple de mode de rupture d'un assemblage Poutre- poteau ainsi que la courbe d'hystérésis lui correspondant, tirées de [21].

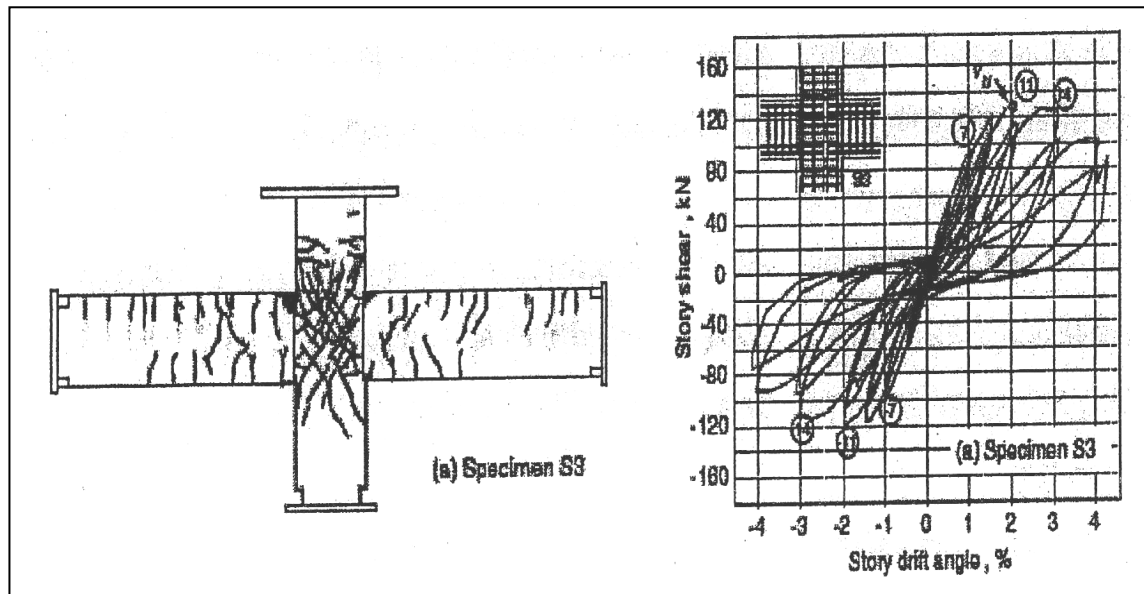


Figure (II.8) : Spécimen S3. (a) Mode de rupture ; (b) Comportement d'hystérésis

II.3.4 Comportement des portiques

Certaines études expérimentales ont portés sur des portiques à échelles réduites ayant un ou plusieurs niveaux. Parmi ces études citons les essais du CEBTP-CEA [1] et ceux de Vecchio et Emara [22].

II.3.4.1 Essais CEBTP-CEA

Ces essais ont été réalisés au SES du CEBTP en France [1], chaque portique est constitué de deux poteaux en béton armé de section carrée 13,5 x 13,5 cm, 1,83m de longueur voir figure (II.9).

Au sommet de chaque poteau est fixé une masse de 5 tonnes, sur la poutre on a fixé une charge de 1,5 tonne.

Les corps d'épreuves ont été bridés sur la plate forme d'essais de SES.

Ils sont sollicités par deux vérins hydrauliques qui agissent horizontalement.

Les détails du portique sont représentés sur la figure (II.9) suivante :

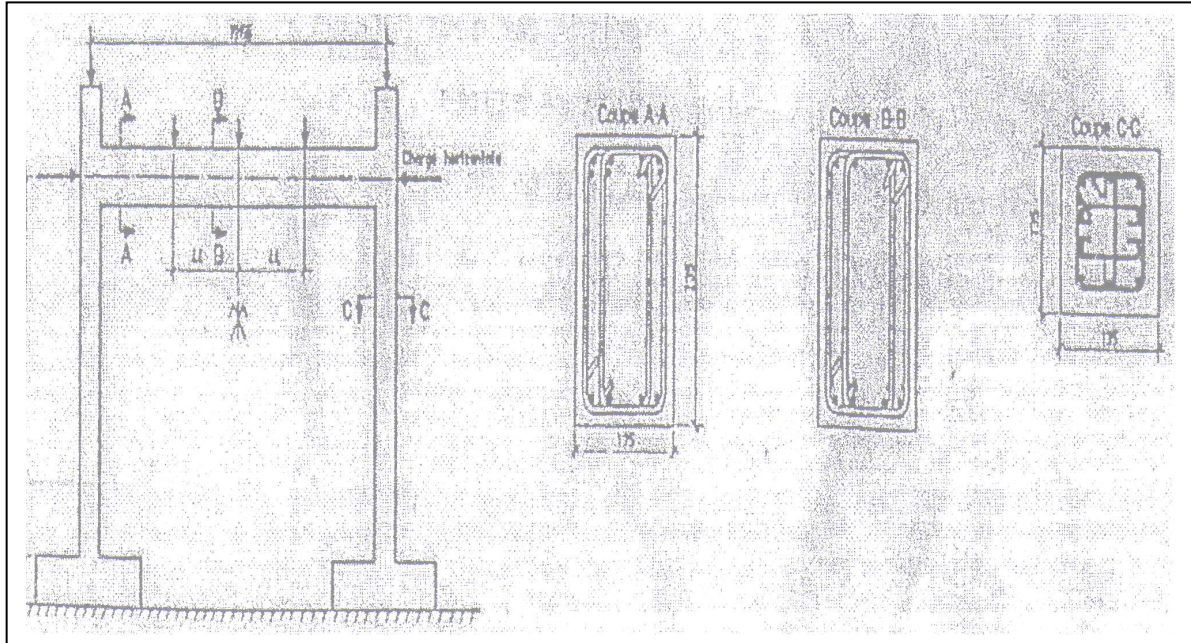


Figure (II.9) : Caractéristiques géométriques et ferrailage du portique.

Les résultats sont comme suit :

Au cours du chargement, des fissures de flexion se sont développées sur les faces de chaque poteau. La rupture est obtenue au niveau des encastresments des poteaux, par plastification des armatures tendues puis écrasement du béton.

II.3.4.3. Conclusion

Dans les structures du génie civil une rupture fragile est à éviter, pour cela, on cherche souvent à avoir un comportement ductile des éléments et/ou de la structure et des matériaux utilisés dans la construction. En effet, la rupture ductile n'est pas instantanée, elle se produit après d'importantes déformations dans le domaine plastique, à la différence d'une rupture fragile. Pour ce faire, il faut essayer d'obtenir les rotules plastiques dans les poutres afin d'éviter la rupture fragile par cisaillement des poteaux (principe poutre faible poteau fort)

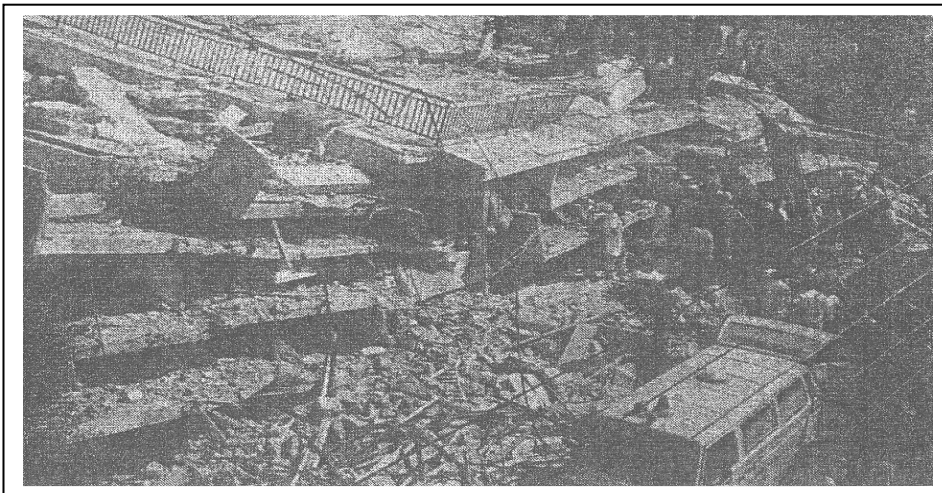
Chapitre III :
Les liaisons entre éléments
constructifs

III.1. Liaisons entre les éléments constructifs [23]

III.1.1. Rôle et importance des liaisons

Les liaisons entre les éléments constructifs jouent un rôle capital car elles assurent l'intégralité du système porteur. Par ailleurs, en empêchant ou, au contraire, en autorisant des mouvements relatifs entre éléments, elles déterminent la manière dont ces derniers seront sollicités.

Le fait de permettre des glissements et des rotations dans la structure soustrait parfois les éléments constructifs à des efforts importants dus aux charges sismiques, à la dilatation thermique, au tassement différentiel, de même, en autorisant des déplacements de façades légères par rapport à l'ossature, on peut éviter leur mise en charge lors des oscillations de la structure porteuse.



Figure(III.1) : Effondrement consécutif à la rupture de liaisons poteau-poutre.

L'effet de portique n'étant plus assuré, la construction est devenue instable (séisme de kalamata, Grèce, 15septembre 1987).

Les liaisons sont particulièrement sollicitées par les tremblements de terre, notamment celles qui assemblent les éléments de la structure principale. Une rupture brutale de liaisons entre ces éléments peut être à l'origine de dommages graves (figure (III.1)).

III.1.2. Types de liaisons

Habituellement, dans une approche en deux dimensions, on distingue :

a. Liaison rigide (encastrement) qui supprime tout mouvement relatif entre les éléments liaisonnés : tous les efforts sont transmis d'élément à élément Figure(III.2).

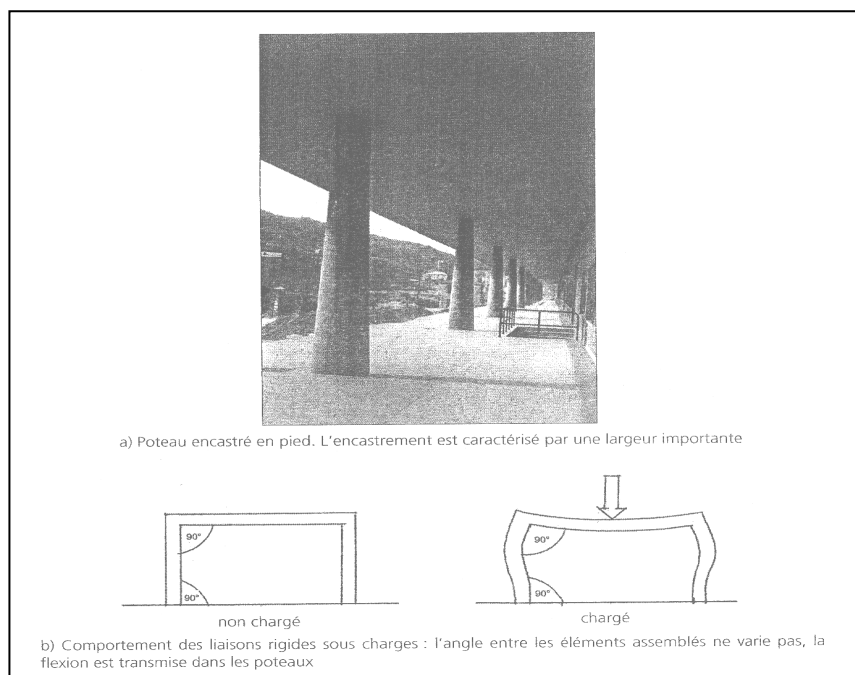


Figure (III.2) : Liaison rigide (encastrement).

b. Articulation (liaison non rigide) qui lie les éléments ensemble, mais autorise une rotation relative plus ou moins importante entre les éléments assemblés ; les efforts dus à la flexion ne sont donc pas transmis Figure(III.3) : Liaison fixe non rigide (articulation).

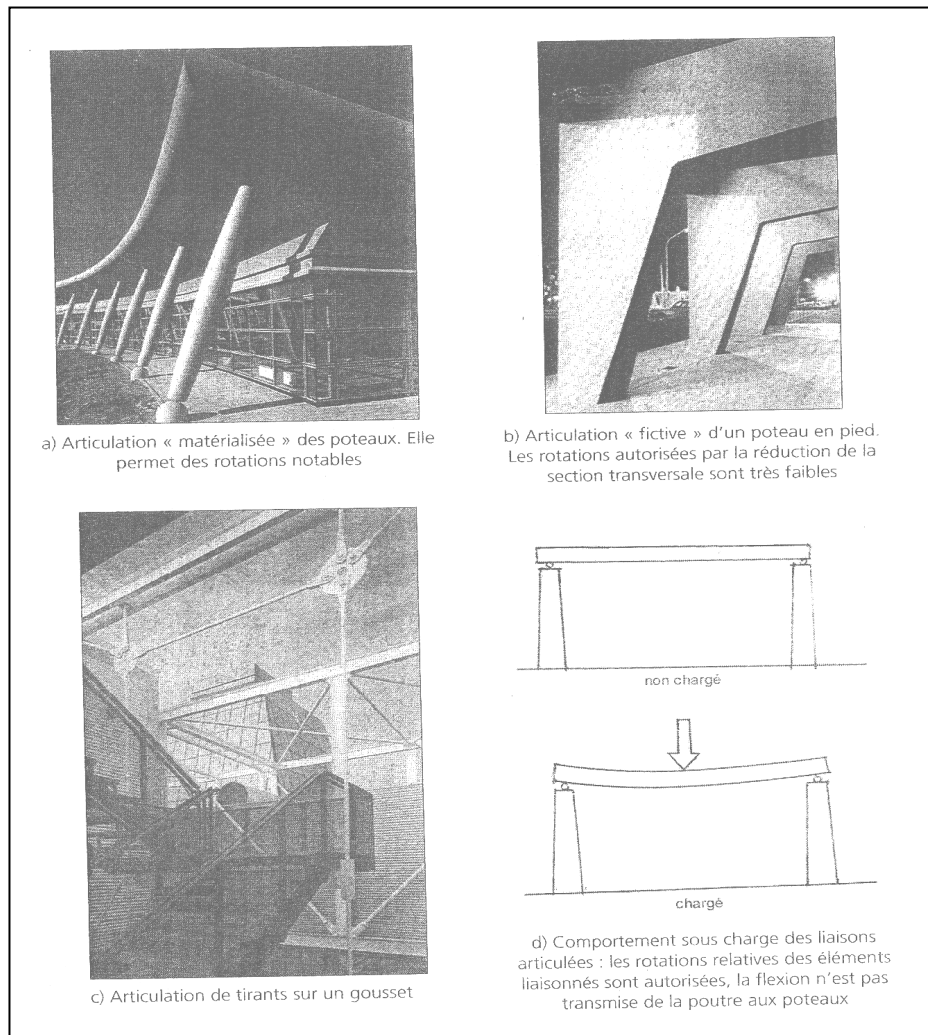


Figure (III.3) : Liaison fixe non rigide (articulation).

- c. ***Liaison mobile*** qui autorise, en plus des rotations, également les translations relatives entre les éléments Figure (III.4); *seules les charges verticales sont éventuellement transmises à l'élément suivant :*

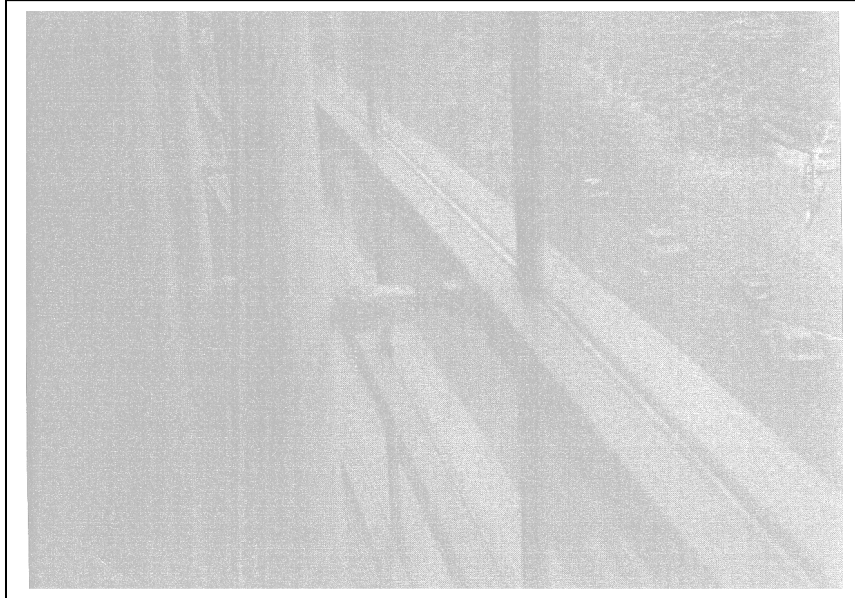


Figure (III.4) : liaison permettant un découplage entre façade et la structure. La biellette autorise des rotations et des translations relatives évitant ainsi la mise en charge de la façade par les déformations de la structure.

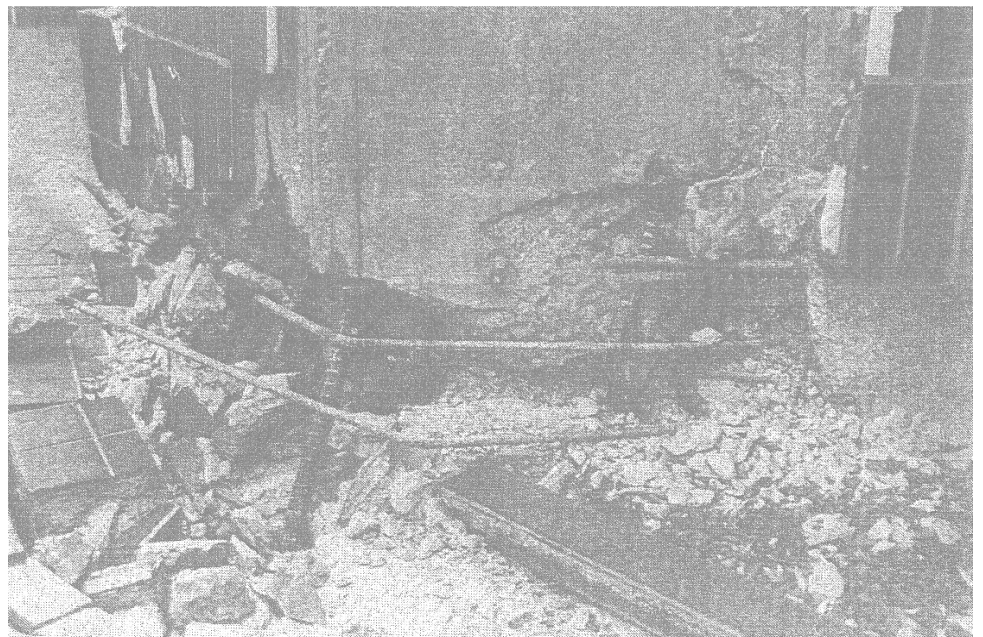
III.1.3. Mode de rupture des liaisons

III.1.3.1. Rupture « ductile des liaisons » et rupture « fragile »

Quel que soit le comportement souhaité des liaisons (dissipatif ou non dissipatif, transmission ou non transmission de certains efforts), leur rupture, si elle se produit, devrait être de type ductile : dans ce cas la liaison peut être endommagée, mais non disloquée, les éléments devraient rester solidaires Figure (III.5). La rupture ductile n'est pas instantanée, elle se produit après d'importantes déformations, à la différence d'une rupture fragile.

Figure (III.5) :

Rupture « ductile » de la liaison poteaux/fondation. Les cadres ont prévenu le flambage des aciers et l'éjection totale du béton, la fonction « la liaison » reste assurée (Séisme de Kobé, Japon, 17 janvier 1995).



La rupture brutale, dite rupture fragile, est à éviter car la fonction « liaison » n'est pas assurée. (Figure III.3).



Figure (III.6) : Rupture « fragile », des liaisons poteau/poutre en raison d'une faible densité de cadres confinant le béton. La fonction « liaison » n'a pas été assurée, d'où l'écrasement du rez de chaussée (séisme de Ceyhan-Misis, 26 juin 1998).

III.1.4. Résistance relative des liaisons et des éléments liaisonnés

Dans certain cas, il est plus avantageux que ce soit un élément qui joue le rôle de fusible et non pas la liaison (poutre dans le cas de portiques, afin de respecter le principe poteau fort-poutre faible).

III.1.5. Dissipativité ou non-dissipativité des liaisons

Dans le but d'assurer la stabilité de l'ouvrage ou de préserver l'intégralité de certains éléments, un comportement spécifique des liaisons peut être exigé :

- d. Aucun dommage acceptable à cet endroit : liaison forte non dissipative (Figure(III.7)).
- e. Intégralité des éléments à préserver : liaison dissipative, c'est-à-dire apte à dissiper de l'énergie au prix de dommages réparables ou non.



(Figure(III.7) : Liaison non-dissipative poteau-poutre en béton armé.

III.1.6.Conclusion

Quelque soit le comportement des liaisons (dissipatif ou non dissipatif), leur rupture, si elle se produit, devrait être de type ductile (la liaison peut être endommagé mais pas disloquée) pour éviter une rupture fragile de l'ouvrage.

Chapitre IV :

Le confinement

Introduction

La bonne tenue d'une structure à portiques sous séisme dépend en grande partie de la bonne conception des nœuds de la structure (qui sont très vulnérables en cas de séisme), Ils sont soumis à des efforts alternés très importants et doivent pouvoir continuer à transmettre aux poteaux et aux poutres les efforts pour lesquels ils ont été calculés.

Pour prévoir une résistance adéquate, les nœuds poutre-poteau ont besoin d'une attention mécanique spécifique pour ce faire nous allons présenter les différentes techniques de confortement des zones critiques.

IV.1. Définition du confinement

On désigne par béton confiné, un volume de béton pourvu d'armatures transversales disposées de façon à s'opposer au gonflement du matériau sous l'effet des contraintes de compression ainsi qu'au flambement des armatures. Délimitée en projection par le contour intérieur des armatures de confinement disposées à la périphérie de la section.

IV.2. Techniques de confinement [24]

IV.2.1. Confinement par des fibres

Cette technique se fait localement et principalement utilisée dans les bâtiments à portiques auto-stables, elle permet d'améliorer les caractéristiques mécaniques (sa ductilité, confinement du matériau au voisinage des zones critiques et l'augmentation de la résistance en compression et en flexion (en travée) dans le cas des poteaux et l'augmentation de la résistance en flexion et au cisaillement dans le cas des poutres.

Ces fibres sont disponibles sous divers formats (tissu, treillis, plaque, lamelles).

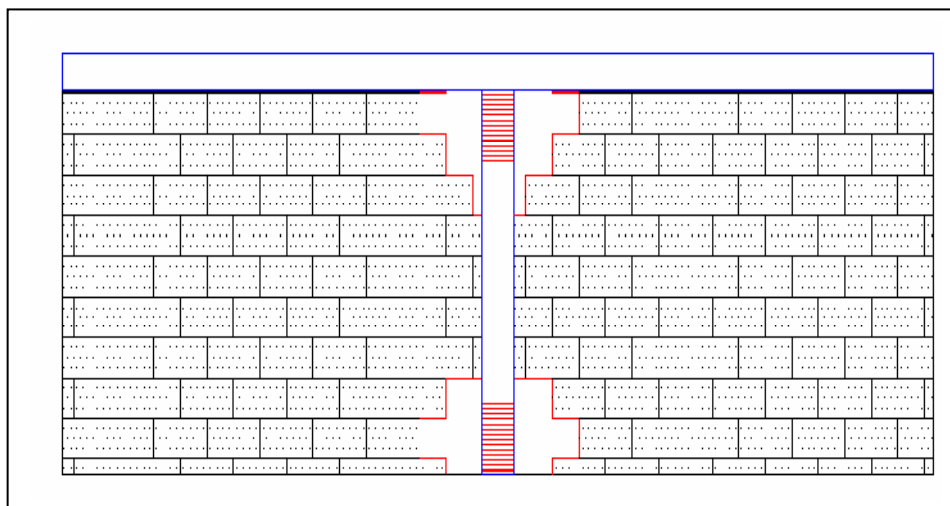
IV.2.1.1. Objectifs

Il y a trois objectifs qu'on peut atteindre avec ce type de renforcement.

Améliorer la ductilité de la poutre, poteau ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les fibres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des éléments traités, sinon ils vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnés. La solution consiste à orienter les fibres dans le sens transversal de sorte que la résistance longitudinale du renforcement soit négligeable. L'emploi de fibres sous forme de tissu est à faire avec beaucoup de précautions, car les fibres sont orientées dans les deux sens.

IV.2.1.2. Cas d'application de la méthode

a. Renforcement des Poteaux



Figure(IV.1) : Renforcement des poteaux par fibres de carbone

Mise en œuvre pratique

- **Poteau sans remplissage**

Préparation du support

Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières

Mise en œuvre des fibres

Encoller l'élément dans les zones critiques, puis positionner les fibres en les tendant pour améliorer l'adhérence. Passer le rouleau pour éliminer les bulles. Laisser sécher.

Finitions

Enduire le poteau et poser le revêtement.

- **Poteau avec remplissage**

Préparation du support

Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut. Détruire le remplissage à l'interface avec le poteau au niveau de la zone à renforcer pour laisser passer les fibres. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières

Mise en œuvre des fibres

Encoller l'élément dans les zones critiques, puis positionner les fibres en les tendant pour améliorer l'adhérence. La pose est plus difficile car il faut une personne de chaque côté de la cloison et faire passer les fibres dans l'ouverture et ceinturer le poteau dans la zone à renforcer. Passer le rouleau pour éliminer les bulles. Laisser sécher.

Finitions

Boucher les ouvertures dans le remplissage avec le même matériau pour éviter la formation de points durs ou à l'inverse de poteaux courts. Enduire le poteau et la partie du remplissage qui a été réparée et poser le revêtement.

Ce renforcement permet de garantir la localisation des rotules plastiques, pour ce faire des fibres sont disposées dans les deux directions, afin de renforcer aussi la résistance du poteau en flexion dans le but de surdimensionner le poteau. En effet cette technique entraîne une redistribution des efforts du fait que le poteau a une plus grande raideur ; il faut alors vérifier l'ensemble de la structure par un calcul d'ensemble intégrant le renforcement.

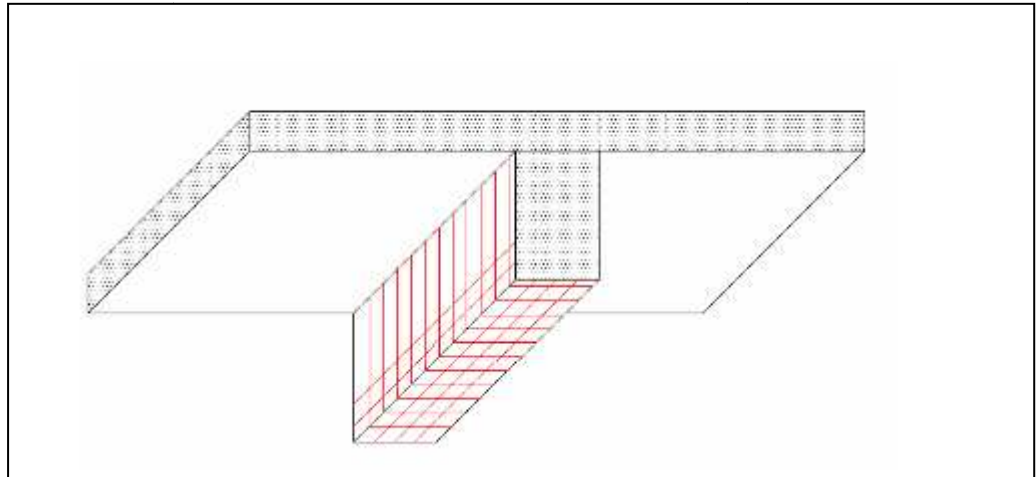
b. Renforcement des Poutres

Figure (IV.2.) : Renforcement des poutres par fibres

Mise en œuvre pratique :

- **Portiques sans remplissage**

Préparation du support :

Décaper la poutre pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.

Mise en œuvre des fibres :

Encoller l'élément, puis positionner les fibres en les tendant dans les deux sens pour améliorer l'adhérence. Passer le rouleau pour éliminer les bulles. Laisser sécher.

Finitions :

Enduire la poutre et poser le revêtement.

- **Portiques avec remplissage**

Préparation du support

Décaper la poutre pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut. Détruire le remplissage à l'interface avec la poutre au niveau de la zone à renforcer pour laisser passer les fibres (dernière rangée de blocs de béton par exemple). Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.

Mise en œuvre des fibres :

Encoller l'élément dans les zones critiques, puis positionner les fibres en les tendant pour améliorer l'adhérence. La pose est plus difficile car il faut une personne de chaque côté de la cloison et faire passer les fibres dans l'ouverture et ceinturer la poutre dans la zone à renforcer. Passer le rouleau pour éliminer les bulles. Laisser sécher.

Finitions :

Boucher les ouvertures dans le remplissage avec le même matériau pour éviter la formation de points durs. Enduire la poutre et la partie du remplissage qui a été réparée et poser le revêtement.

Ce procédé permet d'augmenter la résistance de la poutre en flexion et en cisaillement pour ce faire des fibres orientées dans le sens longitudinal sont utilisées comme des armatures supplémentaires pour reprendre la flexion et dans le sens transversal pour reprendre le cisaillement ce qui permet l'amélioration de la résistance locale. Cependant, il faut recalculer la structure complète, car il y a une redistribution des efforts.

IV.2.1.3. Avantages et inconvénients de la méthode

- **Avantages**

- Travaux légers ;
- Renforcement local ;
- Pas de surcharge ;
- Diversité des matériaux et de la mise en œuvre ;
- Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement.

- **Inconvénients**

- Mise en œuvre spécialisée;
- Coût ;
- Qualités techniques à confirmer ;
- Redistribution des efforts dans certains cas.

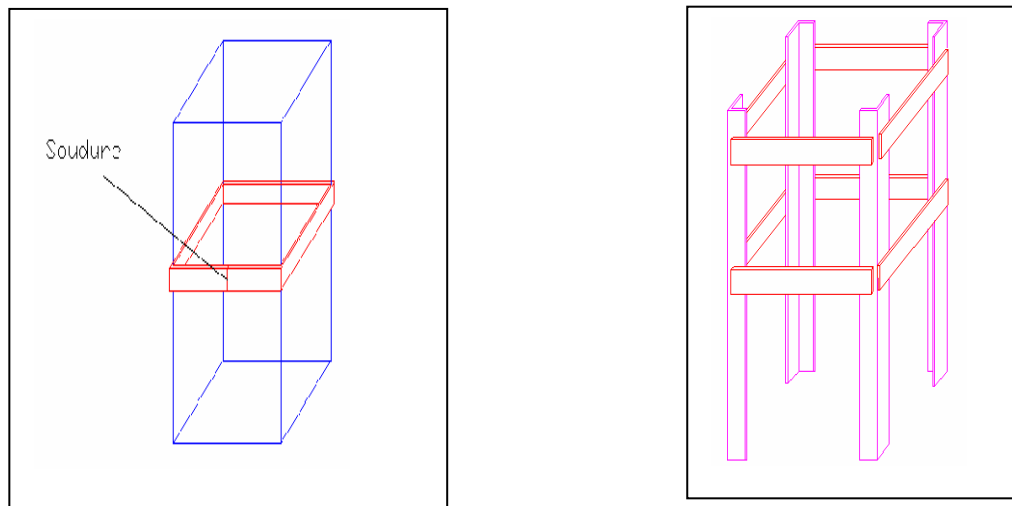
IV.2.2. Confinement par des lamelles métalliques

a. Cas d'un Poteau

On peut remplacer les fibres par des lamelles métalliques (plats) collés sur le poteau de façon à former des anneaux encerclant le poteau dans les zones faibles. La mise en œuvre est identique à celle déjà précitée. Par contre il faut donner la forme de la section du poteau au plat avant la pose et veiller à ce qu'il n'y ait pas de jeu pour que le collage soit efficace.

Dans le cas où on souhaite aussi améliorer la résistance en flexion, on peut coller des cornières dans les angles du poteau, encerclées par des anneaux en plat métalliques visant à éviter leur flambement. Le renforcement fonctionne comme un ferrailage (longitudinal et transversal). Il convient alors de vérifier les propriétés d'adhérence de la colle pour assurer une bonne cohésion et la transmission des efforts. Du fait de leur position à l'extérieur du poteau et de la section d'acier mise en œuvre, le gain en résistance peut être très élevé. Cependant, il faut vérifier absolument que le reste de la structure peut supporter le dispositif de serrage des anneaux qui doit être mis en place pour les maintenir et les fermer.

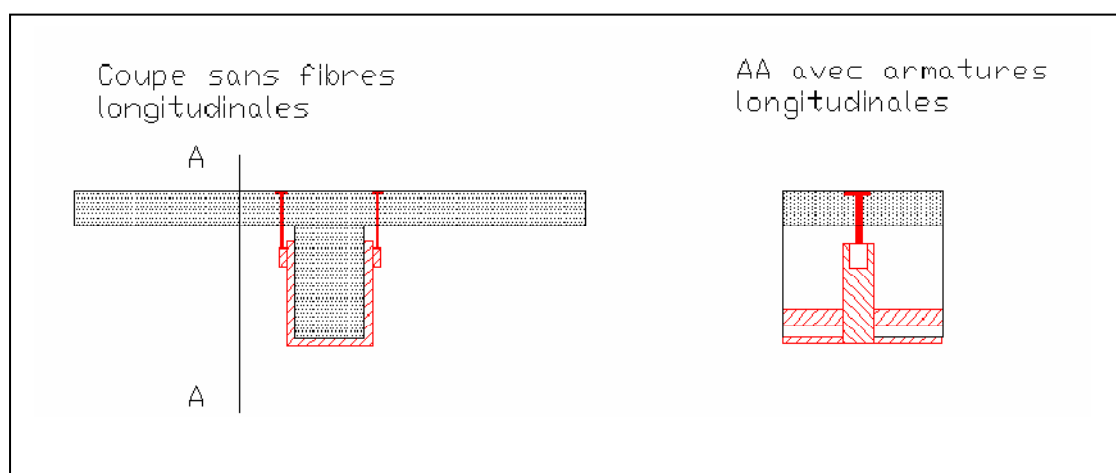
On cherchera aussi à alterner la face du poteau sur laquelle est présenté le raccord pour ne pas introduire de dissymétries.



Figure(IV.3) : renforcement du poteau avec des lamelles métalliques

b. Cas d'une Poutre

La mise en œuvre est très semblable, mais il faut prévoir des trous dans la dalle au droit des lamelles transversales afin de les fixer à la face supérieure de la dalle à l'aide de tiges filetées. Les lamelles transversales sont en forme de U et fonctionnent comme des cadres d'armatures. On peut aussi utiliser des lamelles longitudinales si besoin. Du fait du poids des lamelles métallique il faut généralement prévoir un dispositif de maintien en pression des lamelles (étais).



Figure(IV.4) : Renforcement des poutres avec des lamelles métalliques

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement

Les études doivent être détaillées pour s'assurer que les effets secondaires n'annuleront pas l'effet souhaité. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct.

III.2.3. Confinement par chemisage en béton armé

Le chemisage revient à augmenter la section de béton armé en utilisant un ferrailage classique et On peut applique cette technique à plusieurs poteaux et poutres.

Cette Technique est courante en réhabilitation lourde et en renforcement post-sismique.

Objectifs :

Améliorer la ductilité de l'élément renforcé ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. L'ajout des cadres empêchent également les armatures de flamber.

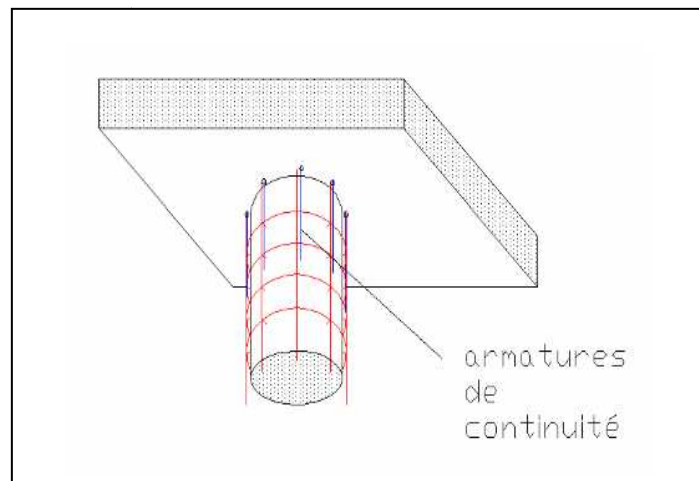
Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des éléments traités, sinon ils vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnés. La solution dans ce cas consiste à utiliser seulement des cadres, sans armatures longitudinales, de sorte que l'augmentation de résistance en flexion apportée par le renforcement soit négligeable.

L'utilisation d'un ferrailage classique (longitudinal et cadres), pour renforcer la résistance en flexion dans le but de surdimensionner le poteau (poteau-fort, poutre-faible). Cependant, cette technique entraîne une redistribution des efforts du fait que le poteau a une plus grande raideur ; il faut alors vérifier l'ensemble de la structure par un calcul d'ensemble intégrant le renforcement.

Augmenter la résistance globale de la structure.

IV.2.3.1. Cas d'application de la méthode

a. cas d'un poteau



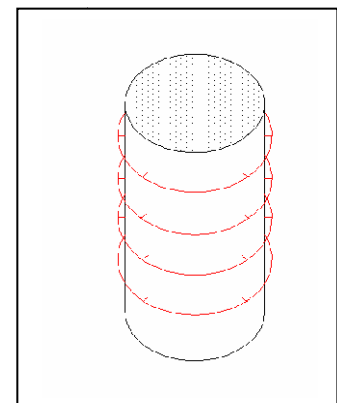
Figure(IV.5) : Renforcement des poteaux avec un chemisage en béton armé

Mise en œuvre pratique :

- Chemisage avec cadres seulement

Préparation du support

Étayer les poutres de part et d'autre du poteau afin de le soulager. Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec le poteau. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières



Mise œuvre du chemisage :

Sceller des barres courtes dans le poteau pour assurer la continuité du ferrailage. Mettre en place le nouveau ferrailage (cadres seuls) et les lier aux barres de scellement. Projeter le béton ou la gunite.

Finitions :

Boucher les trous dans le remplissage. Enduire le poteau et poser le revêtement. Une fois la résistance du béton suffisante, enlever les étais.

- ***Ferraillage complet***

Préparation du support :

Etayer les poutres de part et d'autre du poteau afin de le soulager. Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec le poteau. Percer la dalle et éventuellement les poutres pour permettre le passage des armatures de continuité. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.

Mise œuvre du chemisage :

Sceller des barres courtes dans le poteau pour assurer la continuité du ferraillage. Mettre en place le nouveau ferraillage (cadres et armatures longitudinales) et les lier aux barres de scellement.

Disposer les barres de continuité et les fixer au ferraillage. Pour ce qui est du plancher bas du premier niveau, les barres de continuité doivent être scellées dans les têtes de fondation. Sceller les barres de continuité à la dalle. Projeter le béton ou la gunite.

Finitions :

Boucher les trous dans le remplissage. Enduire le poteau et poser le revêtement. Une fois la résistance du béton suffisante, enlever les étais.

b. Cas de la poutre**Mise en œuvre pratique :**

- ***Chemisage avec cadres seulement (ductilité, effort tranchant seul)***

Préparation du support :

Etayer les planchers de part et d'autre de la poutre afin de la soulager. Décaper la poutre pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec la poutre. Percer la dalle et la rainurer en partie supérieure afin de pouvoir replier les

cadres et les fermer. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières. Maintenir humide pour saturer le vieux béton.

Mise œuvre du chemisage :

Mettre en place le nouveau ferrailage (cadres seuls). Sceller au mortier les cadres dans la dalle. Projeter le béton ou la gunite.

Finitions :

Boucher les trous dans le remplissage. Enduire la poutre et poser le revêtement. Une fois la résistance du béton est suffisante, enlever les étais ; il peut être nécessaire d'étayer sur plusieurs niveaux.

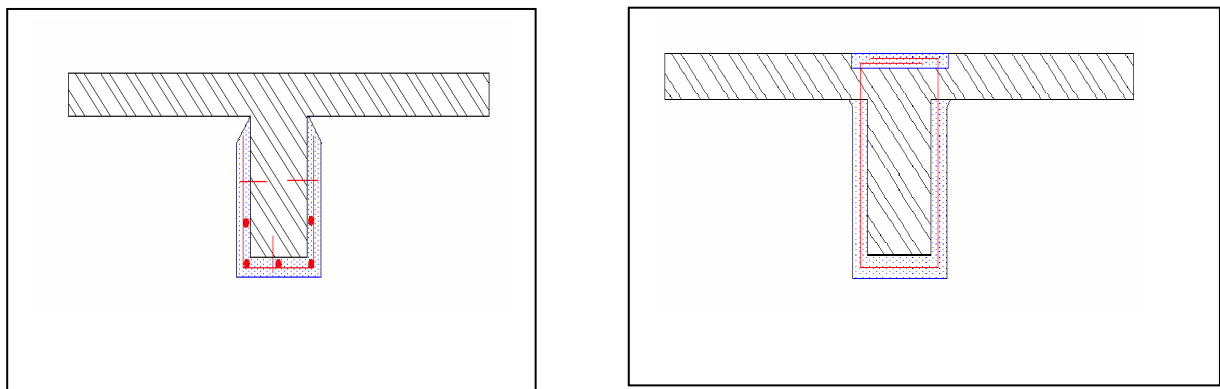


Figure (IV.6) : Chemisage en béton armé des poutres

- ***Reprise de la flexion seule***

Préparation du support :

Étayer les planchers de part et d'autre de la poutre afin de la soulager. Décaper la poutre pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec la poutre. Percer les trous de scellement des étriers dans les flancs de la poutre ; bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières. Maintenir humide pour saturer le vieux béton.

Mise œuvre du chemisage :

Mettre en place le nouveau ferrailage (étriers et armatures longitudinales). Sceller au mortier les étriers dans la poutre. Projeter le béton ou la gunite.

Finitions :

Boucher les trous dans le remplissage. Enduire la poutre et poser le revêtement. Une fois la résistance du béton est suffisante, enlever les étais.

Remarque :

Afin de permettre la reprise de la flexion et du cisaillement, il suffit de combiner les deux techniques ci-dessus.

Avantages et inconvénient

- **Avantage :**
 - Renforcement local
- **Inconvénients :**
 - Mise en œuvre spécialisée
 - Surcharges
 - Léger affaiblissement de la structure en cours de renforcement
 - Travaux assez lourds

IV.3. Frètement**IV.3.1 Définition**

Le principe de cette méthode consiste à disposer des armatures transversales dans l'élément avec des espacements réduits dans le but d'éviter sa rupture par compression et d'augmenter sa ductilité. Les frettes (armatures transversales) servent également à tenir fermement les armatures longitudinales qui, fortement comprimées, ont tendance à flamber en éjectant le béton d'enrobage.

IV.4. Confortement par des frettes [25]

Pour ce faire deux essais sur des modèles représentant des nœuds extérieurs dans un bâtiment résidentiel à multi-étages (essai non fretté et essai fretté) ont été effectués, les dimensions de ces modèles sont représentées sur la figure (IV.7)

Les renforcements longitudinaux et transversaux dans les deux modèles sont identiques, la seule variable est le renforcement transversal dans le nœud (voir tableau IV.1 et figures IV.8, IV.9). La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours est de 20 MPa, les écrasements ont été effectués sur des éprouvettes de dimensions 15x30 cm confectionnées avec chaque modèle d'essai. Les aciers utilisés sont de nuance FeE400 pour le ferrailage longitudinal et de nuance FeE235 pour le ferrailage transversal.

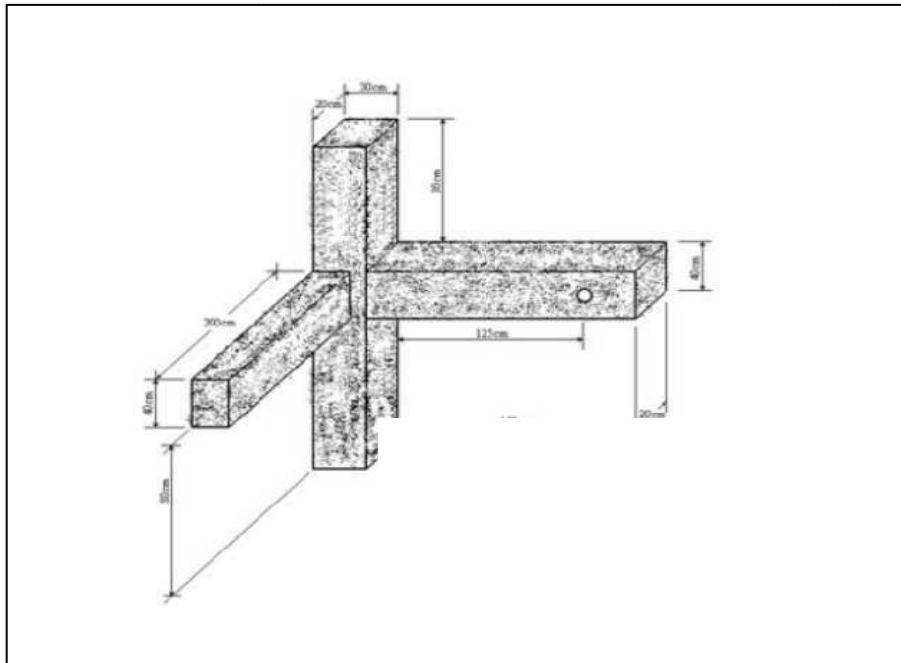


Figure (IV.7) : Modèle expérimental

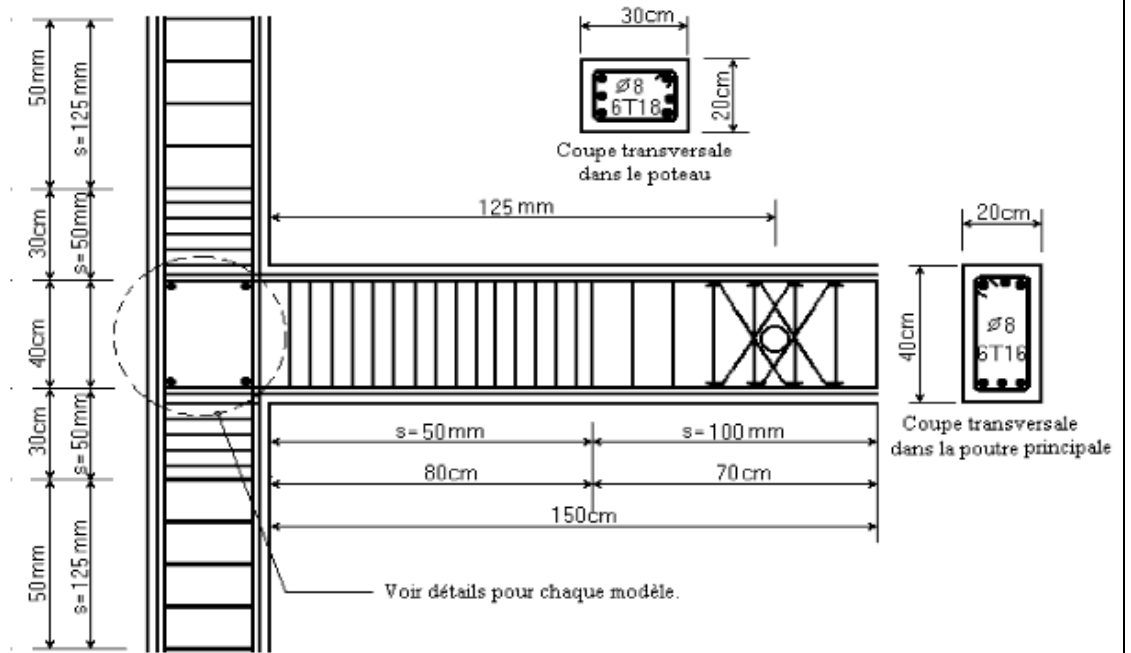


Figure (IV.8) : ferrailage de la poutre et du poteau principal.

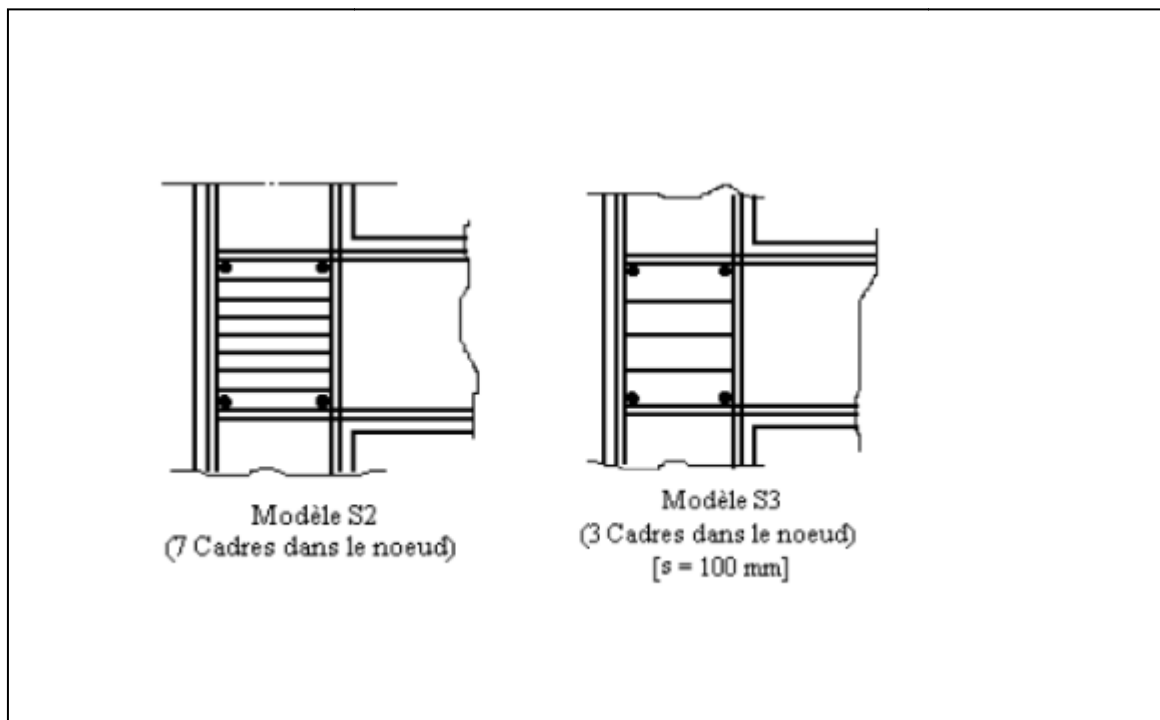


Figure (IV.9) : ferrailage des nœuds des deux modèles.

Résultats

Pour chaque modèle la valeur correspondante de la charge est tracée en fonction du déplacement imposé (tableau IV.1)

			<i>Modèle S2</i>	<i>Modèle S3</i>	
Poutres	Principale	Section transversale	Largeur b (cm)	20	20
			Hauteur h (cm)	40	40
		Renforcements	Barres supérieures	3HA16	3HA16
			Barres inférieures	3HA16	3HA16
			Cadres	Ø 8 mm	Ø 8 mm
	Secondaire	Section transversale	Largeur b (cm)	25	25
			Hauteur h (cm)	40	40
		Renforcements	Barres supérieures	2HA12	2HA12
			Barres inférieures	2HA12	2HA12
			Cadres	Ø 8 mm	Ø 8 mm
Poteaux	Section transversale	Largeur b1 (cm)	20	20	
		Hauteur h1 (cm)	30	30	
	Renforcements	Longitudinal	6HA18	6HA18	
		Transversal	Ø 8 mm	Ø 8 mm	
Nœuds	Renforcement horizontal	Cadres U superposés alternativement	7	3	

Tableau (IV.1) : détail de ferrailage des deux modèles

Pour chaque modèle la valeur correspondante de la charge est tracée en fonction du déplacement imposé (figure IV.10)

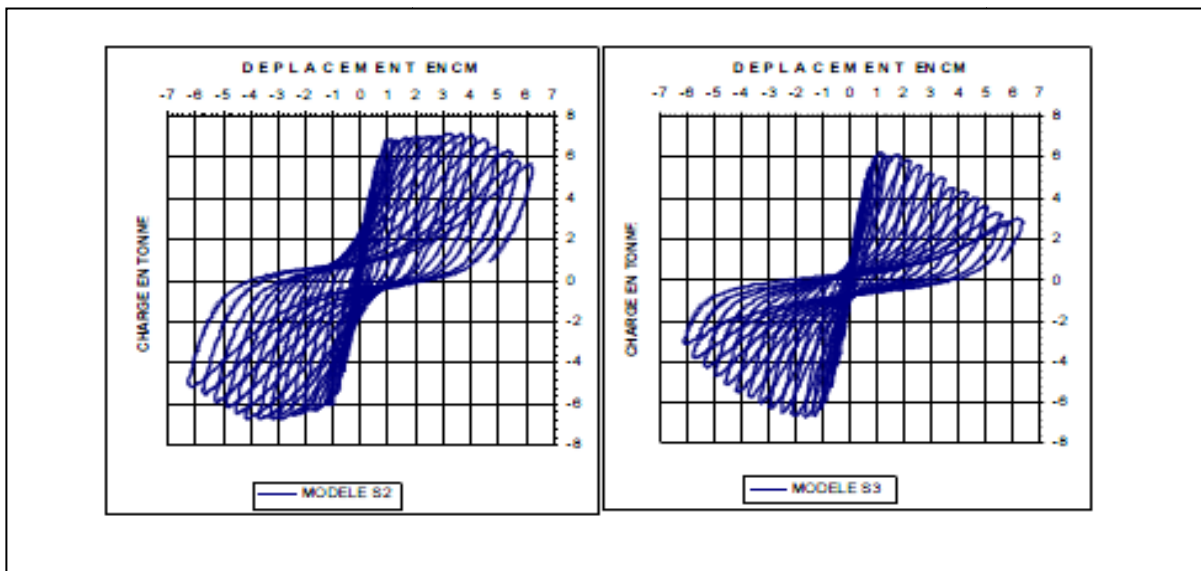


Figure (IV.10) : Diagramme charge-déplacement

Il est remarqué sur la figure (IV.10) que la capacité portante du modèle S_2 est similaire avec celle de S_3 jusqu'au 6^{ème} cycle de chargement à partir duquel la capacité portante de S_3 diminue alors que celle de S_2 reste en amélioration ou constante jusqu'au 13^{ème} cycle de chargement (notons qu'on dernier cycle elle diminue supérieurement au premier cycle).

Par conséquent, l'augmentation de la section des cadres horizontaux dans les nœuds améliore la capacité portante, diminue la capacité de dissipation d'énergie et la déformation de cisaillement dans le nœud.

Remarque : les travaux de *Filliatraut* confirment ce résultat

Conclusion

Les fibres raidissent les matériaux et absorbent de l'énergie pour réduire la déformation, le béton de fibre passe d'un comportement fragile à un comportement ductile. Les fibres agissent là encore par arrêt de la fissuration.

Le confinement permet d'augmenter la résistance, la déformabilité (la ductilité) et l'amortissement de certains éléments de la structure ainsi que la rigidité globale de la structure, il réduit de façon significative la fréquence propre.

Le frètement des nœuds par ajout de cadres transversaux améliore considérablement leur comportement.

Chapitre V :

Simulation numérique

Introduction :

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

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

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

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

A cet effet, dans ce chapitre on présentera une simulation numérique d'un nœud poutre poteau en béton armé sous **ABAQUS 6.8.1**

V.1 présentation du logiciel ABAQUS

ABAQUS est une suite puissante des programmes des logiciels de simulation technique créée en 1978, basée sur la méthode des éléments finis (méthodes numériques approchées), ABAQUS, est l'un des premiers fournisseurs mondiaux de logiciels et services pour l'analyse par éléments finis. La gamme de logiciels d'ABAQUS est particulièrement réputée pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Elle s'est imposée comme partie intégrante des processus de conception de sociétés de renommée mondiale dans tous les secteurs industriels. ABAQUS offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites et dynamiques. Il a une bibliothèque étendue des éléments qui peuvent

modeler n'importe quelle géométrie. Il a une liste également étendue de modèles matériels qui peuvent simuler le comportement de la plupart des matériaux typiques de technologie comprenant des métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé, et les matériaux géotechniques comme les sols et la roche. Il peut simuler des problèmes dans de tels secteurs divers, comme : la mécanique, le transfert thermique, électrique, problèmes couplés (piézo et thermique), l'acoustique et la mécanique des sols....

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

ABAQUS se divise en trois grands codes :

- ABAQUS/Standard : résoudre par un algorithme statique implicite.
- ABAQUS/Explicit : résolution par un algorithme explicite
- ABAQUS/cae : fournit un environnement complet de modélisation et de visualisation pour des produits d'analyse d'ABAQUS.

ABAQUS/Standard : Nous permet de réaliser des études statiques en contraintes/déplacements, dynamiques linéaires ou non linéaires. Généralement, c'est la méthode de Newton qui est utilisée pour résoudre les problèmes non linéaires [25]. La base du formalisme de cette méthode est la suivante. Considérons qu'après i itérations sur l'incrément de temps, l'approximation de la solution est $u(i)$. La différence entre la solution exacte et la solution après i itérations est notée $c(i+1)$. La solution exacte est donc donnée par :

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

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

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

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

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

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

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

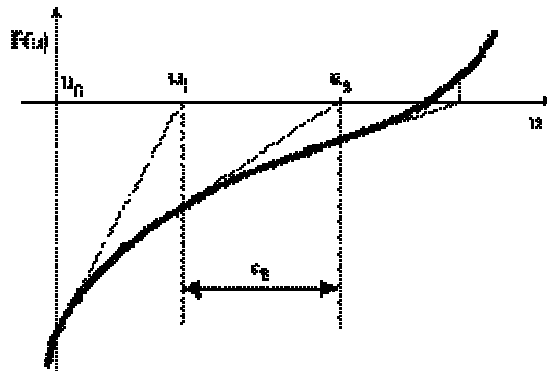


Figure V.1 : Illustration de la méthode de Newton

La figure V.1 illustre la méthode de Newton dont le but est de déterminer u tel que $F(u)=0$.

Sur cette figure, on observe que la valeur nodale de l'incrément suivant utilise la matrice jacobienne comme une pente, en partant de la valeur courante. La convergence de cette méthode est quadratique, donc rapide.

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

ABAQUS/Explicit : La version explicite est entièrement vectorisée afin d'utiliser les supercalculateurs multiprocesseurs. Bien que l'analyse soit dynamique, elle peut être utilisée moyennant quelques précautions pour accomplir des analyses quasi-statiques [26]. Le schéma explicite implanté au sein d'Abaqus conduit à des temps de calcul plus faibles comparativement au schéma implicite nommé ABAQUS/Standard. L'algorithme explicite assure une certaine robustesse, il est plus efficace pour aboutir à un calcul complet que Abaqus/Standard. Ce code présente une bonne résolution des contacts ce qui est un autre intérêt vis-à-vis de la simulation du procédé. ABAQUS/Explicit met en œuvre un schéma d'intégration par différences centrales exprimé par les équations (3) et (4).

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

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

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

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

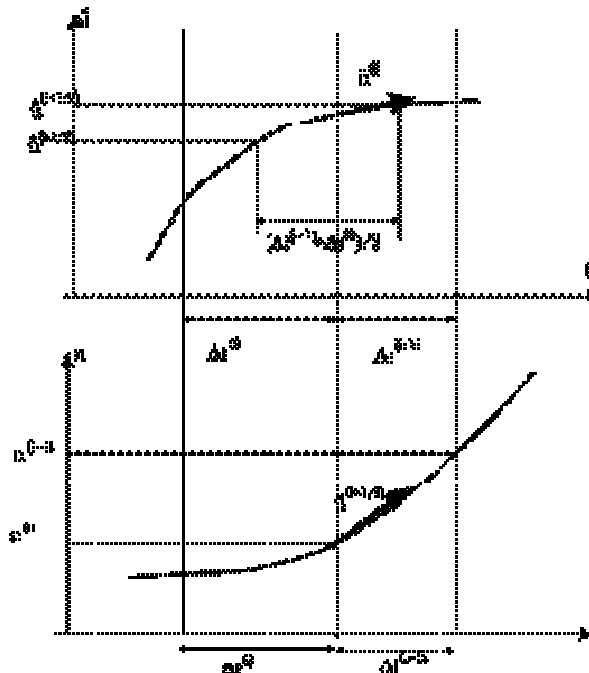


Figure V.2: Illustration de l'opérateur de différence centrale

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

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

où **M** est la matrice de masse diagonale, **F** est le vecteur des charges appliquées et **I** est le vecteur des forces internes. Ainsi, la procédure explicite ne requiert ni itération ni matrice tangente de rigidité. La procédure explicite intègre par rapport au temps en utilisant beaucoup de petits incréments de temps. Or, l'opérateur de différences centrales est conditionnellement stable. La limite de cette stabilité pour cet opérateur est donnée en terme de plus grande valeur propre du système par :

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

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

$$\Delta t = \min (L_e / C_d)$$

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

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

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

avec :

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

$$\Delta S = 2 * \mu * \Delta \rho$$

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

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

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

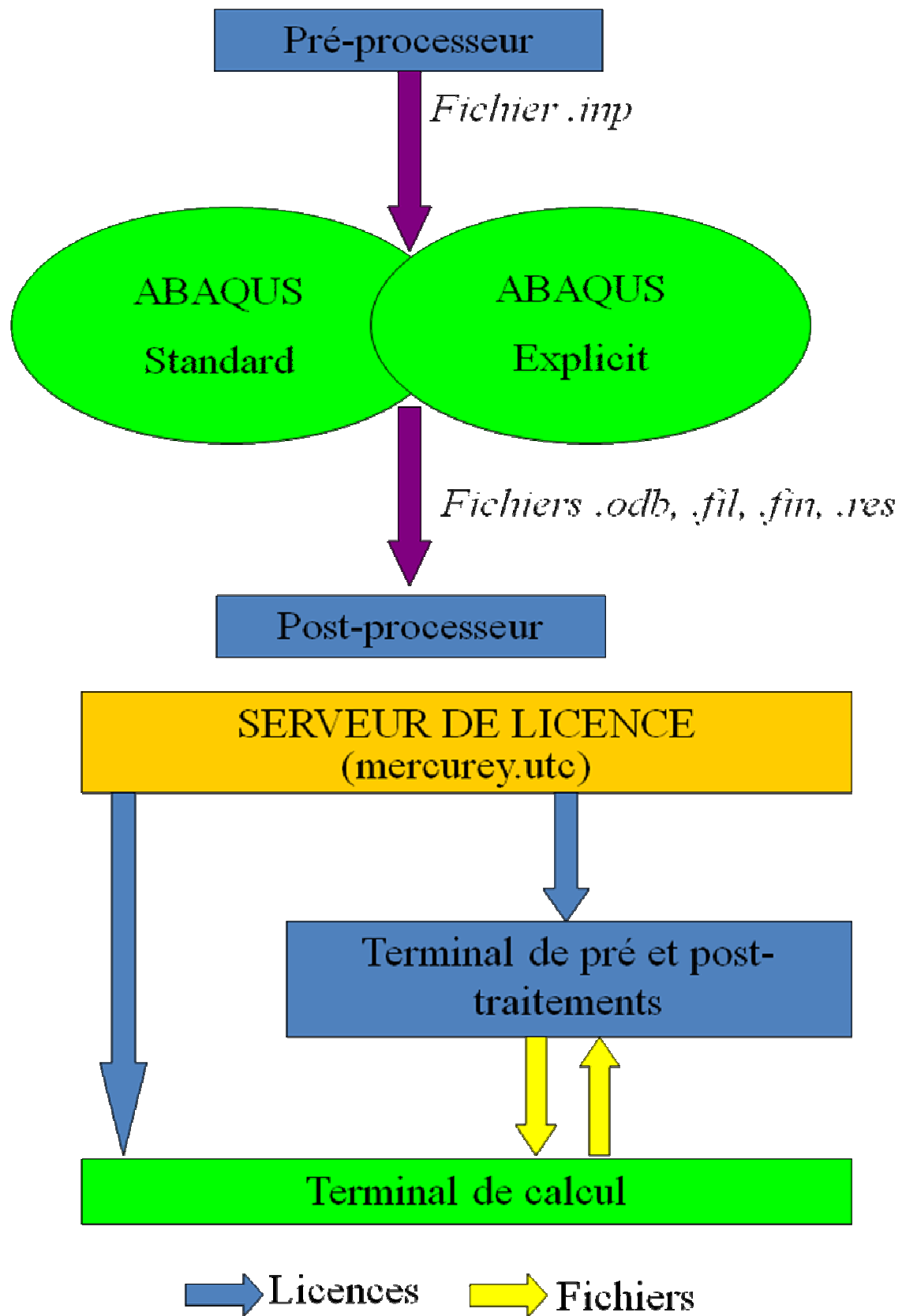


Figure (V.3) : Schéma de fonctionnement d'ABAQUS [27].

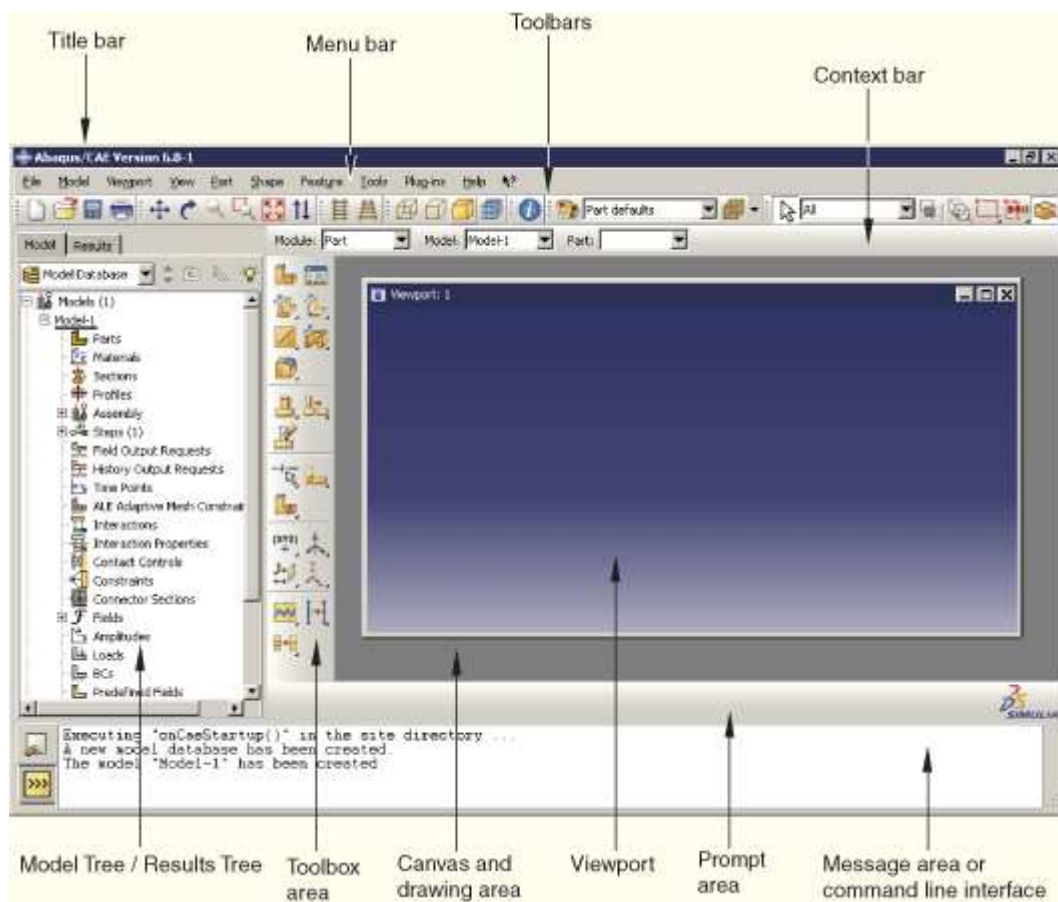


Figure (V.4) : Interface d'ABAQUS.

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

- Module Part.
- Module Property.
- Module Assembly.
- Module Step.
- Module Interaction.
- Module Load.
- Module Mesh.

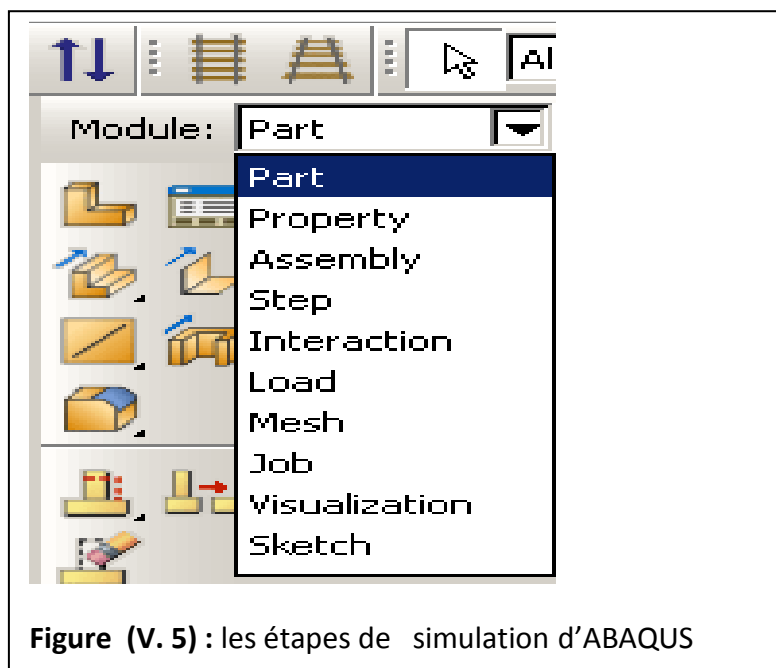


Figure (V.5) : les étapes de simulation d'ABAQUS

- Module Job.
- Module de visualisation des résultats.

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

V.1.1 Module part

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

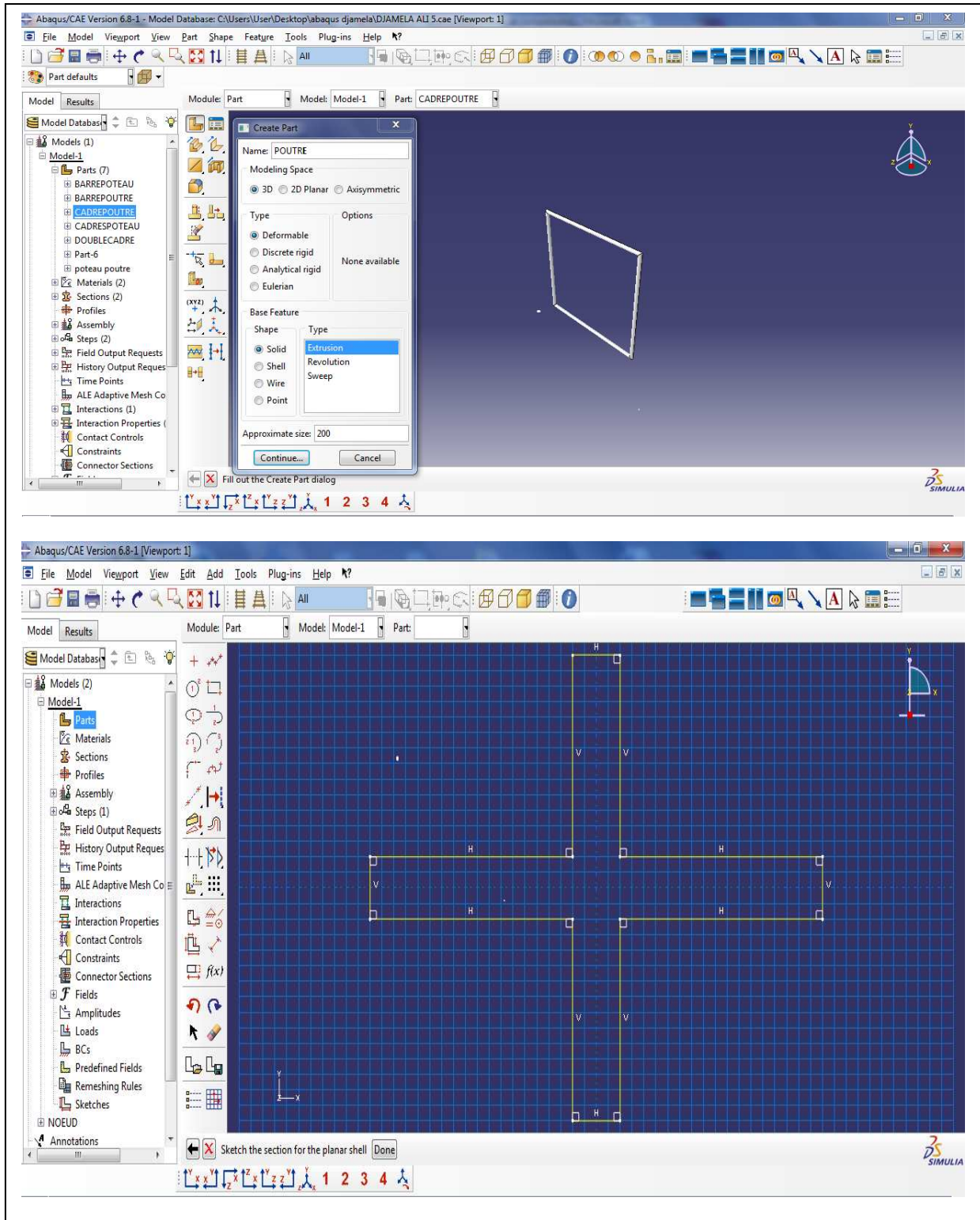


Figure V.6: module Part.

V.1.2 Module Property

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

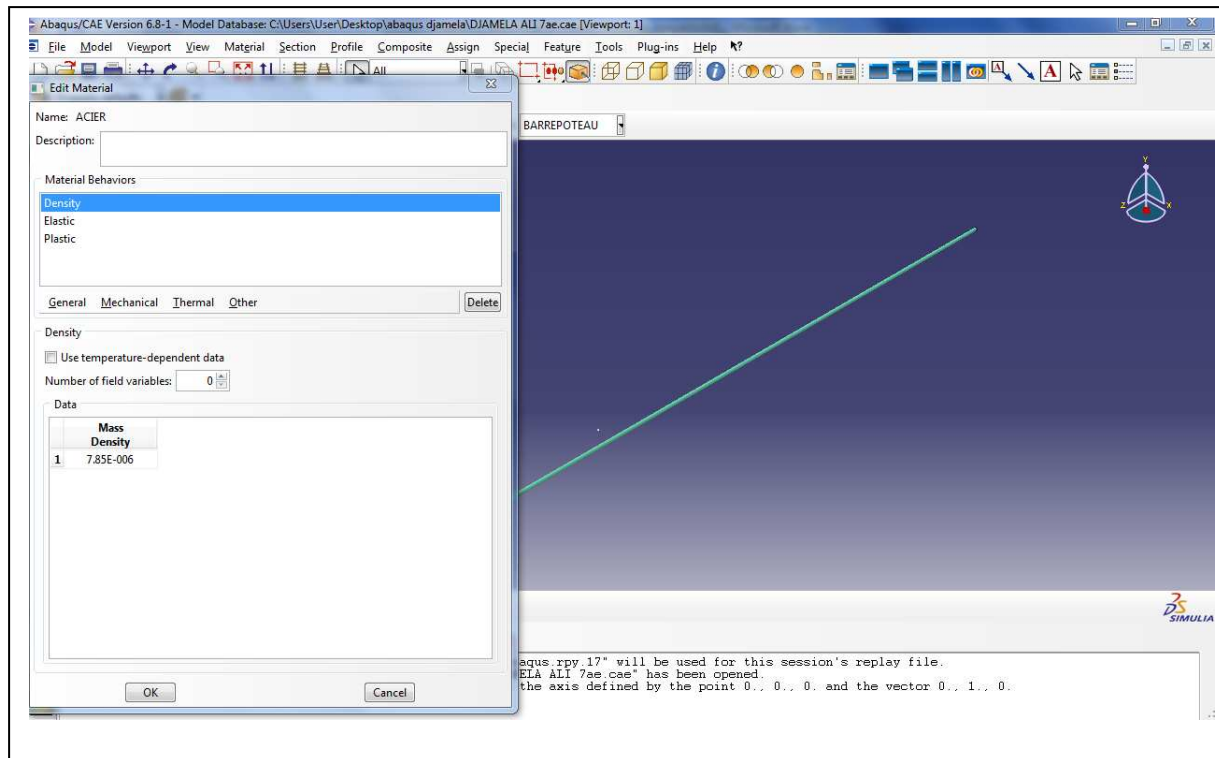


Figure (V.7) : module property.

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

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

Tableau 2 : Tableau des unités correspond à ABAQUS.

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

V.1.3 Module Assembly

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

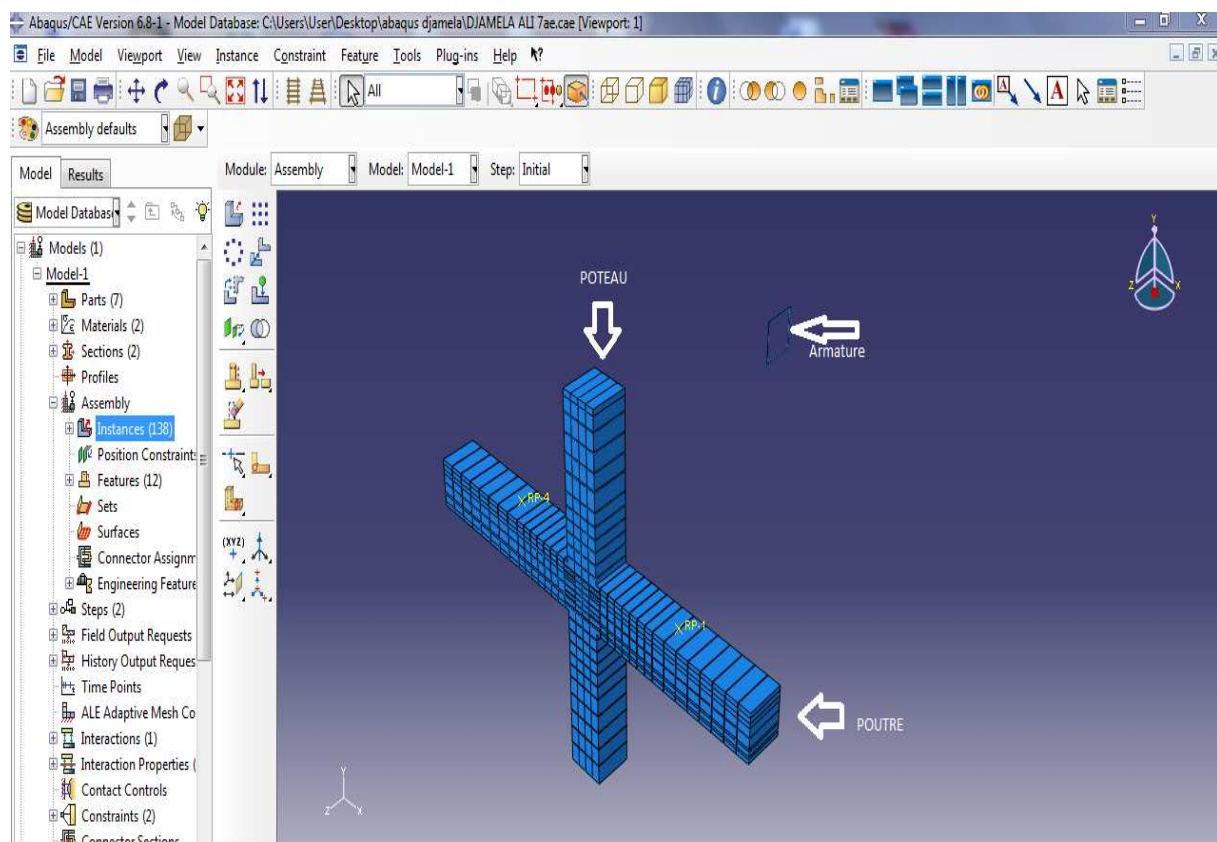


Figure V.8: module Assembly.

V.1.4 Module step

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

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

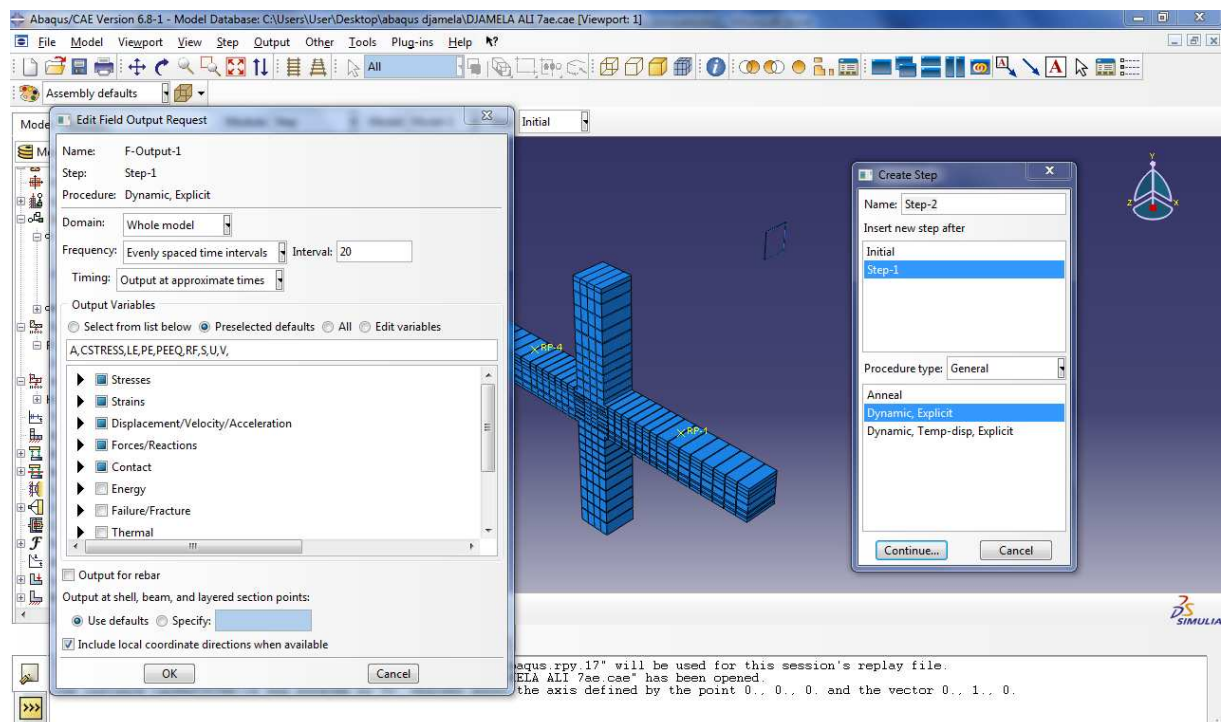


Figure V.9: module step

V.1.5 Module interaction

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

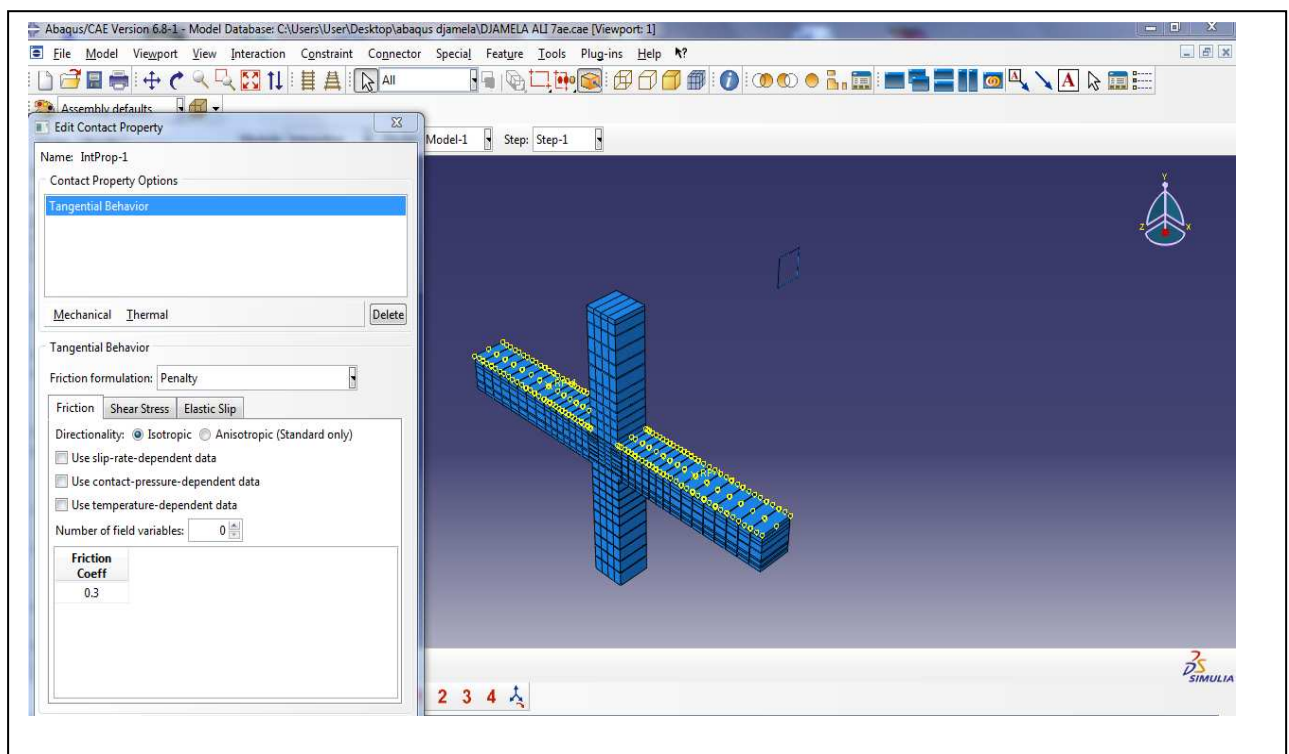
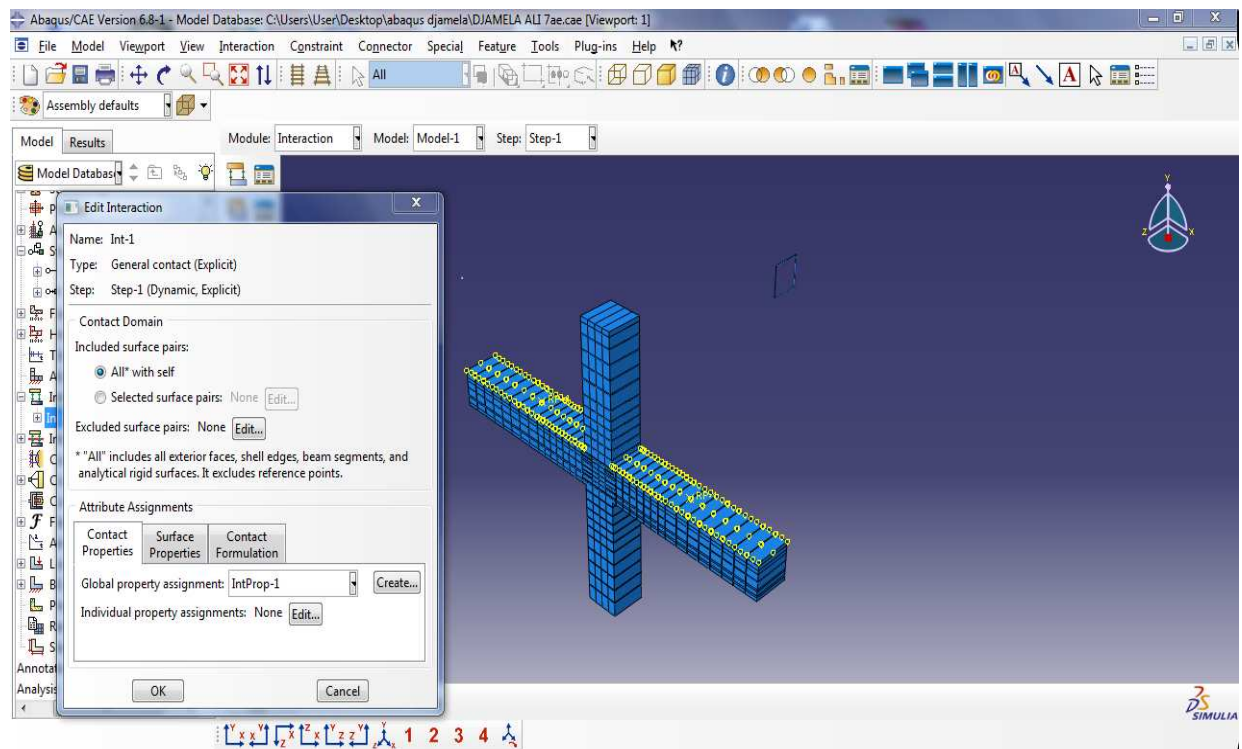


Figure V.10 : module Interaction.

V.1.6 : Module Load

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

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

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

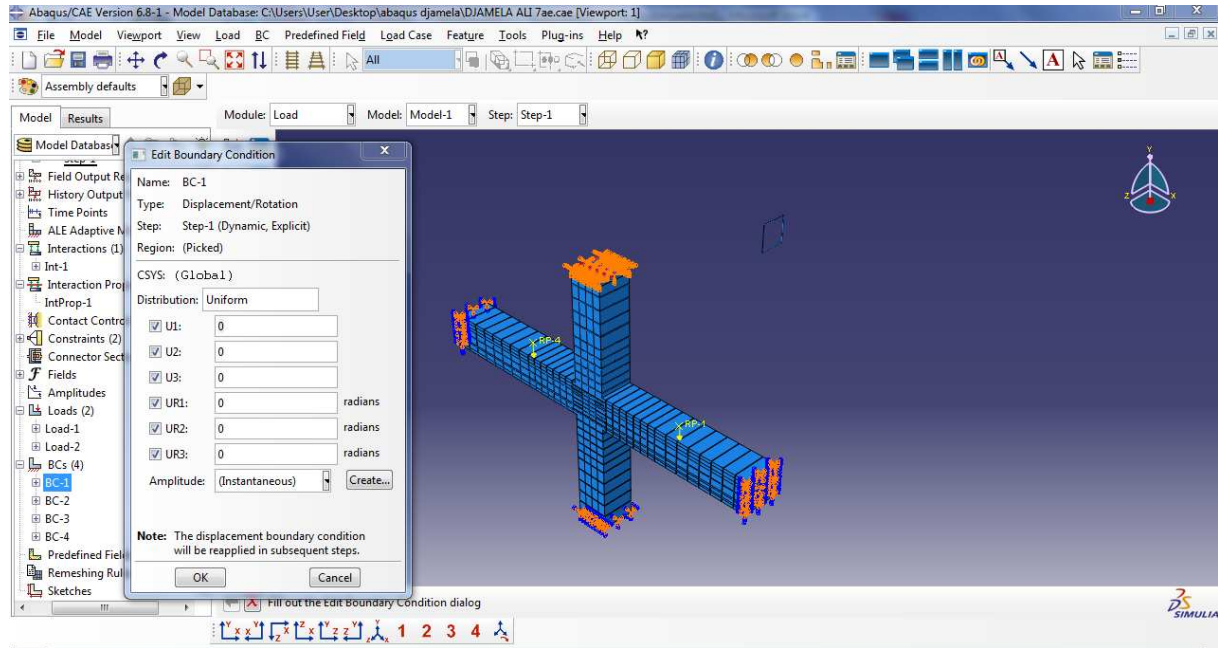


Figure V.11 : conditions aux limites de module load.

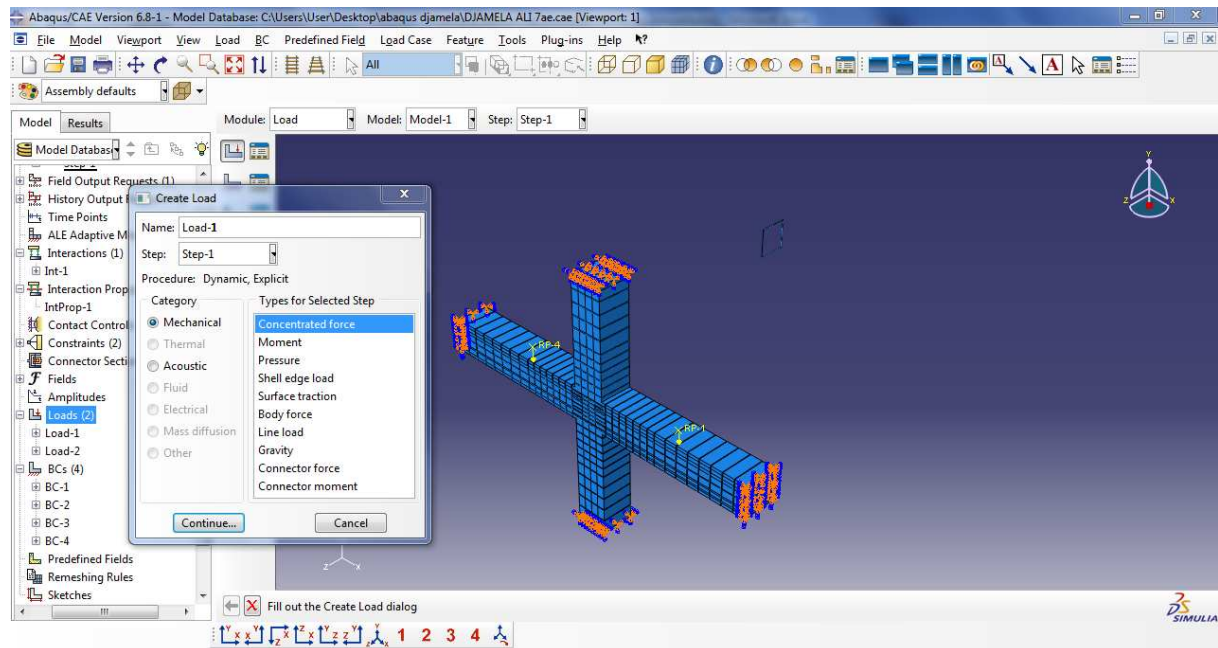


Figure V.12 : définition des forces de module load.

V.1.7 Module Mesh

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

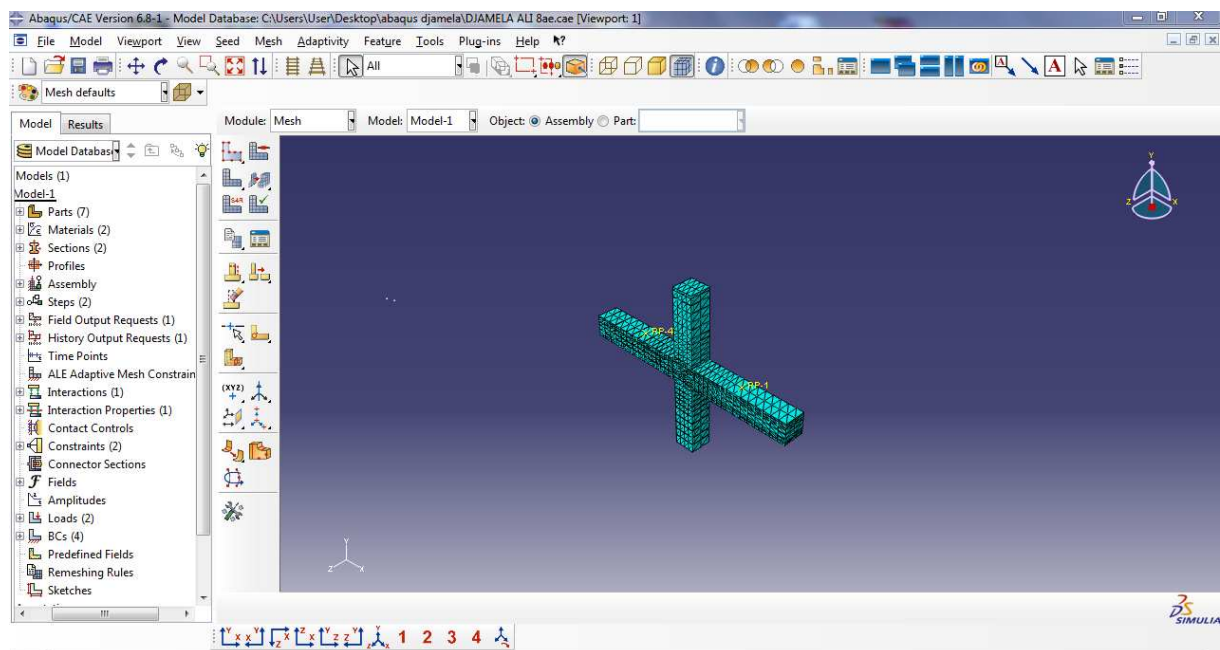


Figure V.13: module Mesh.

V.1.8: Module Job

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

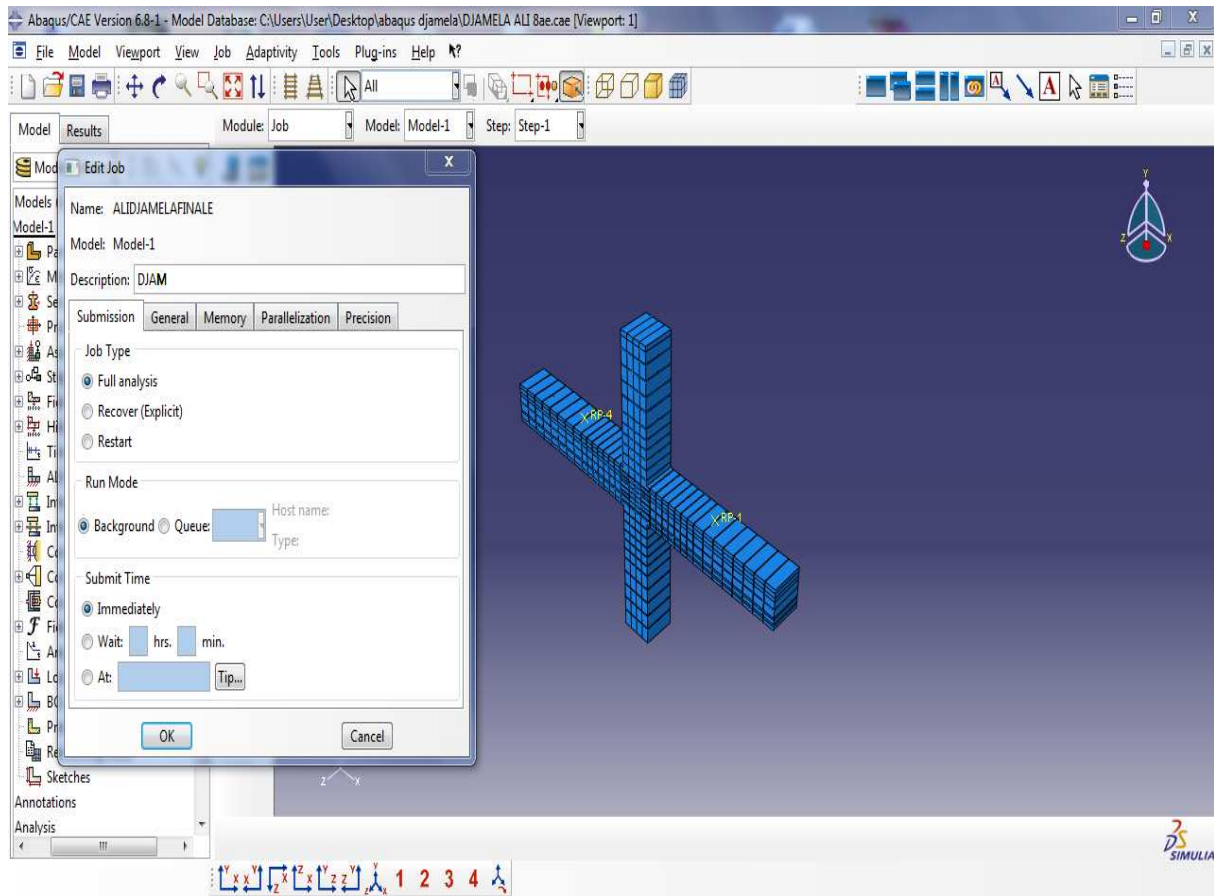


Figure V.14: module Job.

V.1.9: Module Visualisation :

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

V.2 Présentation des modèles à simuler :**V.2.1 : dimensions et géométrie du nœud poutre poteau :**

On va faire deux simulations sur ABAQUS dans l'une est présentée dans la Figure V.15 et l'autre dans la Figure V.16. Ces deux modèles sont soumis un choc de l'ordre de 187,5 [KN] à une distance de 975 mm de l'extrémité de chaque poutre.

Le chargement (force concentrée) mais on appliquant dans Abaqus rigide body fait en sorte que cette charge se répartit uniformément sur la longueur de la poutre.

Le chargement est calculé comme suit :

$$1.35 G + 1.5Q = 95.27 \text{ KN/ml (} G = 48,906 \text{ KN/m, } Q = 19,5 \text{ KN).}$$

F (Force appliquée, concentrée) est de l'ordre de 187,5 [KN].

Les points d'application de la charge sont bien montrés dans **Figure V.17**

Voir figure ci-dessous

Le modèle est ferrillé classiquement selon les codes parasismiques comme suit :

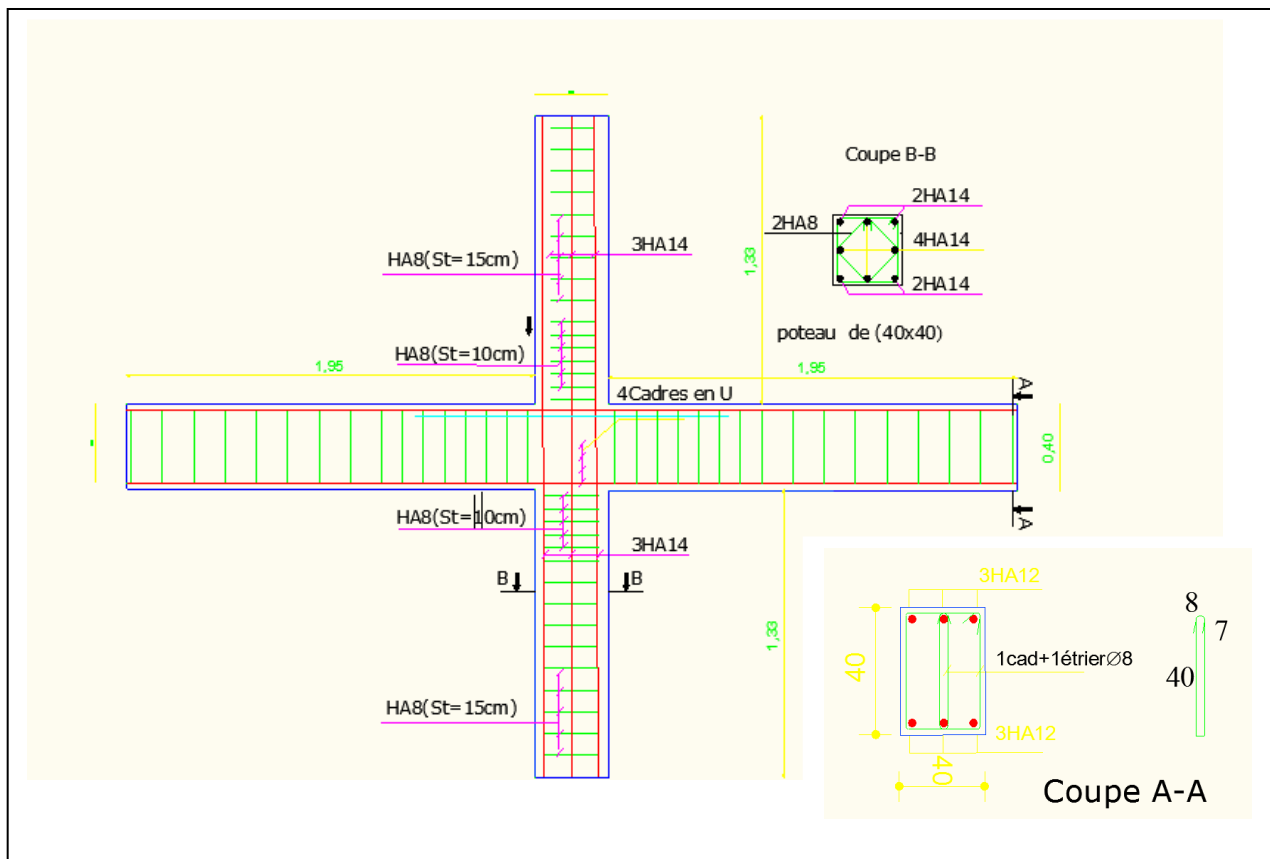


Figure V.15 : dimensions et géométrie du nœud poutre poteau à étudier.

V.2.2 : Ferrailage du nœuds (poutre-poteau) renforcé et non renforcé :

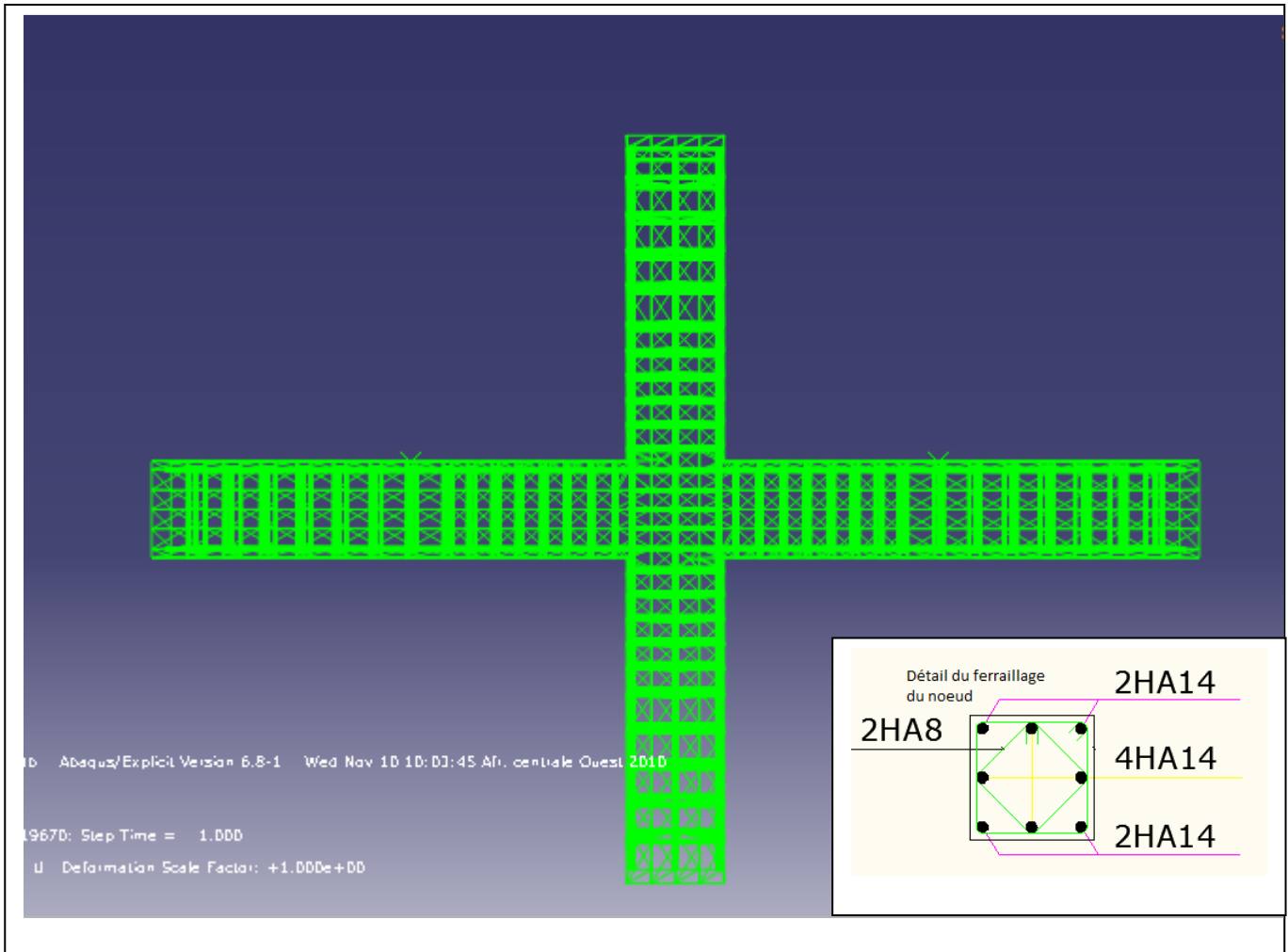


Figure V.16: Ferrailage du nœud poutre- poteau non renforcé (3cadres dans la zone nodale) comme préconisé dans le RPA

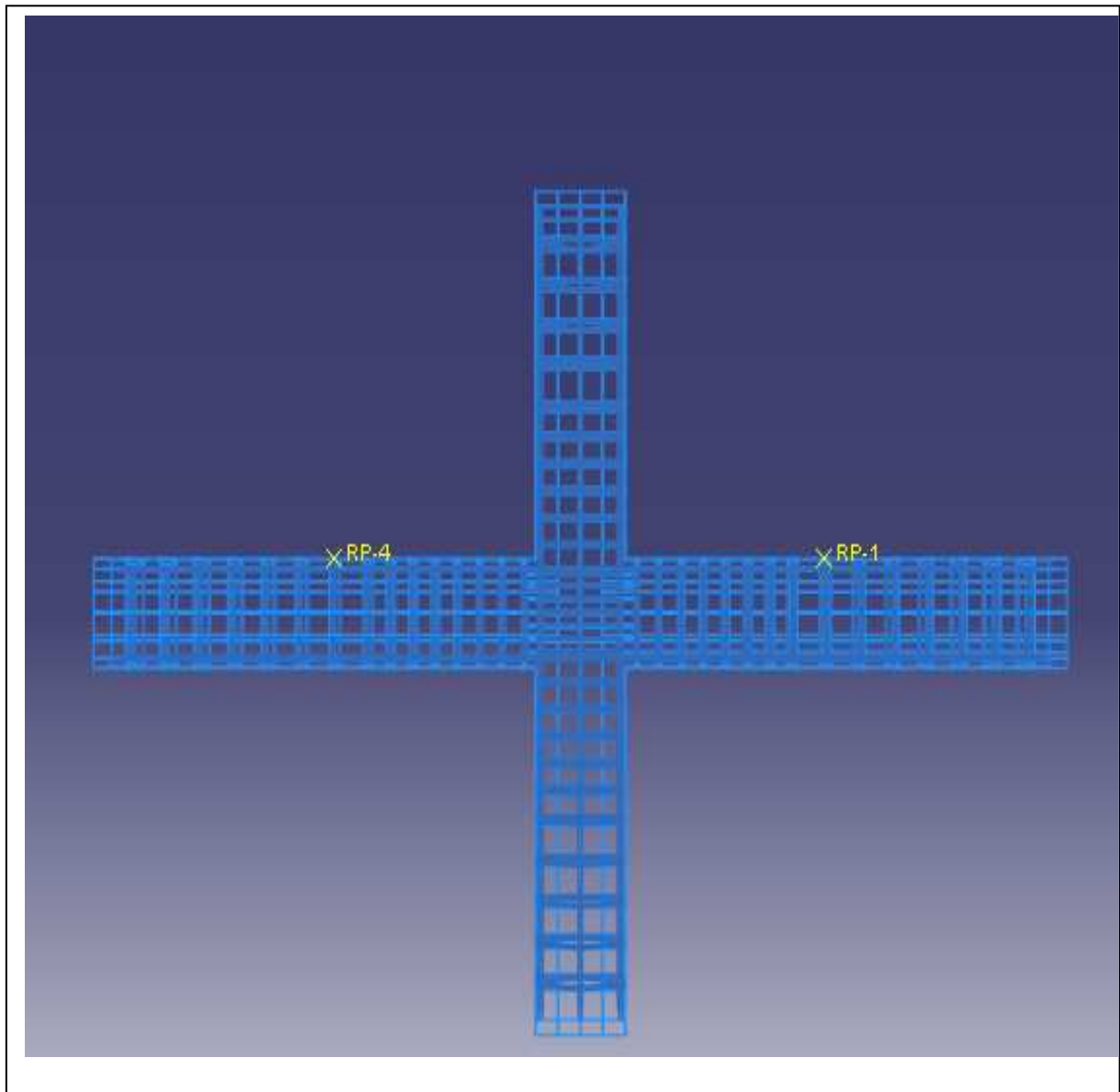


Figure V.17 : Ferrailage du nœud poutre- poteau renforcé

(Nœud fretté avec 7 cadres de HA8)

Dans ce cas on ajoute 4 cadres supplémentaire en plus de ceux préconisés dans le RPA toute fois il **faut veiller à ce qu'il soit possible de mettre en place ce ferrailage et ensuite couler le béton !.**

Chapitre VI :

Résultats et interprétation

VI. Les résultats de la simulation

VI.1 Modèle à trois cadres dans la zone nodale (M3C)

VI.1.1 Propagation des déplacements dans le béton au cours du temps

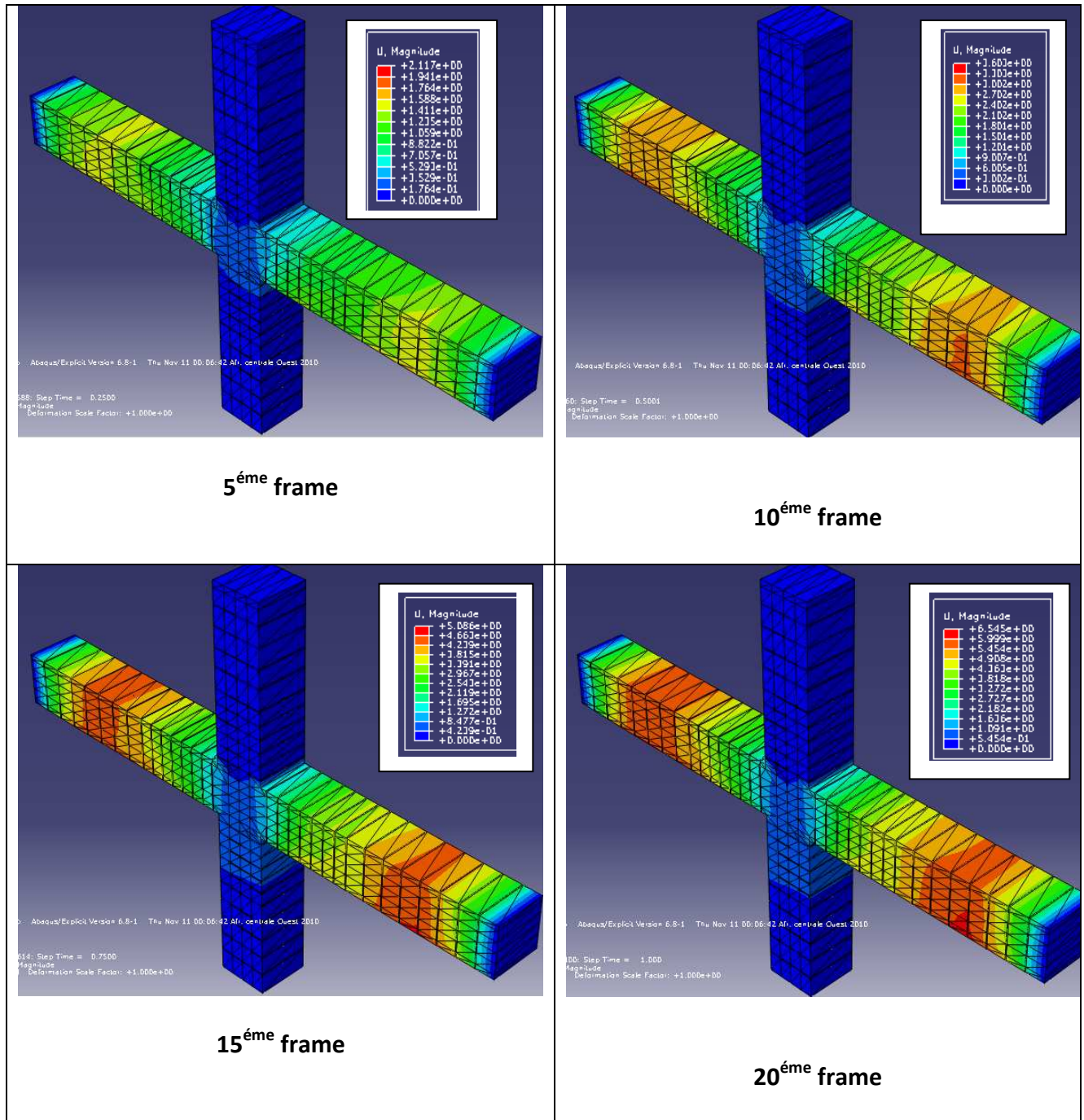


Figure VI.1 Propagation des déplacements dans le béton modèle M3C

Conclusion générale et perspectives

Conclusion et perspectives :

D'un point de vu simulation :

Ce projet nous a permis de découvrir l'analyse non linéaire à travers la simulation du nœud (poutre-poteau) avec le logiciel ABAQUS.

D'un point de vu résultats de la simulation :

Cette étude nous a permis, de comparer le modèle renforcé avec le modèle classique en termes de contraintes, de déformations, de déplacements. Cette étude nous a permis aussi de mettre en évidence l'apport de ce renfort en termes de contraintes, déformations et de déplacements.

En termes de déplacement :

- Le renforcement du nœud avec des cadres doubles de HA8 avec un espacement de 5cm modifie fortement le comportement du noeud. Ainsi, par rapport au modèle classique, on note une réduction du déplacement maximal de la poutre de 62,70 % et du déplacement du nœud de 53,39 %.

En termes de contraintes :

- Le renfort de la zone nodale a permis une réduction de la contrainte de 28,60 % par rapport au modèle avec un ferrailage classique.

En termes de déformation :

- Les déformations dans le modèle classique(M3C) sont de l'ordre de 10^{-3} par contre dans le modèle fretté elles sont de l'ordre de 10^{-3} (dans les deux cas on est dans le cas de petite déformation).
- Ces déformations se propagent des poutres vers le poteau inférieur.

D'après les résultats obtenus le nombre de cadres disposés dans le nœud a une influence sur le comportement de celui-ci.

Ces conclusions nous amènent à dire que le confortement du nœud est positif ; soit en termes de déplacement, de contrainte, et de déformation. Toute fois il reste toujours de nombreux points à éclaircir par des études théoriques et expérimentales, afin de pouvoir définir la technique judicieuse et le matériau adéquat pour une réparation donnée, de telles études doivent également compléter les principes énoncés, pour ce faire nous pouvons penser à fretter même les zones critiques de la poutre et du poteau pour renforcer les angles qui sont trop sollicités et permettre ainsi le soulagement du béton, nous pouvons aussi faire appel à des techniques modernes au moyen de matériaux composites et pourquoi pas utiliser un béton à haute performance pour augmenter l'adhérence entre le béton et les armatures.

[1] « Analyse de la tenue au séisme des structures en béton armé » Décembre 1981, ENPC Paris , France.

[2] Eduoard shdeed, Amar Kasoul « Prise en compte de la ductilité dans les méthodes de renforcement des anciens bâti ».Journal Vol 18 number2,2002.

[3] Sheik S.A et Uzemer S.M “Strength and ductility of frame in reinforced concrete columns .Journal of the structural division” Vol 108,Mai 1980.pp.1079-1102.

[4] Park R Priestly MNJ et Jill W.D “Ductility of square confined concrete columns.Journal of strutural division” Vol 108, Apr-1982,pp 929-954.

[5] Priestly MNJ et Park R “ Strength and ductility of reinforced and prestressed concrete columns and piles under seismic loading” ACI-Structural journal, N°84, Jan 1987, pp.61-76.

[6] Mander J .B, Priestly MNJ et Park R “theorecal stress-strain model for confined concrete. Journal of the structural division”

[7] SR.IYGNAR, P.DEASYI ET K.N.REDDY “Stress- strain characteristics of concrete confined in steel binder Magazine of concrete Research”

[8] F.E.Richart, A.Brandtzaeg et R.L.Brown “The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression Urbana University of Illinois Engineering Experiment Station», bulletin n°190.

[9] H.RUSCH AND STOCKEL “The effect of stirrups and compression reinforced meat on the flexural compressive zone of reinforced concrete beams ”Berlin, Deutsher Ausshus fur Stahbeton, 1963 N°148

[10] S.H.AHMAD AND S.P.SHAH “Stress – Strain curves of concrete confined by spiral reinforcement” ACI Journal, Vol 79, n°6 novembre – Decembre 1982.

[11] S.A.SHEIKH AND S.M.UZUMERI. “Analytical model or concrete confinement in tied columns” ASCE Journal of Strutural Engeeniring, Vol 108, n°ST12, Decembre 1982.D.C.KENT, R.Park.Cyclic load behavior of reinforcing steel “ Straine” July 1973.

[12] HERNANDEZ.O, ZERMINO.E.M “Strength and behavior of structural walls with shear behavior.”Proceeding 7th WCEE, Istanbul-Turkey, Septembre 1980, Vol 7.

[13] R.H.BROWN AND J.O.JIRSA “Reinforced concrete beams under load reversals. Structural Journal of the ACI. Vol 68, May 1971.

[14] J.KWIGHT AND M.A.SOZEN “Shear Strength decayin reinforced concrete columns subjected to large the flexion reversals Civil Engeeniring Studies” Strutures Research Studies” Structures Research Series, n°403, Univer of Illinois, 1973.

- [15] V.V.BERTERO ET E.P POPOV. « Seismic behaviour of ductile Moment-Resisting reinforced concrete frames. Reinforced concrete structures in seismic zones” ACI Publication, SP 53, pp 247-292 January 1977.
- [16] M.KAVERCHINE ET A.GRELAT « Ductilité des poteaux en flexion composée sous charges alternées » .AICAP- CEB Symposium, Vol2, Rome Mai 1979.
- [17] T.PAULAY, R.PARK, J.N.PRIESTELY “Reinforced concrete beam-column joints under seismic action”. Journal of American Concrete Institute, November 1978.
- [18] ABAMS D (1987) “Influence of axial force variation of flexural behaviour of reinforced columns” ACI Structural Journal, Vol 84, n° 3, May-June.
- [19] SAATCIOGLU M, OZCEBE B (1989) “Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading ” ACI Structural journal, Vol 84, n°1, January- February.
- [20] S.M.UZUMERI “ Strength and ductility of cast in place beam- column joints reinforced concrete structures in seismic zones ACI Publication SP 53”, January 1977.
- [21] S.ZAID, H.SHIOHARA, S.OTANI “Test of new reinforcing Engineering. B, F 0751C, 3 Vol.46B, Japan, 1998.
- [22] J Vecchio et Mohamed Basil Emara “ Shear Deformations in Reinforced Concrete Frames”, January 1992.
- [23] « Guide AFPS de la conception parasismiques des bâtiments » N° 3, Mars 2004.
- [24] « Guide PPRT complément technique concernant l’effet de surpression », Version2, Mars 2008.
- [25] : Apprentissage de crash sur Abaqus, Université du Maine
- [26] : « Mickaël ABBAS, Présentation du logiciel ABAQUS Principes et fonctionnement, Université de Technologie de Compiègne Laboratoires Roberval / UMR UTC-CNRS »