

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE ABEDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA

FACULTE DE THECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : Structures

Thème

Contribution au renforcement des zones critiques des portiques en béton armé par des matériaux composites

Présenté par :

MESSAOUDENE Lydia

RAHMOUNI Lamia

Encadré par :

Mr. SI SALEM Abdelmadjid

Jury :

Mr. LARABAT

Mr. TAHAKOURT Abdelkader

Promotion 2018/2019



Remerciements

Après avoir rendu grâce à dieu de tout puissant et la miséricordieux nous tenons à remercier vivement tous ce qui, de près ou du loin ont participé à la rédaction de ce mémoire fin d'étude.

Il s'agit plus particulièrement à notre encadreur Mr Si Salem Abdelmadjid pour sa disponibilité permanente, ses orientations, sa modestie, son soutien durant toute la période de réalisation de ce travail.

Nous remercions également les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner ce travail de recherche et l'enrichir par leurs propositions





DEDICACES

Du profond du cœur, je dédie ce modeste travail à ma très chère mère Saïda, mon très cher père Rachid pour leurs soutien et encouragements durant tout mon cursus car c'est grâce à eux que j'ai pu arriver à ce stade que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A mon fiancé Toufik, ma sœur Katia, mon frère Islem.

A mes grands parents Kaci et Nouara, mes cousins et mes tantes ainsi que mon binôme et copine Lamia.

Je souhaite que ce travail soit à la hauteur de tout ce qu'ils ont pu faire pour moi.

Lydia





DEDICACES

Au terme de ce modeste travail, je tiens à exprimer mon dédicace :

A mes très chers parents.

A mes frères (Sofiane, Walid et Badis).

A toute ma famille.

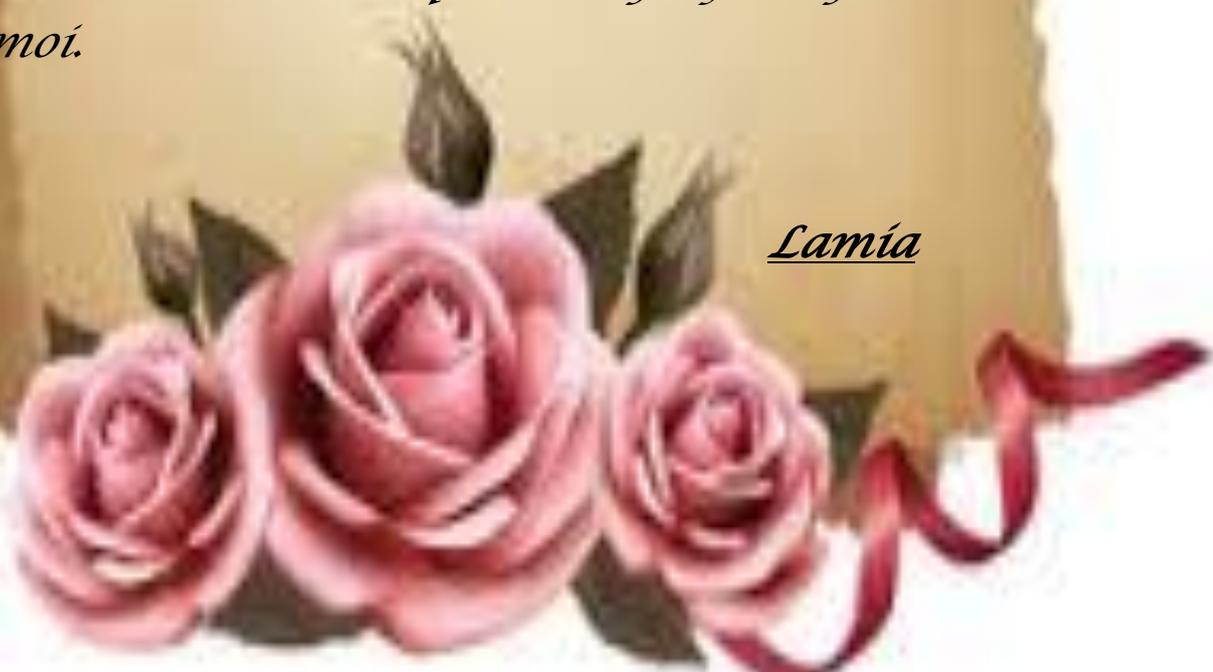
A mon cher binôme et amie Lydia.

A mes chères amies (Siham et Sara).

A mes camarades de promos.

Je souhaite que ce travail soit à la hauteur de tout ce qu'ils ont pu faire pour moi.

Lamia



RESUME

Les portiques auto stables en béton armé sous chargement sismique sont caractérisés par des zones critiques au voisinage des intersections poutres-poteaux, dont les rotules plastiques sont susceptibles de se produire. Dans cette optique, le présent travail consiste à proposer une nouvelle technique de renforcement des ces zones critiques, à travers un diagonal collage des bandes composites en fibre de verre (PRFV), suivant les bielles de rupture.

Une simulation numérique à base du code éléments finis ABAQUS est réalisée sur un portique sous charge horizontale monotone, afin de mettre en exergue et d'optimiser les paramètres de la conception proposée. L'analyse des résultats obtenus en termes de courbes de capacité et d'évolution des variables d'endommagement montrent tout l'intérêt des PRFV sur la réponse globale et locale des éléments renforcés.

Mots clés : Simulation numérique ; Portique en béton armé ; zones critiques ; renforcement diagonal ; bandes **PRFV** ; performances.

ABSTRACT

Reinforced concrete frames under seismic loads are characterized by critical beam-column joints, in which plastic hinges likely occur. In this respect, the present work aims to introduce a new strengthening design with externally bonded diagonal GFRP composite sheets, according to failure rods apparition.

A numerical simulation based on finite element modeling using ABAQUS software is carried out on RC Frame under monotonic horizontal load to highlight and to optimize the parameters of the proposed design. Results analysis, in terms of capacity curves and damages evolution highlights the effectiveness of used CFRP composites on global and local response of the strengthened members.

Keywords: Numerical simulation ;RC frame ; beam-column joints ;Diagonal strengthening ; **GFRP** sheets ; Performances.

Table des matières

Résumé	
Abstract	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Principales notations	
Introduction générale	1
Chapitre I : Revue sur les matériaux (béton, acier, composite)	
I.1 Introduction.....	4
I.2 Le matériau béton.....	4
I.2.2 Définition.....	4
I.2.3 Composition du béton.....	4
I.2.4 Caractéristiques physiques et mécaniques.....	6
I.2.4.1 Caractéristiques mécaniques.....	7
I.2.4.1.1 Comportement en compression.....	7
I.2.4.2.2 Comportement en traction.....	9
I.2.5 Modélisation du béton.....	10
I.2.5.1 Cadre théorique pour la modélisation du béton.....	10
I.2.5.2 Théorie de l'endommagement.....	13
I.3 Les aciers.....	13
I.3.1 Caractéristique mécanique.....	13
I.3.2 Classification des aciers pour le béton armé.....	13
I.3.3 Comportement mécanique de l'acier.....	14
I.3.4 Lois d'érouissages.....	15
I.4 Le béton armé.....	16
I.4.1 Définition de l'adhérence.....	16
I.4.1.1 Facteurs qui influencent sur l'adhérence acier-béton.....	16
I.5 Les matériaux composites.....	16
I.5.1 Polymères renforcés de fibres « PRF ».....	17
I.5.2 L'Intérêt et inconvénients des PRFV dans le bâtiment et les travaux public	17
I.5.3 Les constituants d'un polymère renforcé de fibres.....	17
I.5.4 Propriétés mécaniques des composites «PRF».....	20
I.5.5 Comportement mécanique des composites.....	20
I.5.6 Modélisation des composites.....	21
I.5.6.1 Lois de Hooke.....	22
I.6 Conclusion.....	23
Chapitre II : Comportement et renforcement des portiques	
I.1 Introduction.....	25
II.2 Description règlementaire	25

II.2.1 Les poteaux	25
II.2.1.1 Dimensionnement	25
II.2.1.2 Ferrailage.....	26
II.2.1.3 Vérification spécifiques	27
II.2.2. Les poutres	27
II.2.2.1 Armatures longitudinales	27
II.2.2.2 Armatures transversales	28
II.2.3 Zone nodal.....	28
II.2.3.1 Armatures transversales	28
II.2.3.2 L'espacement	29
II.2.3.3 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant	29
II.3 Comportement des éléments d'ossatures auto stables.....	30
II.3.1 Comportement des éléments poutres.....	30
II.3.2 Comportement des éléments poteaux	31
II.3.3 Comportements des nœuds poutres-poteaux	32
II.4 Comportement non linéaire des poutres et des poteaux.....	33
II.4.1 Lois Force-Déplacement généralisées associées aux poutres et poteaux.....	33
II.4.2 Définition des performances.....	34
II.4.2.1 Critères d'acceptation et niveaux de performance de la structure	35
II.4.3 Rotule plastique.....	36
II.4.4 Comportement expérimental des portiques autos table.....	36
II.5 Les mécanismes de ruines.....	39
II.5.1 Les méthodes de détermination des mécanismes.....	39
II.5.2 Quelques solutions pour ces mécanismes en génie civil	42
II.5.2.1 Techniques de Renforcement des portiques par des matériaux composites.....	42
II.6 Travaux antérieures	45
II.7 Conclusion	51

Chapitre III : Modélisation et conception proposée

III.1 Introduction.....	53
III.2 Présentation du logiciel.....	53
III.2.1 ABAQUS/Standard.....	54
III.2.2 ABAQUS/Explicit.....	55
III.2.3 Le CAE (complète Abaqus environnement).....	58
III.3 Définition du modèle à simuler.....	58
III.3.1 Dimensionnement et géométrie du portique	58
III.3.2 Présentation des étapes suivies dans la simulation.....	60
III.4 Modélisation du comportement des matériaux.....	68
III.4.1 Modèle non linéaire pour béton.....	68
III.4.1.1 Loi du comportement : compression/traction.....	68
III.4.1.2 Identification des paramètres du modèle.....	74
III.4.2 Modélisation de l'acier	74
III.4.3 Modélisation des Composites.....	75

III.5 Modèles et variantes de l'étude.....	75
III.6 Conclusion	77

Chapitre IV : Résultats, analyses et discussions

IV.1 Introduction	79
IV.2 Optimisation des paramètres du renforcement	79
IV.2.1 Variation de l'angle d'inclinaison de la bande	79
IV.2.1.1 Portique renforcé dans la zone nodale.....	79
IV.2.1.2 Renforcement de la zone nodale et bases des poteaux.....	84
IV.2.2 Variation de l'espacement des bandes.....	88
IV.3 Application sur un portique à deux niveaux	92
IV.4 Conclusion	100

Conclusion générale.....	102
---------------------------------	------------

Références bibliographiques

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 ; Les différents constituants du béton destiné à la construction.....	6
Figure I.2 : Essai de compression uni axiale.....	7
Figure I.3 : Comportement du béton en compression uni axiale Glannoum	8
Figure I.4 : Comportement du béton en selon SARGIN	8
Figure I.5 : Comportement cyclique du béton en compression simple.....	8
Figure I.6 : Augmentation de la ductilité du béton avec le confinement.....	9
Figure I.7 : Courbe contrainte-déformation : Compression/Traction	9
Figure I.8 : Courbe contrainte - déplacement [GOPALARATNAM85].....	10
Figure I.9 : Les modes de sollicitation d'une fissure.....	11
Figure I.10 : diagramme contrainte-déformation (Loi parabolique).....	12
Figure I.11 : diagramme contrainte-déformation (loi parabole rectangle).....	12
Figure I.12 : Comportement locale du béton en traction selon MAZARS	12
Figure I.13 : Loi bilinéaire de comportement uni axiale du béton COENEN	12
Figure I.14 : Diagramme charge-déformation de l'acier (le comportement réel de l'acier).....	14
Figure I.15 : Diagramme de calcul des aciers naturels d'après le BAEL	15
Figure I.16 : Modèles d'érouissage.....	15
Figure I.17 : Différents constituants d'un matériau composite.....	17
Figure I.18 : Différents formes des matériaux composites.....	18
Figure I.19 : Organigramme illustrant les principaux matériaux de renfort.....	19
Figure I.20 : Organigramme illustrant les différentes familles de matrice.....	20
Figure I.21 : Confrontation du comportement des composites et de l'acier.....	21
Figure I.22 : Couche de matériau composite orthotrope.....	21
Figure II.1 : Coffrage des poteaux selon le RPA 2003	25
Figure II.2 : Zone nodale	28
Figure II.3 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.....	29
Figure II.4 : Dispositions constructives des portiques.....	30
Figure II.5 : (a) poutre ferrailée normalement ;(b) boucles d'hystérésis.....	31
Figure II.6 : cisaillement des poteaux par les bielles développés dans la maçonnerie insérées (séisme de Boumerdes juin 2003).....	32
Figure II.7 : Dispositions constructives conformes aux règles PS92	33
Figure II.8 : Comportement de poteau-poutre vis-à-vis la charge sismique.....	33
Figure II.9 : Loi Force-déplacement non-linéaire idéalisée pour les poutres et poteaux.....	34
Figure II.10 : Performance structurelle typique et niveau d'endommagement associé.....	35
Figure II.11 : Rotules plastiques attribuées aux poutres et aux poteaux du portique.....	36
Figure II.12 : Caractéristiques géométriques du portique testé.....	37
Figure II.13 : Courbe effort-déplacement en statique.....	37
Figure II.14 : Géométrie du portique testé dans Frank J. Vecchio et al	38
Figure II.15 : Courbes force-déplacement.....	38
Figure II.16 : Effondrement partiel d'un bâtiment faute de mauvaise conception (séisme Boumerdes2003).....	40

Figure II.17 : Mal-façons-constatées séisme de Boumerdes.....	40
Figure II.18 : Rupture par flambement de poteaux.....	40
Figure II.19 : Rupture fragile de zone critique non traitées par les armatures appropriées ...	41
Figure II.20 : Mode de ruine des éléments.....	41
Figure II.21 : Mode de ruine des éléments courts.....	41
Figure II.22 : rupture par cisaillement du poteau court (séisme de Boumerdes).....	42
Figure II.23 : Stratification au contact (WBAC 2003).....	43
Figure II.24 : Types de renforcement.....	43
Figure II.25 : Renforcement des poutres par des matériaux composites.....	44
Figure II.26 : Plan du renforcement du composite.....	44
Figure II.27 : Cisaillement et renforcement de joint poteau-poutre Cisaillement de joint poteau-poutre Renforcement par des fibres PRF Ciro Del Vecchio et al	45
Figure II.28 : Comportement expérimental et analytique du nœud Ciro Del Vecchio et al	45
Figure II.29 : Détails structurel de la géométrie et du ferrailage du portique Ciro Del Vecchio et al	46
Figure II.30 : Apparition des fissures et le renforcement des nœuds Ciro Del Vecchio et al ..	46
Figure II.31 : Courbe force-déplacement du portique de Del vecchion et al	47
Figure II.32 : Dimensions en mm des connexions poteau-poutre en 3D selon Davood Mostofinejad et al	47
Figure II.33 : Étapes de préparation de renforcement de joint par la méthode EBROG Davood Mostofinejad et al	48
Figure II.34 : Renforcement des joints colonne –poutre selon Ayman Mosallam et al	48
Figure II.35 : Comparaison de la courbe de charge – déplacement des joints Ayman Mosallam et al	49
Figure II.36 : Spécimens pré endommagés de Flora Faleschini et al	49
Figure II.37 : Technique de renforcement proposée par Spécimens pré endommagés de Flora Faleschini et al	50
Figure II.38 : Courbe d’hystérésis des joints réhabilités par Flora Faleschinie	50
Figure II.39 : Renforcement des portiques proposé par Wei Hong Chen et al	51
Figure III.1 : quelque forme complexe des structures possible à programmer sur ABAQUS.....	54
Figure III.2 : Illustration de la méthode de Newton.....	55
Figure III.3 : Illustration de l’opérateur de différence centrale.....	55
Figure III.4 : Schéma de fonctionnement d’ABAQUS.....	57
Figure III.5 : Présentation de l’interface ABAQUS.....	58
Figure III.6 : dimensionnement et géométrie du portique en mm.....	59
Figure III.7 : Ferrailage détaillé pour le portique	60
Figure III.8 : Création de portique en béton armé.....	61
Figure III.9 : Création des barre longitudinales.....	61
Figure III.10 : Création des bandes composites.....	62
Figure III.11 : Création propriétés des matériaux (béton, acier et composite)	63
Figure III.12 : Création du Step.....	65
Figure III.13 : Création des interactions.....	66

Figure III.14 : chargement du portique.....	66
Figure III.15 : Définition de la contrainte effective d'après Murakami.....	69
Figure III.16 : Repense du modèle ; a) à la traction simple. b) à la compression simple	71
Figure III.17 : Récupération de rigidité lors d'un cycle complet.....	73
Figure III.18 : Configuration pour les différentes variantes d'études.....	75
Figure IV.1 : Confrontation des courbes (F-U); variation d'angle dans la zone nodale.....	79
Figure IV.2 : Histogramme des forces : variation d'angle (zone nodale).....	80
Figure IV.3 : Evolution des dommages en traction des bandes dans les zones nodales : variation des angles.....	82
Figure IV.4 ; Ordre d'apparition des dommages du portique un niveau.....	83
Figure IV.5 : Confrontation des courbesforces-dommages en traction dans la zone nodale ; avec des bandes incliné de 45°	83
Figure IV.6 : Confrontation des courbes (F-U); variation d'angle (bas des poteaux).....	84
Figure IV.7 Histogramme des forces : variation d'angle (base des poteaux)	85
Figure IV.8 : Evolution des dommages en traction des bandes dans les pieds des poteaux : variation des angles.....	87
Figure IV.9 : Confrontation des courbesforces-dommages en traction dans la base des poteaux ; variation d'angles (35°).....	88
Figure IV.10 : Confrontation des courbes (F-U); variation d'espacement des bandes.....	89
Figure IV.11 : Histogramme des forces : variation d'espacement.....	89
Figure IV.12 : Evolution des dommages en traction des bandes dans les zones nodales et la base des poteaux : variation des espacements.....	91
Figure IV.13 : Confrontation des courbesforces-dommages en traction dans la zone nodale ; variation d'espacement.....	91
Figure IV.14 : Confrontation des courbesforces-dommages en traction dans la base des poteaux ; variation d'espacement	92
Figure IV.15 : Confrontation des courbes (F-U) sur le portique à deux niveaux.....	93
Figure IV.16 : Histogramme des forces : portique à deux niveaux.....	93
Figure IV.17 : Evolution des contraintes dans le portique à deux niveaux.....	95
Figure IV.18 : Evolution des dommages dans le portique à deux niveaux.....	97
Figure IV.19 : ordre d'apparition des dommages sur le portique à deux niveaux.....	97
Figure IV.20 : Confrontation des courbesforces-dommages en traction dans la base des poteaux.....	98
Figure IV.21 : Confrontation des courbesforces-dommages en traction dans le 1ere niveau.....	99
Figure IV.22 : Confrontation des courbes forces-dommages en traction dans le 2eme niveau.....	100

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 :Propriétés mécaniques typiques des composites (Teng et al. 2002).....	20
Tableau II.1 : Détail de dimensionnement des sections du poteau.....	25
Tableau III.1 : Tableau des unités correspond à ABAQUS.....	53
Tableau III.2 : Détail d'assemblage du modèle.....	64
Tableau III.3 : Création du maillage.....	67
Tableau III.4 : Les différentes lois utilisées pour le modèle adopté pour le béton.....	73
Tableau III.5 : Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton.....	74
Tableau III.6 : Valeur contraintes-déformations plastique et d'endommagement à la compression et à la traction du béton.....	74
Tableau III.7 : Paramètres utilisés pour définir le comportement des bandes PRFV	75
Tableau III.8 : Configuration pour les variations de l'angle des bandes dans la zone nodale	75
Tableau III.9 : Configuration pour les variations de l'angle des bandes dans la zone nodale avec la base des poteaux.....	76
Tableau III.10 : Configuration pour les variations de l'espacement des bandes.....	76
Tableau III.11 : les significations et descriptions des variantes.....	76
Tableau IV.1 : Résultats de l'optimisation du renforcement de la zone nodale en termes d'apport de capacité : variation de l'angle d'inclinaison des bandes	80
Tableau IV.2 : Résultats de l'optimisation du renforcement en termes d'apport de capacité : variation de l'angle d'inclinaison des bandes en base des poteaux.....	85
Tableau IV.3 : Optimisation du renforcement en ZN et BP ; Variation des espacements.....	90
Tableau IV.4 :Comparaison des résistances ; portique à deux niveaux.....	94

PRINCIPALES NOTATIONS

f_{cj}	La résistance a la compression du béton à j jours.
f_{c28}	La résistance a la compression du béton à 28 jours.
f_{ij}	La résistance caractéristique du béton à la traction a j jours.
E	Module de Young instantané du béton.
ψ	Angle de dilatation du béton sous compression axiale.
d_t	Variables d'endommagement de traction.
d_c	Variables d'endommagement en compression.
λ	Les constantes effectives.
\mathcal{E}^{el}	Les déformations élastiques.
\mathcal{E}^{pl}	Les déformations plastiques.
D^{el}	La matrice de rigidité élastique endommagée.
$\tilde{\mathcal{E}}_t^{pl}$ et $\tilde{\mathcal{E}}_c^{pl}$	Deux variables de durcissement.
σ_t	Contrainte du traction.
σ_c	Contrainte du compression.
S_t et S_c	Des fonctions de l'état de contrainte.
W_t et W_c	Paramètres de contrôle la récupération de la rigidité traction et à la compression.
E_1, E_2	Modules d'élasticité du tissu de verre.
ν_1, ν_2	Coefficients de Poisson du tissu de verre.
G_{12}	Module de cisaillement du tissu de verre.
PRF	Polymère renforcé de fibres.
PRFV	Polymère renforcé de fibres de verre.
PRFC	Polymère Renforcé de Fibres de carbone
PRFA	Polymère Renforcé de Fibres d'Aramide

Introduction générale

Le séisme est un phénomène naturel, dont on ne peut pas stopper sa récurrence ; ses effets sur l'environnement dépendent de sa sévérité, les conditions de sol et de la vulnérabilité des éléments exposés. Les effets engendrés par ce dernier sont parfois désastreux, il est responsable de la destruction de villes entières, causant la mort de milliers de personnes et de pertes économiques parfois insurmontables par le pays touché. Néanmoins, cela a permis d'une part, d'améliorer la compréhension du comportement des structures de génie civil, et d'autre part, d'apporter des corrections aux codes et règlements en vigueur.

Les recherches menées par **Xuân Huy NGUYEN [46]**, **Frank J. Vecchio and Mohamed Basil Emara [47]** et **Ciro Del Vecchio et al [65]** sur le comportement des structures auto-stables en béton armé sous sollicitations horizontales ont montré que les endroits les plus sollicités sont les zones nodales des poutres et poteaux. En effet, les structures en portique en régions sismiques sont confectionnées de manière dissipatives en termes d'énergie de rupture ; cette approche est connue comme «poteau fort – poutre faible», ainsi, les rotules plastiques sont désignées pour se former en premier lieu dans les poutres. Les nœuds représentent les zones mécaniques les plus critiques dans la dissipation de l'énergie sismique, par conséquent, les instabilités mécaniques et les ruptures fragiles doivent être évitées, afin d'assurer un comportement relativement ductile des portiques auto stables.

L'approche la plus évoquée pour le renforcement et la réhabilitation de ces éléments structuraux afin de pallier à leurs dégradations de capacité sismique, est le collage externe de matériaux composites sur les zones critiques susceptibles à la rupture. Les travaux menés par **Xuân Huy NGUYEN [46]**, **Frank J. Vecchio and Mohamed Basil Emara [47]** et **Ciro Del Vecchio et al [65]** sur le confortement des portiques en béton armé par collage de matériaux composites, sont réalisés par application d'une enveloppe entière avec des polymères renforcés de fibres PRF dans les zones nodales. En effet, ces techniques sont dictées par un inconvénient majeur, à savoir : la surface de contact béton-composite très importante, ce qui conduit à des ruptures prématurées par décollement de l'interface d'adhérence.

Dans cette optique, notre contribution dans ce travail consiste à proposer une technique de renforcement des zones critiques à travers le collage partiel des bandes en fibre de verre (**FRPV**). Le renforcement s'effectuera diagonalement suivant les bielles de rupture dont l'angle d'inclinaison et l'espacement de la bande fera l'objet d'une optimisation.

L'analyse structurale réalisée avec le logiciel **ABAQUS**, vise à évaluer la meilleure combinaison qui donnerait un meilleur gain en terme de capacité portante. Les principaux objectifs de ce travail sont résumés comme suit :

- Développer et valider un modèle élément finis non linéaire capable de prédire la réponse des portiques en béton armé sous chargement horizontale monotone ;
- Localiser les zones critiques d'un portique en sous charges sismiques, à travers la visualisation locale de l'évolution des dommages ;
- Mettre en évidence l'effet de la disposition diagonale des composites **PRF**, sur le renforcement des portiques en béton armé ;

- Quantifier l'apport des bandes composites en termes de capacité et performance sismique, à travers la confrontation des modèles renforcés au modèle classique en BA.

Pour y mener à terme ces objectifs et répondre à la problématique posée, nous avons scindé le mémoire en deux grandes parties. La première partie est une **synthèse bibliographique** composée de deux chapitres :

- ❖ Le premier chapitre est une « **revue sur les matériaux** » : Dans ce chapitre nous avons présenté une synthèse bibliographique sur les caractéristiques et les comportements des matériaux utilisés dans cette étude, à savoir le béton, l'acier et les matériaux composites ainsi que leur comportement mécanique et modélisation numérique.

- ❖ Le deuxième chapitre fait l'objet de l'état de l'art sur « **le comportement des portiques et techniques de renforcement** » ; ce chapitre est consacré d'abord à la description réglementaire, en suite aux comportements des éléments (poteaux-poutre), puis on s'est intéressé aux rotules plastiques ainsi les mécanismes de ruines qu'elles causent, après aux différents techniques de renforcement. A la fin nous avons cité quelques travaux antérieurs qui sont réalisés dans cette thématique.

La deuxième partie est consacrée pour la modélisation numérique, elle comporte aussi deux chapitres comme suit :

- ❖ Le troisième chapitre « **Modélisation des matériaux et présentation des paramètres et variantes d'étude** » est totalement dédié à la simulation numérique basée sur la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel ABAQUS. Il donne un aperçu sur les modèles de matériaux utilisés : de la génération de la géométrie jusqu'au lancement du calcul. Les principales étapes de la simulation et les variantes de l'étude considérées sont aussi présentées.

- ❖ Le dernier chapitre « **Présentation des résultats et discussion** » présente les résultats de la simulation numérique sous forme de cartographies, courbes de capacité qui décrivent le comportement du portique renforcé et non renforcé, ces résultats nous ont permis de quantifier l'apport positif des différents renforcements.

Enfin, ce travail est ponctué par une conclusion générale où sont rappelés les principaux résultats obtenus dans cette étude.

Chapitre I
*Revue sur les matériaux (béton, acier et
composites)*

I.1 Introduction

Le présent chapitre est consacré à une étude bibliographique, qui fait l'état de l'art des différents éléments nécessaires à ce travail, à travers une synthèse détaillée sur les différents matériaux utilisés, à savoir : le béton, les aciers et les matériaux composites. Ainsi, nous présentons leurs principales caractéristiques mécaniques et physiques, leurs lois et modèles de comportement.

I.2 Le matériau béton

Le béton est le matériau de base le plus utilisé dans le génie civil depuis plus d'un siècle. Il possède une grande résistance à la compression et une faible résistance en traction, son utilisation remonte aux romains et égyptiens, et ne s'est véritablement pas développé qu'avec l'invention du béton armé.

En **1756**, un ingénieur anglais, **John SMEATON [1]** a fait le premier béton moderne (ciment hydraulique) en utilisant l'addition de gravillons naturels ressemblent aux graviers et d'un mélange de brique pulvérisées comme ciment.

En **1824**, **Joseph ASPDIN [2]** a inventé le ciment Portland qui est le constituant le plus utilisé à ce jour pour la production de béton, ce processus change les propriétés chimiques de ces matériaux, **ASPDIN** a créé un ciment avec une résistance à la compression très supérieur à celle des mortiers de chaux qui étaient utilisées jusqu'à lors. Le seul inconvénient de ce matériau est sa faible résistance à la traction.

De même, en **1849** **Josèphe Monier [3]** a inventé le béton armé à partir de l'idée de renforcer les bacs à fleurs qu'il construisait en béton en y incorporant des barres en fer qui permet au béton de supporter partiellement les contraintes de traction. Cette nouvelle invention a été brevetée en **1867**.

En **1928** **Eugène Freyssinet [4]** a inventé le béton précontraint pas fils adhérents. Dans les années 1980 les bétons à haute performance ont été fabriqués aux Etat –Unis et au Japon dont la résistance à la compression atteint 100 MPa. En laboratoire, on obtient des résistances supérieures à 600 MPa [2].

Le béton est en cours de développement, il occupe, depuis son invention, la première place en volume d'utilisation des matériaux dans le domaine du bâtiment et du génie civil. Son intérêt vient de sa grande facilité de mise en œuvre, sa résistance en compression, sa durabilité et son faible coût.

I.2.2 Définition

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

I.2.3 Composition du béton

Le béton est un mélange composé de granulats collés entre eux par un liant hydraulique, lorsque le ciment se trouve en présence d'eau, il fait prise, puis durcit progressivement. Un béton hydraulique est constitué : d'une pâte pure (ciment + eau) la pâte elle-même représente environ 30% du volume totale du béton, et d'un mélange granulaire et éventuellement de produit additionnel (adjuvants, additions minérales).

- **Les granulats**

Les granulats appelés le squelette du béton occupent 60 à 75 % du volume du béton, ils sont de composition ou nature minéralogique (dureté, porosité, réactivité) de formes et de tailles très variées, produit par l'érosion ou le broyage mécanique (concassage) des roches.

Ils jouent le rôle de remplissage atténuateur de variation volumique, ils sont choisis de manière à avoir un béton moins poreux et plus compact.

On distingue trois types de granulats dans les bétons :

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

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

- **Le ciment**

C'est un liant hydraulique, son principe de fabrication est le suivant : calcaire et argile sont extraits des carrières puis concassés et homogénéisés portés à haute température (1450°C) dans un four à calcination. Le produit obtenu après refroidissement rapide est le clinker, en ajoutant 5 % de gypse, le résultat obtenue présente sous forme d'une poudre minérale fine appelée le ciment, s'hydratant en présence d'eau. Il forme une pâte faisant prise qui durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. C'est le constituant fondamental du béton, puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

- **L'eau de gâchage**

L'eau de gâchage est la quantité totale d'eau que l'on utilise pour faire un béton, sa qualité influe les caractéristiques du béton à l'état frais et l'état durci. De façon générale, l'eau de gâchage doit avoir les propriétés de l'eau potable. Il est exclu d'employer l'eau de mer, qui contient environ 30g/l de chlorure de sodium. L'eau est nécessaire à l'hydratation du ciment, elle facilite aussi la mise en œuvre du béton (maniabilité) ; elle est en général comprise entre 140 et 200l/m³.

- **Les adjuvants**

Les adjuvants ne sont pas essentiels au béton, mais sont cependant un constituant important de plus en plus utilisé, au point que, actuellement dans la majorité des pays un béton confectionné sans adjuvant est une exception.

Ils sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités (en général moins de 3% du poids de ciment, donc moins de 0.4% du poids du béton, afin d'améliorer certaines propriétés. Les principaux adjuvants sont :

✚ les plastifiants (réducteur d'eau)

Ils permettent d'obtenir des bétons frais à consistance parfaitement liquide. A maniabilité donnée, ils offrent, d'une part la possibilité de réduire la quantité d'eau nécessaire à la fabrication et à la mise en place du béton. La résistance du béton durci peut ainsi être notablement augmentée. La durée d'action de ces adjuvants est de 1 à 3 heures.

✚ les retardateurs de prise du ciment

Qui prolongent la durée de vie du béton frais. Ils trouvent leur utilisation dans le transport du béton sur des grandes distances ou la mise en place par pompage, en particulier par temps chaud. Ils sont aussi employés pour éviter toute discontinuité lors de reprise de bétonnage.

✚ les accélérateurs de prise ou de durcissement

Qui permettent, pour les premiers, la réalisation de scellements ou d'étanchements et pour les seconds, une acquisition plus rapide de résistance au béton durci.

✚ les entraîneurs d'air

Qui confèrent au béton durci la capacité de résister aux efforts de gels et dégel successifs en favorisant la formation de microbulles d'air réparties de façon homogène. Le volume d'air occlus doit être de l'ordre de 6% de celui du béton durci.

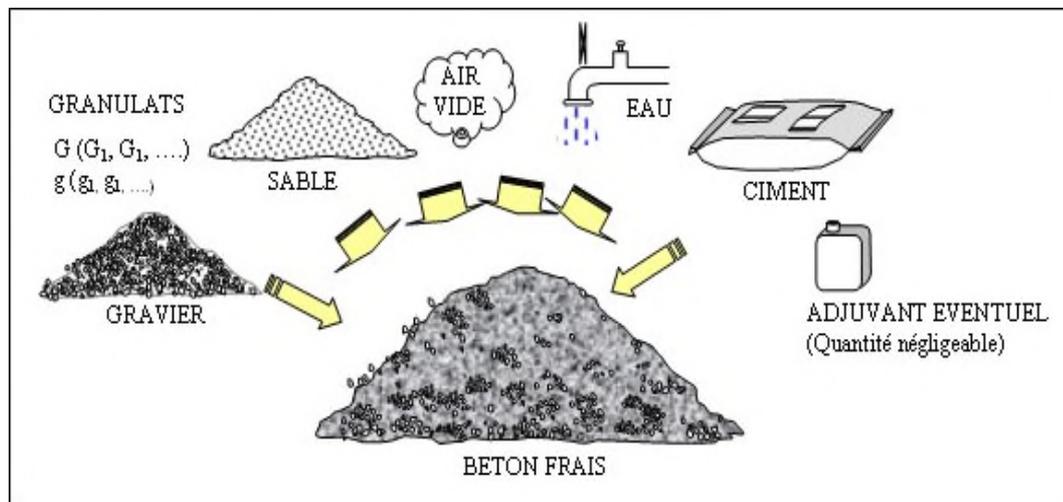


Figure I.1 : Les différents constituants du béton destiné à la construction.

I.2.4 Caractéristiques physiques et mécaniques

Les masses volumiques des bétons sont données comme suit :

- La masse volumique béton à granulats courants (normal) → 2200 à 2400 kg/m³
- La masse volumique béton à granulats légers → 700 à 1500 kg/m³
- La masse volumique béton à granulats lourds → 3500 à 4000 kg/m³

I.2.4.1 Caractéristiques mécaniques

Le comportement du béton dépend de la nature de la sollicitation (compression ou traction). Afin de mieux comprendre les phénomènes de ce matériau hétérogène, Il serait intéressant de passer en revue quelques travaux expérimentaux menés sur le comportement mécanique de ce dernier.

I.2.4.1.1 Comportement en compression

Le béton présente une bonne résistance à la compression, pour cela ce matériau est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours ; elle est notée f_{c28} est choisie en fonction : des conditions de fabrication du béton et de la classe du ciment utilisé et de son dosage en m^3 .

a) Compression uni-axiale

L'essai de compression uni axiale est utilisé pour évaluer les caractéristiques mécaniques (Résistance à la compression, module d'élasticité E et le coefficient de poisson) et la loi de comportement du béton. Cet essai s'effectue sur des éprouvettes normalisées [NFP18-406], de forme cylindrique de hauteur $H=32\text{cm}$ et de diamètre $d=16\text{cm}$. La charge de rupture F est la force maximale enregistrée au cours de l'essai.

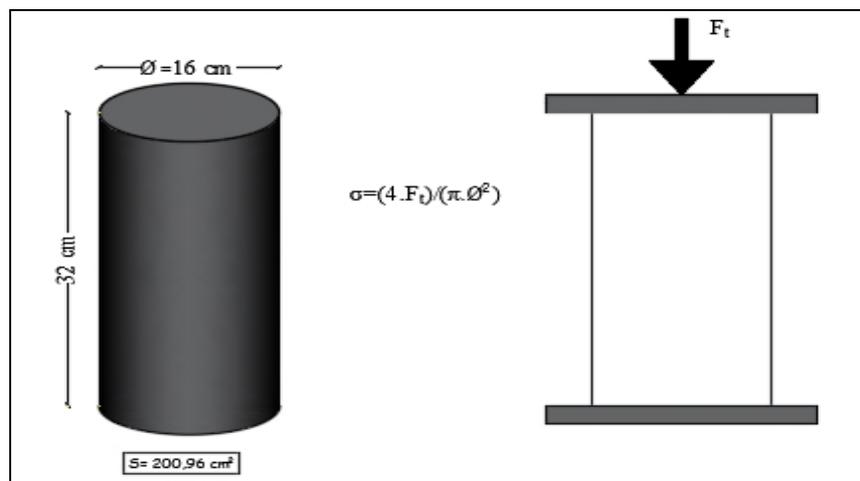


Figure I.2 :Essai de compression uni axiale.

L'allure générale de la courbe caractéristique reliant les contraintes aux déformations est donnée par le diagramme représenté sur la (figure I.3).

- La déformation croit de façon linéaire jusqu'à environ 30% de la contrainte ultime.
- Entre 30% et 100% de la contrainte ultime, la courbe s'incurve et le comportement devient non linéaire. Ceci correspond à l'apparition puis au développement des fissures verticales dans l'éprouvette.
- L'altitude du pic définit la contrainte ultime qui caractérise la résistance du béton à la compression. Elle correspond à une déformation de l'ordre 2‰.
- La rupture se produit au-delà du pic avec fissuration verticale et écrasement de l'éprouvette. Elle correspond à une déformation de l'ordre de 3.5‰.

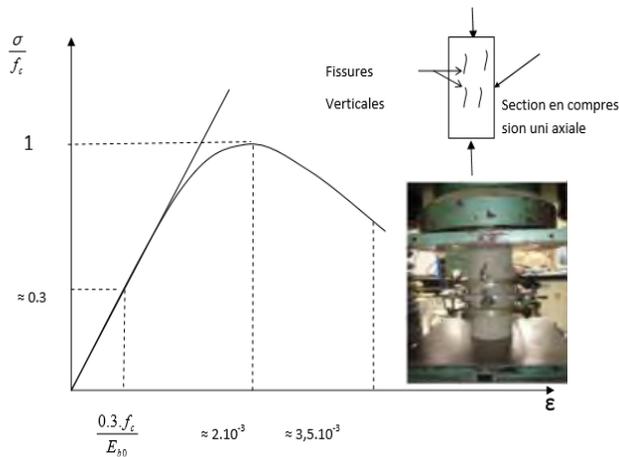


Figure I.3 : Comportement du béton en compression uni axiale [05].

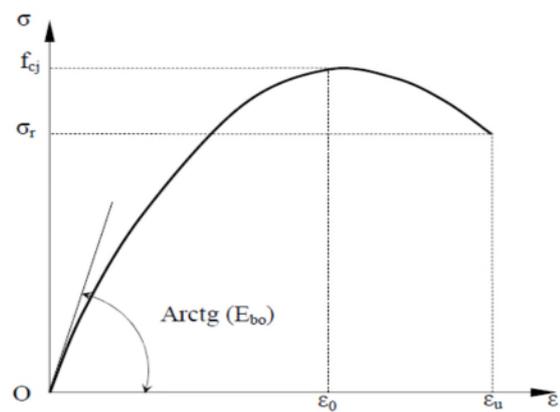


Figure I.4 : Comportement du béton en compression uni axiale Selon SARGIN [6].

La résistance caractéristique à la compression du béton à j jours, notée f_{cj} , est conventionnellement définie par les relations :

Pour des résistances $f_{28} \leq 40$ MPa	Pour des résistances $f_{28} > 40$ MPa
$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$ si $j \leq 28j$ (I.1)	$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28}$ si $j \leq 28j$ (I.3)
$f_{cj} = f_{c28}$ si $j \geq 28j$ (I.2)	$f_{cj} = f_{c28}$ si $j \geq 28j$ (I.4)

b) Compression cyclique

Le comportement d'une éprouvette soumise à des charges cycliques répétées de compression est montré sur la **figure I.5**. Elle détermine les propriétés de la courbe enveloppe et celles des courbes de chargement et de déchargement aboutissant. Pour des cylindres de même résistance à la compression, la courbe enveloppe des cycles est unique. [7]

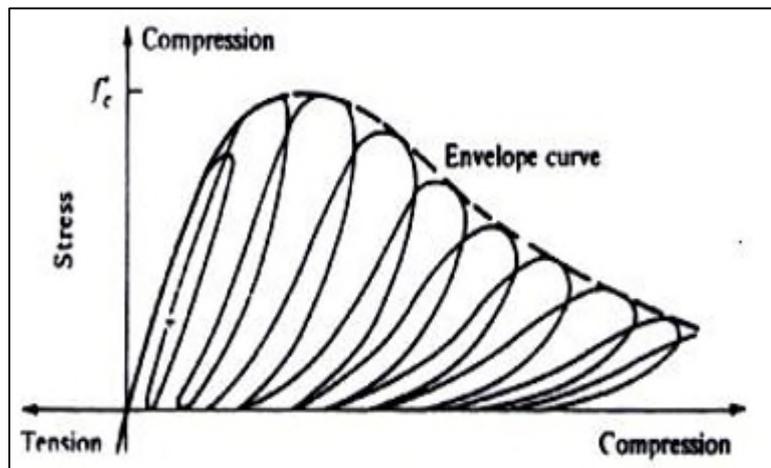


Figure I.5 : Comportement cyclique du béton en compression simple.

L'essai cyclique en compression montre que les microfissures provoquent une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. De plus, une apparition de boucles d'hystérésis lors des cycles charge –décharge, est également observée.

c) Comportement triaxial

J.M. Schmidt [8] présente des résultats d'essais triaxiaux sur des échantillons d'un béton. L'analyse du comportement triaxial du béton montre l'apport d'un certain confinement qui va modifier l'état de contrainte dans la troisième dimension, on constate clairement une augmentation des performances de béton comprimé lorsqu'il est confiné. [9]

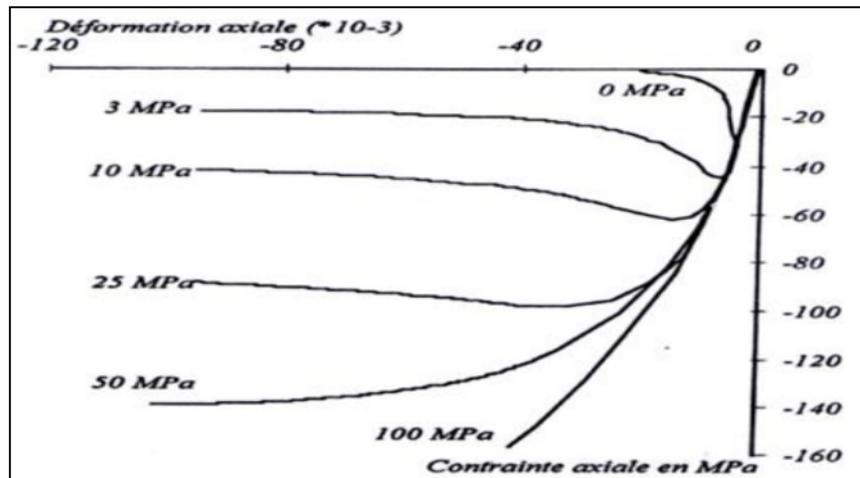


Figure I.6 : Augmentation de la ductilité du béton avec le confinement.

I.2.4.2.2 Comportement en traction

Le béton est un matériau fragile. Il présente une faible résistance à la traction de l'ordre du 1/10ième de sa résistance en compression. Par ailleurs, les différentes études menées pour mesurer la résistance à la traction du béton montrent une certaine dispersion des résultats.

a) Comportement du béton en Traction uni-axiale :

En traction, le comportement se compose des phases suivantes : Avant l'atteinte du pic, le comportement est presque linéaire, puis une non-linéarité apparaît à l'approche du pic. Juste après le pic, la résistance chute considérablement jusqu'à s'annuler pour un déplacement largement supérieur à celui correspondant à la résistance maximale.

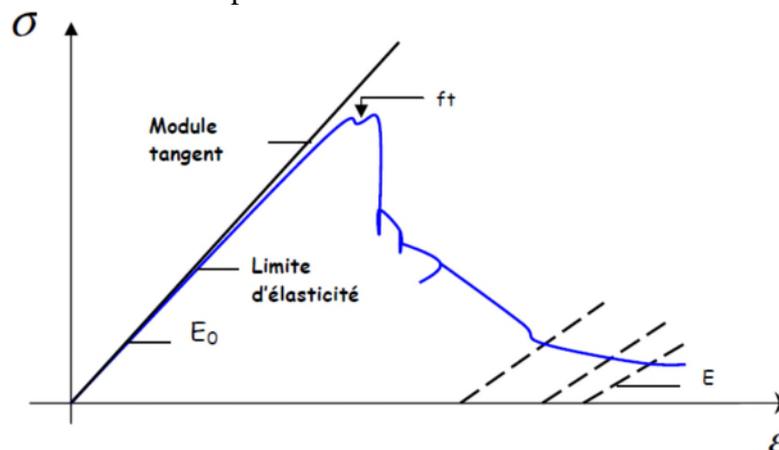


Figure I.7 : Courbe contrainte-déformation Traction [10, 11].

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par les relations :

$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj}$	si	$f_{c28} \leq 60 \text{ MPA} \dots \dots \dots (I.5)$
$f_{ij} = 0,275f_{cj}$	si	$f_{c28} > 60 \text{ MPA} \dots \dots \dots (I.6)$

b) Comportement du béton en traction cyclique

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

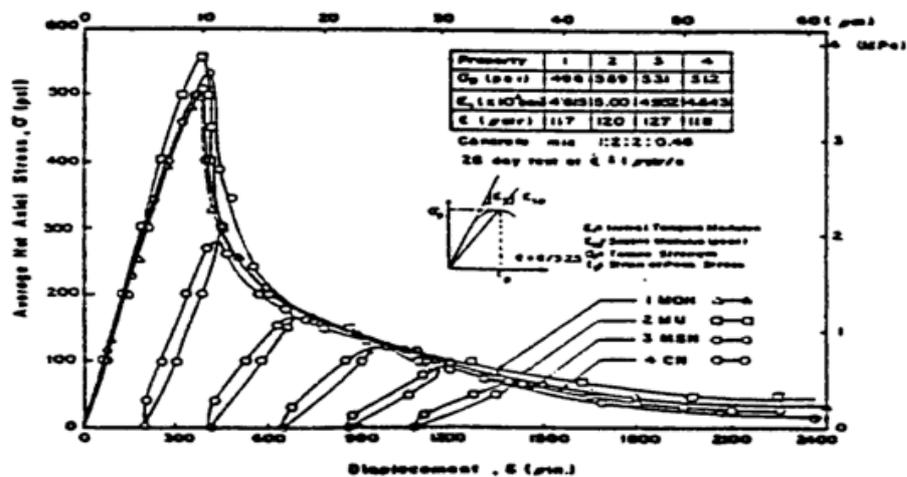


Figure I.8: Courbe contrainte - déplacement [GOPALARATNAM85] [12].

I.2.5 Modélisation du béton

La modélisation de la fissuration par éléments finis étant déjà relativement complexe à mettre en œuvre. La difficulté principale de la modélisation de la fissuration du béton par éléments finis est engendrée par la nature de la fissure elle-même

I.2.5.1 Cadre théorique pour la modélisation du béton

En effet, une fissure est une discontinuité géométrique qui divise le matériau ; alors que la méthode des éléments finis est une technique basée essentiellement sur la mécanique des milieux continus. Ce paradoxe entre le problème posé et l’outil de modélisation nécessite le développement de schémas spécifiques. Trois modes de fissuration selon la direction de la sollicitation par rapport à celle de la fissuration sont distingués, à savoir :

- ✓ Le mode **I** (mode d'ouverture) où les contraintes normales ouvrent la fissure.
- ✓ Les modes **II** (Mode de cisaillement plan) où les contraintes tangentielles ouvrent la fissure.
- ✓ Le mode **III** (mode de cisaillement anti plan) où les contraintes tangentielles ouvrent la fissure.

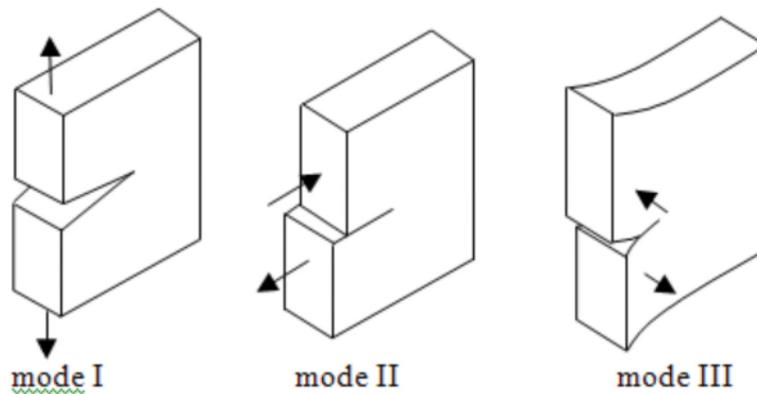


Figure I.9 : Les modes de sollicitation d'une fissure[13].

• En compression

a) Loi De Sargin [14]

D'après le modèle élastique non linéaire qui est développé par **Sargin (figureI.4)**, La contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\sigma = \frac{f_{cj}K_b\bar{\epsilon} + (K'_b - 1)\bar{\epsilon}^2}{1 + (K_b - 2)\bar{\epsilon} + K'_b\bar{\epsilon}^2} \dots\dots\dots(I.7)$$

Avec : $\bar{\epsilon} = \frac{\epsilon}{\epsilon_0}$ et $K_b = \frac{E_{b0} \cdot \epsilon_0}{f_{cj}}$ (I.8)

Avec : K_b et K'_b sont des paramètres ajustant la partie ascendante la branche décroissante de la courbe respectivement. En général, pour un béton normal, on peut prendre : $K'_b = K_b - 1$

ϵ_0 : Déformation de pic correspondant à f_{cj} ; E_{b0} : Module élastique du béton à l' origine ;

b) Loi parabolique [15]

L'équation de cette loi est obtenue à partir de la loi de **Sargin** pour $K_b = 2$ et $K'_b = 0$, elle s'écrit sous la forme suivante :

$$\sigma = f_{bc} \left[2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right] = f_{bc} [2\bar{\epsilon} - \bar{\epsilon}^2] \dots\dots\dots(I.9)$$

c) La loi parabole-rectangle (loi conventionnelle) [16]

Ce modèle reprend la loi parabole - rectangle des règles BAEL [05]. En compression la contrainte est une fonction parabolique de déformation jusqu'à f_{bc} (domaine élastique) ensuite elle demeure constante. La non-linéarité ne provient que de la déformation plastique qui vaut

$$\epsilon_p = \epsilon - \frac{\sigma}{E} \dots\dots\dots(I.10)$$

Le palier du domaine plastique peut commencer a une déformation valant de 0.2%

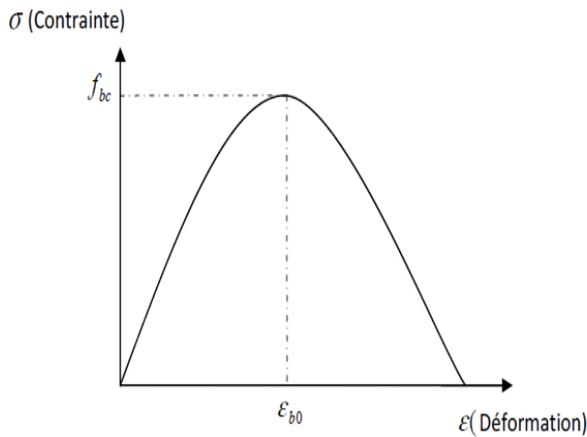


Fig I.10: Diagramme contrainte-déformation (Loi parabolique) [15].

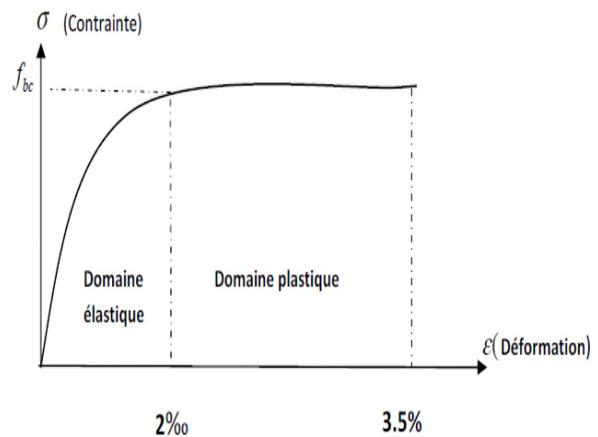


Fig I.11: Diagramme contrainte-déformation (loi parabole rectangle) [16].

• En traction

a) **La loi de MAZARS [17].** Elle présente l'avantage d'ajuster la courbe décroissante avec deux paramètres A et B (figure I.12.).

$$\sigma_t = E_{c0} \left\{ \epsilon_{ct} (1 - A_t) + \frac{A_t \epsilon_m}{e^{B_t(\epsilon_m - \epsilon_{ct})}} \right\} \text{ si } \epsilon_m \geq \epsilon_{ct} \dots \dots \dots (I.11)$$

Les coefficients A_t et B_t permettent de moduler la forme du courbe post-pic. Avec :

$$0,7 < A_t < 1, \text{ en moyenne ; } A_t = 0,8$$

$$10^4 < B_t < 10^5, \text{ en moyenne ; } B_t = 2 \cdot 10^4$$

b) **Lois de COENEN [18]**

C'est une loi bilinéaire (Figure I.13), le modèle peut comprendre deux cas extrêmes ; les modèles elasto-plastiques ($E_f = 0$) et les modèles elasto-fragiles ($E_f = -\infty$).

$$\begin{cases} \sigma_t = E_0 \epsilon_t \text{ si } \epsilon_t \leq \epsilon_{ct} \dots \dots \dots (I.12) \\ \sigma_t = f_{ct} + E_f (\epsilon_t - \epsilon_c) \text{ si } \epsilon_{ct} \leq \epsilon_t \leq \epsilon_{tu} \dots \dots \dots (I.13) \end{cases}$$

Avec : $-0,1 E_0 \leq E_f \leq -0,3 E_0 \dots \dots \dots (I.14)$

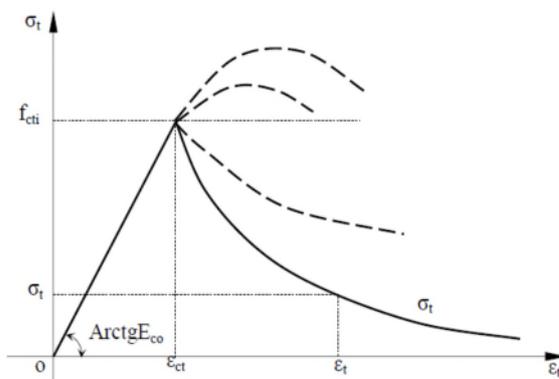


Figure I.12 : Comportement local du béton en traction selon MAZARS [17].

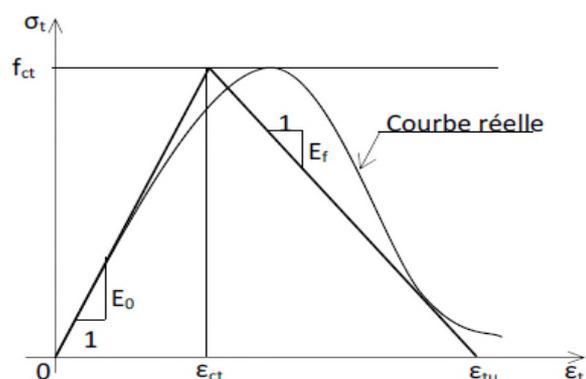


Figure I.13: Loi bilinéaire de comportement uni axiale du béton COENEN [18].

I.2.5.2 Théorie de l'endommagement

Dans l'application de la théorie de l'endommagement au comportement pos élastique du béton, une variable interne D (scalaire ou tensorielle), est définie à travers la variation de modules apparents. Par exemple, dans le cas scalaire, on a :

$$D = 1 - \frac{\bar{E}}{E} \dots \dots \dots (I.15)$$

Où E et \bar{E} s'interprètent respectivement comme les modules d'Young du matériau vierge et du matériau endommagé. L'évolution de D est déterminée de manière déductive à partir de mesures de la variation de modules apparents, rapportée à un état vierge du matériau considéré comme « sain ». Ceci conduit à la notion de contraintes effectives en endommagement, initialement proposée par **Lemaire et chaboche (1988)** [19].

I.3 Les aciers

L'acier est un matériau ferreux qui se distingue à la fois du fer et de la fonte. C'est un alliage métallique dont l'élément chimique principal est le fer et dont l'autre élément essentielle est le carbone. Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce qui contiennent entre 0,15 à 0,25 % de carbone et les aciers de nuance mi-dure et dure ayant 0,25 à 0,40 % de carbone.

I.3.1 Caractéristiques mécaniques

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité garantie désignée par (f_e). Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égal à : $E_s = 200000$ MPA. On considère pour l'acier un poids volumique de 78,5 KN/m³.

I.3.2 Classification des aciers pour le béton armé

- **Les ronds lisses (RL):**

Ce sont des aciers qui ne présentent aucune aspérité. Ils sont doux, laminés à chaud et de surface lisse. Les nuances utilisées sont les Fe E 215 et Fe E 235.

- **Les armatures à hautes adhérences (HA) :**

Elles sont obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur. Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances Fe E 400 et Fe E 500.

- **Les treillis soudés (TS)**

Ce type d'acier se présente, contrairement aux autres qui se présentent en barres, soit en rouleaux, soit en panneaux de dimensions normalisées. Leur largeur standard est de 2,40 m, la longueur des rouleaux est de 50 m et celle des panneaux est de 4,80 m ou 6m.

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur croisement. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés dits TSL et les treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA.

I.3.3 Comportement mécanique de l'acier

Le comportement de l'acier est semblable en traction et en compression, contrairement au béton. La loi contrainte-déformation dépend de la nature de l'acier. E = module d'élasticité.

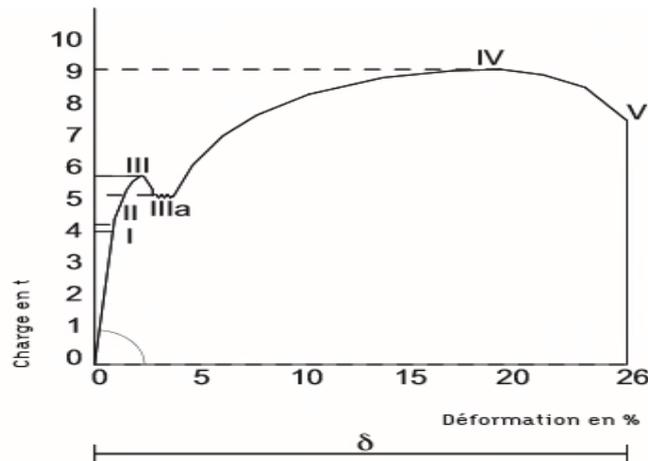


Figure I.14 : Diagramme charge-déformation (comportement réel de l'acier).

a) Phase élastique(phases I et II sur le diagramme).

Soumise à une traction suivant sa section, une barre en acier s'allonge uniformément jusqu'à une certaine limite, appelée limite d'élasticité. Il y a réversibilité du phénomène.

b) Phase plastique(phases III et IV).

Au-delà de la limite d'élasticité, l'allongement de la barre augmente même si la charge évolue peu, puis passe par une phase de déformation plastique (des déformations irréversibles) où une partie de l'allongement demeure permanent si la charge diminue. Ce phénomène est appelé écrouissage.

c) Phase de rupture(phase V)

Après une phase d'allongement, la charge diminue car la section d'acier diminue. Ce phénomène est appelé « striction ». Il y a alors rupture de la barre. Par contre les règlements adoptent généralement un comportement des aciers Elasto-plastique parfait. Le BAEL fixe Les déformations ultimes a 10‰ [05].

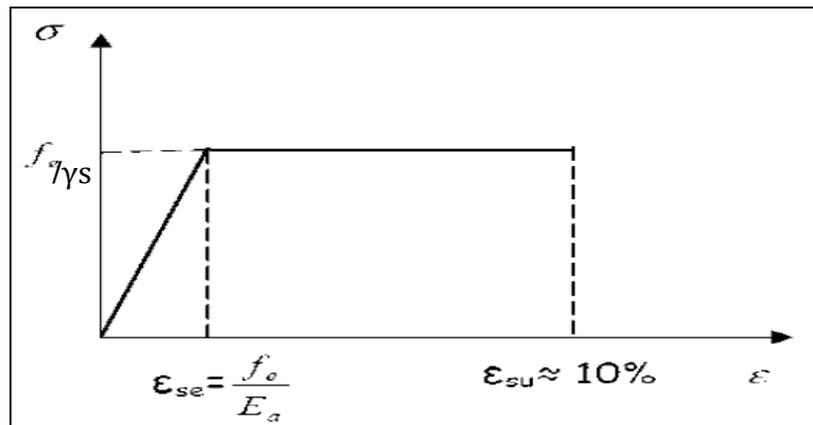


Figure I.15 : Diagramme de calcul des aciers naturels d'après le BAEL [05].

I.3.4 Lois d'érouissage

On appelle lois d'érouissages des règles qui caractérisent l'évolution de variables d'érouissage au cours de la déformation inélastique. Les principales classes d'érouissage sont l'érouissage isotrope et l'érouissage cinématique

a) - loi d'érouissage isotrope-Modèle de TAYLOR (1931) :

Qui postule essentiellement que quel que soit le chemin suivi dans l'espace des déformations pour atteindre un état de contrainte ; la fonction de charge finale reste la même. Cette loi est en contradiction directe avec l'effet **Bauschinger**, et conserve l'isotropie.

b) -loi cinématique :

Qui suppose essentiellement que la fonction de charge garde la même forme que la surface de plasticité initiale, mais qu'elle se déplace par translation dans l'espace des contraintes. Cette loi introduit partiellement l'effet **Bauschinger**, ainsi que l'anisotropie produit par déformations plastiques

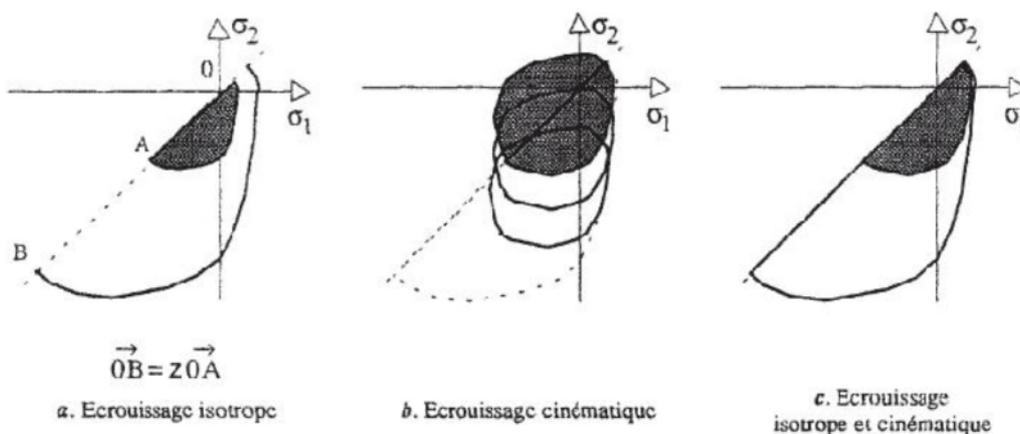


Figure I.16 : Modèles d'érouissage [20].

I.4 Le béton armé

Le béton est un matériau capable de supporter des contraintes de compression importantes alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible. C'est donc pour pallier cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armature) qui résistent en compression et en traction.

I.4.1 Définition de l'adhérence

Les conditions de résistance d'un élément en béton armé supposent que les armatures négligent pas à l'intérieur du béton. C'est le phénomène d'adhérence qui empêche ou limite ces glissements. L'adhérence permet aux armatures de transmettre les efforts au béton par contact entre les deux et le béton suit alors les armatures dans leurs déformations.

I.4.1.1 Facteurs qui influencent sur l'adhérence acier-béton

L'adhérence est favorisée par :

- a) L'état de surface et la forme de la barre d'acier : L'adhérence est améliorée lorsque la barre possède des nervures en saillies ou lorsque sa surface est rugueuse [21].
- b) La qualité du béton d'enrobage : l'adhérence croît avec la résistance en compression du béton, c'est-à-dire avec le dosage et la classe du ciment et aussi par les conditions de vibration lors du coulage.
- c) La position de la barre : la position de la barre dans le coffrage et son inclinaison par rapport la direction de bétonnage, influent sur la valeur de l'adhérence [22].
- d) Diamètre des barres : L'adhérence diminue avec une augmentation du diamètre des barres. Cette diminution varie de 5% et 30%.

I.5 Les matériaux composites

Un matériau composite est constitué de l'assemblage de deux matériaux de natures différentes, se complétant (ayant une forte capacité de pénétration) et permettant d'aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composants pris séparément. Actuellement, les composites à matrice organique représentent plus de 99% des matériaux composites ; toutefois, il existe également des composites à matrice inorganique (métallique ou céramique) dont la diffusion reste encore marginale.

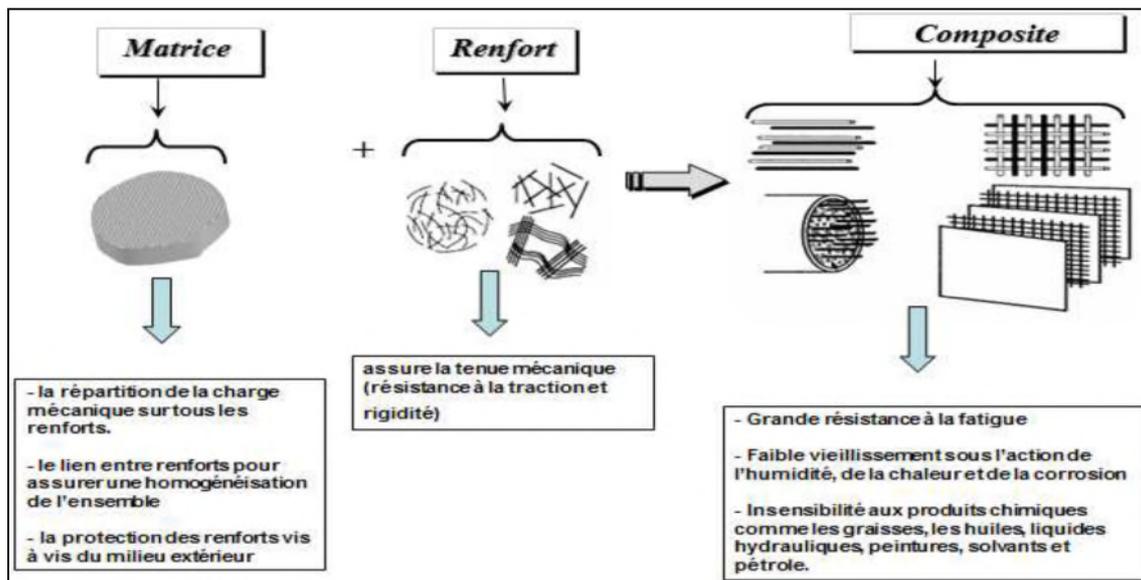


Figure I.17 : Différents constituants d'un matériau composite [23].

I.5.1 Polymères renforcés de fibres « PRF »

Les matériaux composites en polymères renforcés de fibres « PRF » sont des produits de synthèse constitués principalement de renforts fibreux, supportés par un liant appelé matrice. Leur comportement dépend principalement du pourcentage de fibres et des propriétés mécaniques des constituants.

Ce sont les renforts fibreux qui donnent aux composites leurs propriétés hautement directionnelles, leur imposant un comportement anisotrope et essentiellement linéaire élastique jusqu'à la rupture.

I.5.2 L'Intérêt et inconvénients des PRF dans le bâtiment et les travaux publics

L'intérêt des utilisations des polymères renforcés de fibres dans le génie civil se trouve essentiellement dans (Luyckx 1999) [24].

- Sa faible densité.
- Ses propriétés mécaniques longitudinales.
- L'absence de corrosion.
- Sa très bonne tenue à la fatigue.
- Sa facilité de manipulation.

Les principaux inconvénients sont :

- Une anisotropie très marquée ;
- Un comportement à la rupture de type fragile des composites ;
- Un prix de matière élevé comparé à celui de l'acier.

I.5.3 Les constituants d'un polymère renforcé de fibres

Dans un sens plus précis, un matériau composite utilisé dans la réparation des structures est par définition, toute matière première comportant un renfort sous forme filamentaire qui

assure la tenue mécanique et nécessite l'association intime d'au moins deux composants renfort et la matrice, qui doivent être compatibles entre eux et se solidariser.

- **Les fibres**

Les fibres (renforts) contribuent à améliorer la résistance mécanique et la rigidité des matériaux composites et se présentent sous forme filamentaire, allant de la particule de forme allongée à la fibre continue qui donne au matériau un effet directif (**Berreur et al. 2002**) [25]. Les propriétés des composites sont principalement influencées par le choix des fibres (**Teng et al. 2002** [26], **Carolin 2003** [27]). Parmi les fibres les plus connues en génie civil, on peut citer : le carbone (haut module élastique et résistances mécaniques importantes à la fatigue), le verre (résistances moyennes, très utilisé pour renforcer les bétons) et l'aramide (de haute résistance à la traction, utilisée en câbles de hautes performances).

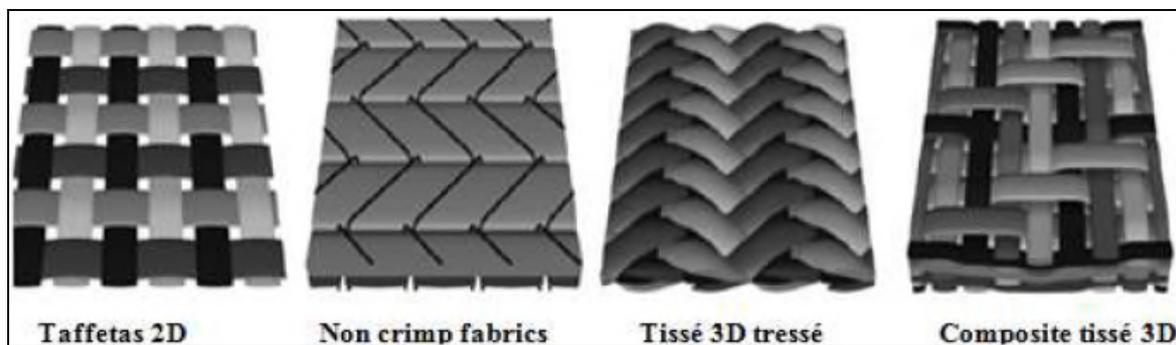


Figure I.18 : Différents formes des matériaux composites[23].

- **Carbone** : Les fibres de carbone ont un haut module d'élasticité, de 200 à 800 GPa. L'allongement ultime est de 0,3 à 2,5 %. Les fibres de carbone n'absorbent pas l'eau et elles résistent à plusieurs solutions chimiques. Elles présentent une résistance excellente à la fatigue, et une faible relaxation comparée à celle des aciers extensibles précontraints. La fibre de carbone est un conducteur électrique et, par conséquent, peut donner la corrosion galvanique si elle est en contact direct avec l'acier. Il faut signaler également le mauvais comportement au choc et à l'abrasion des stratifiés renforcés par des fibres de carbone. Les fibres de carbone se différencient par le taux de carbone plus ou moins élevé qui modifie les allongements et les contraintes à la rupture et les modules d'élasticité. On trouvera des fibres dites « à haute résistance » HR et des fibres « à haut module » HM ou même « à très haut module » THM, et des fibres intermédiaires (**Chatain 2001**) [28].

- **Verre** : Les fibres de verre sont moins chères que les fibres de carbone et les fibres d'aramide. Par conséquent, les composites en fibres de verre sont devenus la solution la plus utilisée dans plusieurs applications, tel que le génie civil, l'industrie des bateaux et d'automobiles. Les modules d'élasticité des fibres sont de 70 à 85 GPa avec un allongement ultime de 2 à 5 % selon la qualité. Par contre les fibres de verre peuvent avoir des problèmes de relaxation. Elles sont aussi sensibles à l'humidité, mais avec le choix correct de matrice les fibres sont protégées.

- **Aramide** : Appelés aussi polyamide aromatique, une marque bien connue des fibres d'aramide est « **kevlar** » mais il existe d'autres marques aussi tel que « **Twaron** », «

Technora», et « **SVM** ». Les modules d'élasticité de ces fibres sont de 70 à 200 GPa avec une haute énergie de fracture et un allongement ultime de 1,5 à 5 % selon la qualité. Les fibres d'aramide sont sensibles aux températures élevées, à l'humidité et aux radiations « ultra violet » et par conséquent, ne sont pas largement utilisées dans les applications de génie civil. Plus loin, les fibres d'aramide ont des problèmes avec la relaxation et la corrosion, mais avec une bonne résistance au choc et à la fatigue, **Berreur et al. (2002) [25]** ont présenté les principaux matériaux de renfort comme suit (**Figure I.19**):

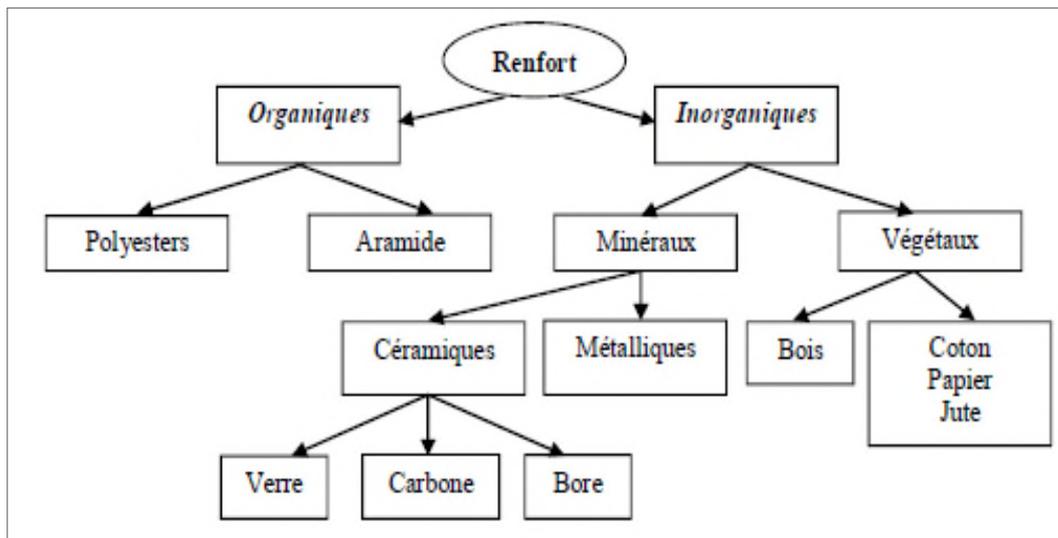


Figure I.19 : Organigramme illustrant les principaux matériaux de renfort.

- **Les matrices**

La matrice fournit le mécanisme nécessaire au transfert de la charge de part et d'autre des fibres. Elle protège également les fibres des risques d'abrasion et des attaques chimiques (**Foo et al. 2001**) [29]. Il existe trois types principaux de matrices :

- **Résine thermodurcissable (TD)** : polymère transformée en un produit essentiellement infusible et insoluble après traitement thermique (chaleur, radiation) ou physicochimique (catalyse, durcisseur). La transformation est irréversible.

- **Résine thermoplastique (TP)** : polymère pouvant être alternativement ramolli par chauffage et durci par refroidissement dans un intervalle de température spécifique du polymère étudié. Les résines thermoplastiques présentent l'aptitude à l'état ramolli, de se mouler aisément par plasticité. La transformation est réversible.

- **Matrices métalliques et céramiques** Sont utilisées respectivement pour les applications hautes (<500°C) et très hautes températures (>1000°C). Ce type de matrice ne peut être associé qu'à des fibres Sic ou des fibres de carbone. Le coût de fabrication de ces matériaux est très élevé. [30].

En génie civil, les résines thermodurcissables sont utilisées presque exclusivement, telles que les matrices vinylisters, polyesters et époxy (**Carolin 2003**) [27].

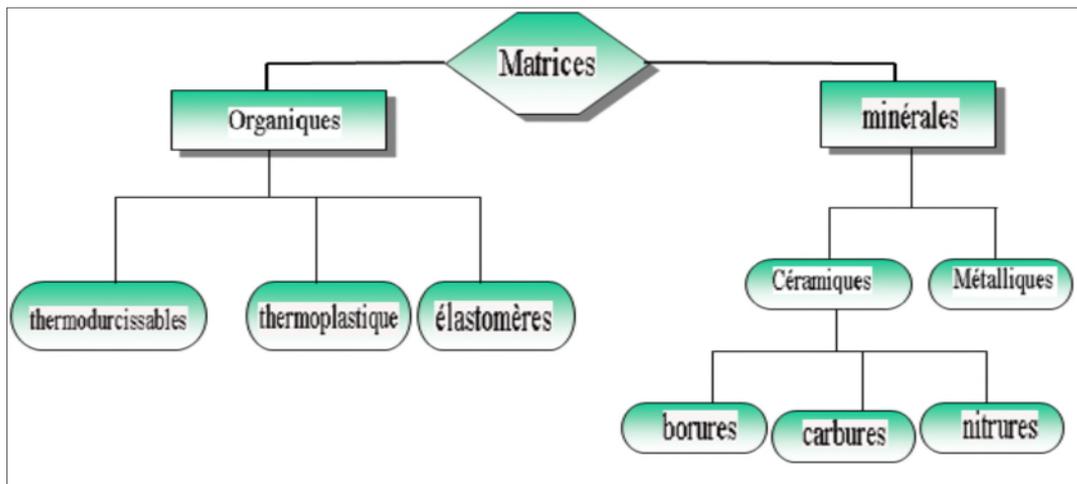


Figure I.20 :Organigramme illustrant les différentes familles de matrice [31].

I.5.4 Propriétés mécaniques des composites «PRF»

Les propriétés mécaniques des matériaux composites varient considérablement. Ces propriétés dépendent des fibres contenues dans le composite (type, quantité et direction), de la matrice utilisée, et du rapport volume-fibre, c’est à dire le ratio du volume des fibres par rapport au volume total du composite. Elles sont aussi affectées par le volume ou la dimension du composite lui-même [27]. En général, les composites de fibres de carbone sont plus solides et plus rigides que les composites de fibres de verre [29]. Le **Tableau I.1** résume les principales propriétés mécaniques des matériaux composites couramment utilisés en génie civil.

Matériaux composites Unidirectionnel	Contenu en fibres (% par poids)	Densité (kg / m ³)	Module d'élasticité longitudinale (GPa)	Résistance à la traction (MPa)
Fibres de verre / polyester (GFRP laminé)	50-80	1600-2000	20-55	400-1800
Carbone / époxy (CFRP laminé)	65-75	1600-1900	120-250	1200-2250
Aramide / époxy (FRP laminé)	60-70	1050-1250	40-125	1000-1800

Tableau I.1: Propriétés mécaniques typiques des composites (Teng et al. 2002) [26].

I.5.5 Comportement mécanique des composites

Dans les matériaux composites, les fibres reprennent principalement des efforts dans leur direction. La matrice, quant à elle, transfère les contraintes aux fibres, et les protège. Selon un bulletin de la Fédération Internationale de Béton (**FIB bulletin 14, 2001**) [32], les propriétés mécaniques des matériaux composites sont données par les relations suivantes :

$$E_c = E_f V_f + E_m V_m \dots\dots\dots(I.16)$$

$$R_c = R_f V_f + R_m V_m \dots\dots\dots(I.17)$$

Où E_c est le module d'Young du matériau composite dans la direction des fibres, E_f le module d'Young des fibres, E_m le module d'Young de la matrice, V_f la fraction volumique de fibres, V_m la fraction volumique de la matrice, R_c , R_f et R_m sont la résistance en traction du matériau composite, des fibres et de la matrice respectivement.

La Figure I.21, montre des courbes (contraintes-déformations) typiques pour des différents composites et sous chargement de traction directe comparativement à celui des aciers classiques.

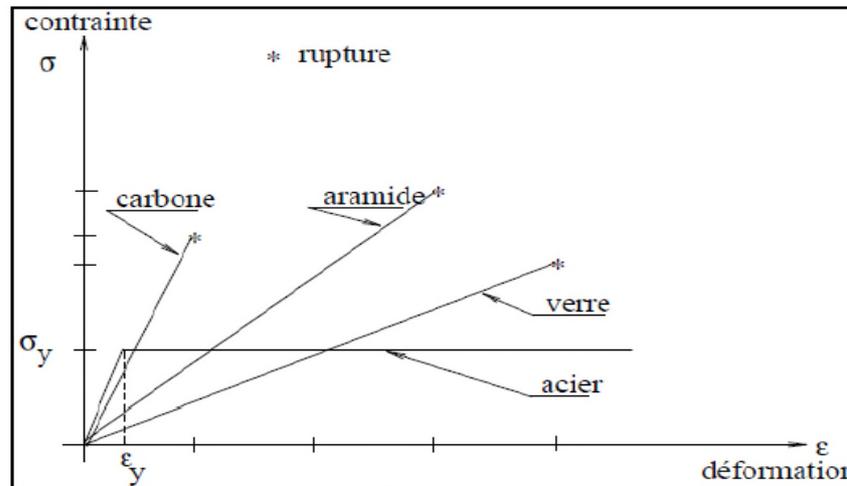


Figure I.21 : Confrontation du comportement des composites et de l'acier [33].

I.5.6 Modélisation des composites

Les matériaux composites sont constitués de couches unidirectionnels ou de composites à base de tissus. Généralement, les tissus sont constitués de fils unidirectionnels croisés à 90°. Les uns dans le sens des chaînes, les autres dans le sens des trames. Ces couches possèdent trois plans de symétrie orthogonaux deux à deux, et se comportent d'un point de vue élastique comme un matériau orthotrope. [34]

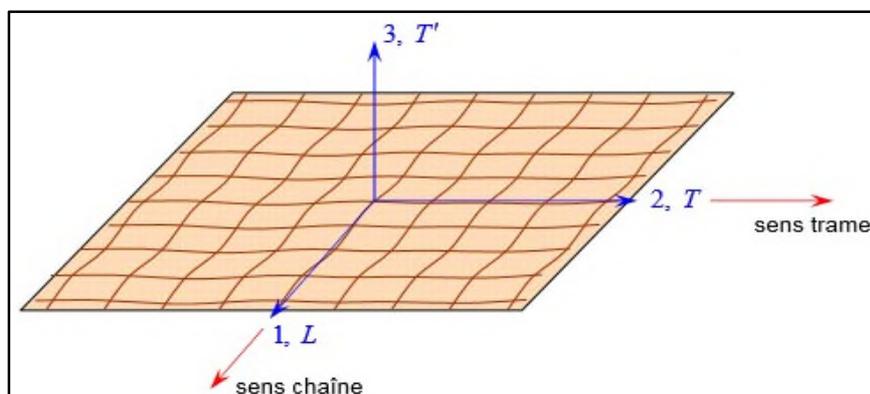


Figure I.22 : Couche de matériau composite orthotrope.

De plus, un matériau composite possède deux plans de symétries perpendiculaires et un troisième axe, ce type de matériau est dit orthotrope. Un matériau orthotrope est caractérisé

par 9 constantes élastiques indépendantes si les plans de symétries sont connus. Dans le cas où les plans (N1, N2), (N1, N3) et (N2, N3) sont des plans de symétries perpendiculaires, il faut vérifier les trois relations de symétrie simultanément. À partir des relations de comportement des matériaux monocliniques, on obtient facilement la relation de comportement des matériaux orthotropes $\hat{\sigma} = \hat{C}\hat{\varepsilon}$ et $\hat{\varepsilon} = \hat{S}\hat{\sigma}$ avec $\hat{S} = \hat{C}^{-1}$

La relation de comportement exprimée en rigidité est $\hat{\sigma} = \hat{C}\hat{\varepsilon}$:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sqrt{2}\sigma_{23} \\ \sqrt{2}\sigma_{13} \\ \sqrt{2}\sigma_{12} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{23} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{13} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{12} \end{pmatrix} \dots\dots\dots(I.18)$$

I.5.6.1 Lois de Hooke

 **Formulation en souplesse**

La matrice des souplesses \hat{S} d'un matériau orthotrope est exprimée en fonction des modules d'élasticité et coefficients de Poisson sous la forme suivante :

$$\hat{S} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & 0 & 0 & 0 \\ S_{12} & S_{22} & S_{23} & 0 & 0 & 0 \\ S_{13} & S_{23} & S_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & S_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & S_{66} \end{bmatrix}; \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{23} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{13} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{12} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & -\frac{\nu_{13}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{21}}{E_2} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{31}}{E_3} & -\frac{\nu_{32}}{E_3} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{23}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{13}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{33}} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sqrt{2}\sigma_{23} \\ \sqrt{2}\sigma_{13} \\ \sqrt{2}\sigma_{12} \end{pmatrix} \dots\dots\dots(I.19)$$

 **Formulation en rigidité**

La matrice de rigidité d'un matériau orthotrope est exprimée en fonction des modules d'élasticité sous la forme $\hat{\sigma} = \hat{C}\hat{\varepsilon}$ avec $\hat{C} = \hat{S}^{-1}$: Les relations sont établies à partir d'une simple inversion matricielle.

$$\hat{C} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix}; \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sqrt{2}\sigma_{23} \\ \sqrt{2}\sigma_{13} \\ \sqrt{2}\sigma_{12} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{23} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{13} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{12} \end{pmatrix} \dots\dots\dots(I.20)$$

Avec :

$$C_{11} = \frac{1 - \nu_{23}\nu_{32}}{E_2 E_3 \Delta}; \quad C_{12} = \frac{\nu_{21} - \nu_{31}\nu_{23}}{E_2 E_3 \Delta}; \quad C_{13} = \frac{\nu_{31} - \nu_{21}\nu_{32}}{E_2 E_3 \Delta} \dots\dots\dots(I.21)$$

$$C_{22} = \frac{1 - \nu_{13}\nu_{31}}{E_1 E_3 \Delta}; \quad C_{23} = \frac{\nu_{32} - \nu_{12}\nu_{31}}{E_1 E_3 \Delta}; \quad C_{33} = \frac{1 - \nu_{12}\nu_{21}}{E_1 E_2 \Delta}$$

$$\Delta = \frac{1 - \nu_{12}\nu_{21} - \nu_{23}\nu_{32} - \nu_{31}\nu_{13} - 2\nu_{21}\nu_{32}\nu_{13}}{E_1 E_2 E_3} \dots\dots\dots(I.22)$$

$$\text{Et } C_{44} = 2G_{26}, C_{55} = 2G_{13}, C_{66} = 2G_{12} \dots\dots\dots(I.23)$$

D'où E_1 , E_2 , et E_3 sont les modules d'Young diagonaux (transversales) et ν_{11} , ν_{22} , ν_{22} sont des coefficients du poisson équivalents.

I.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté quelques définitions et notions sur les matériaux béton et acier et composites, ainsi que leurs principaux constituants. Leurs différents avantages majeurs, ainsi que leur comportement mécanique et leur modélisation sont également listés. En effet, les Polymère Renforcé de Fibre (**PRF**) présentent caractéristiques améliorées comparé aux matériaux traditionnels, ceci confère à leur utilisation pour des fins de renforcer des structures. Par conséquent, l'objectif assigné dans le deuxième chapitre est de présenter une revue détaillée, sur le comportement des portiques en béton armé, et les différentes techniques de renforcement des zones nodales, critiques et dangereuses de ces derniers par collage des matériaux innovants en **PRF**.

Chapitre II
*Comportement et renforcement des
portiques*

I.1 Introduction

Le monde a connu des séismes destructeurs qui ont engendré des dommages considérables. Néanmoins cela a permis d'améliorer la compréhension du comportement des structures de génie civil, mais aussi d'apporter des corrections aux codes et règlements en vigueur, en prenant en considération la fragilité des nœuds des portiques en poteau-poutre. Ces derniers constituent les zones les plus vulnérables d'une ossature car ils subissent des efforts élevés en raison de leurs rigidités et ils sont soumis à des sollicitations alternés très importantes.

En effet, à travers ce chapitre, une description réglementaire du dimensionnement et ferrailage des portiques est présentée, suivie d'une présentation du comportement linéaire et non-linéaire des éléments d'un portique (poteau, poutre et zone nodale). Après avoir lister les différents mécanismes de ruines et les différentes techniques de renforcement, une revue de littérature sur les travaux expérimentaux antérieurs portant sur renforcement des zones critiques par collage externe des matériaux composites est mise en point.

II.2 Description réglementaire

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA 2003**) [35] les éléments porteur (poteaux, poutre) sont dimensionnés comme suit :

II.2.1 Les poteaux

II.2.1.1 Dimensionnement

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (voir **Figure II.1** et le **Tableau II.1**)

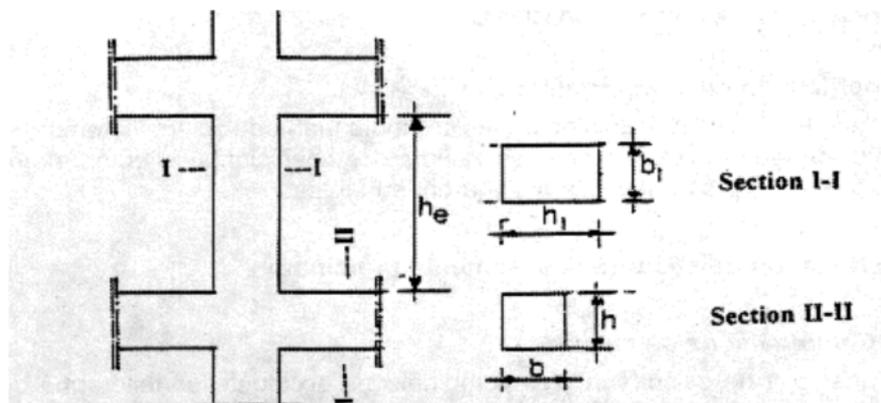


Figure II.1 : Coffrage des poteaux selon le **RPA 2003**.

Section rectangulaire	Section circulaire
Min (b_1, h_1) \geq 25cm en zones I et II	$D \geq$ 25cm en zone I
Min (b_1, h_1) \geq 30 cm en zone III	$D \geq$ 30cm en zone II
Min (b_1, h_1) \geq $h_e/20$	$D \geq$ 35cm en zone III
Tel que : $1/4 < b_1/h_1 < 4$	$D \geq h_e/15$

Tableau II.1: Détail de dimensionnement des sections du poteau [35].

II.2.1.2 Ferrailage

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

❖ Les armatures longitudinales

Pourcentage minimal sera de :	Pourcentage maximal sera de :
- 0,7% en zone I	- 4% en zone courante
- 0,8% en zone II	- 6% en zone de recouvrement
- 0,9% en zone III	

* Le diamètre minimum est de 12mm, la longueur minimale des recouvrements est de:

- 40 \emptyset en zone I et II
- 50 \emptyset en zone III

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I et II
- 20 cm en zone III

❖ Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Tel que :

- $\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$

* dans la zone nodale :

- $t \leq \text{Min}(10 \emptyset_1, 15\text{cm})$ en zone I et II
- $t \leq 10 \text{ cm.}$ en zone III

* dans la zone courante :

- $t' \leq 15 \emptyset_1$ en zone I et II
- $t' \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10 \emptyset_1)$ en zone III

Où \emptyset_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%
- Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%
- Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b} \right)$$

II.2.1.3 Vérification spécifiques

❖ Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

❖ Sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Tel que :

- $\rho_d = 0.075$ Si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_d = 0.075$ Si $\lambda_g < 5$

❖ Effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3$$

N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} est la résistance caractéristique du béton.

II.2.2 Les poutres

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après ;

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

II.2.2.1 Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. La longueur minimale de recouvrement est de :

- $40 \varnothing$ en zone I et II
- $50 \varnothing$ en zone III

II.2.2.2 Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

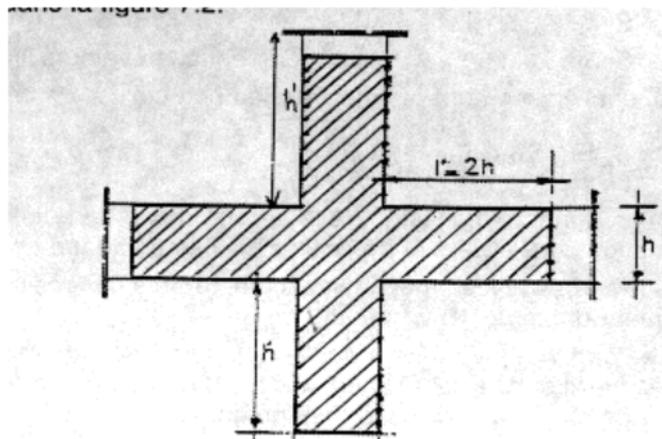
L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : **minimum de $(h/4, 12\varnothing)$**
- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

La valeur du diamètre \varnothing des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

II.2.3 Zone nodale

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure I.2**



$$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

Figure II.2: Zone nodale [35].

Pour notre cas: - $h' = \text{Max}(306/6 ; 40 ; 60)$ cm = 60 cm.

$$- l' = 2h = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm.}$$

II.2.3.1 Armatures transversales

- $t \leq \text{Min} (10\varnothing_l, 15\text{cm})$ en zone I et II
- $t \leq 10 \text{ cm.}$ en zone III

Où \varnothing_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Dans le règlement parasismique Algérien, il est noté que le nœud peut être ferrillé 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 [35]. Il y a lieu de noter que d'autres configurations de ferrillage peuvent être envisagées en tenant compte des recommandations des autres règlements (**Eurocodes**), mais nous nous sommes limités dans la présente étude qu'aux celles données par le **RPA**.

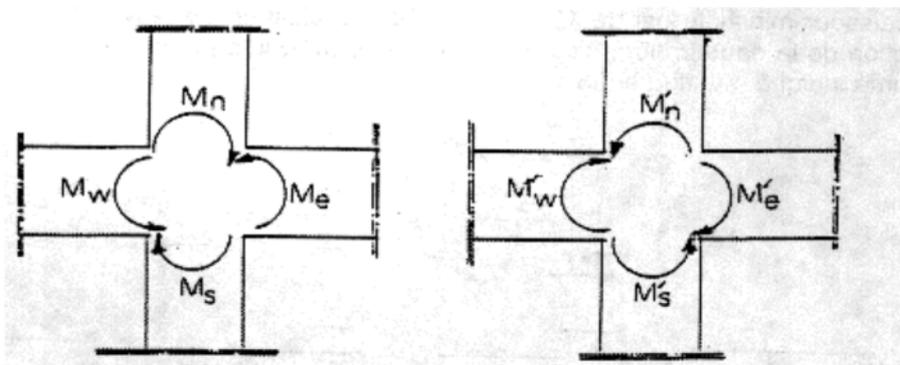
II.2.3.2 L'espacement

L'espacement entre les armatures transversales dans les zones critiques d'extrémité des poteaux et des poutres doit être environ tous les 5 cm. Ces armatures au croisement poteau – poutre sont obligatoires, même si que la mise en œuvre est très difficile.

II.2.3.3 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de **1.25** (voir **Figure II.3**). Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

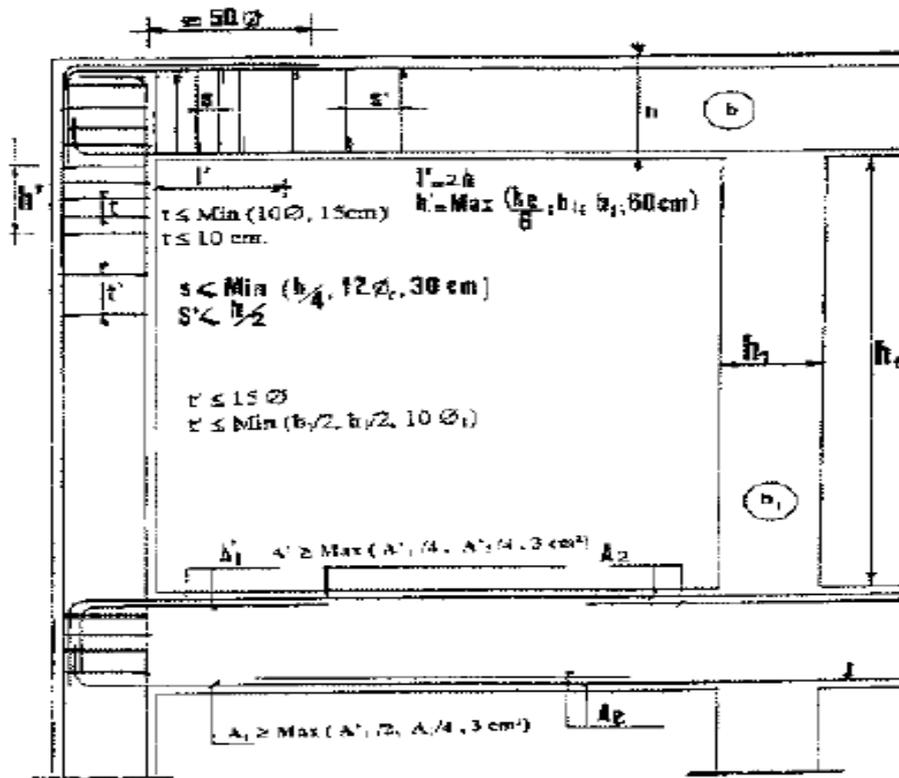
- **RPA : Article 7.6.2 : Dimensionnement du nœud vis à vis des moments fléchissant:**



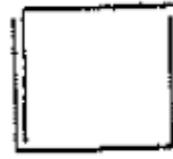
$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

Figure II.3 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau [35].



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodal



2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

Figure II.4 : Dispositions constructives des portiques [35].

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

L'ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales, est dite auto stable. Elle est obtenue par assemblage d'éléments poutres et poteaux.

Les poutres sont des éléments horizontaux sollicités en flexion simple et elle sert à supporter des charges au-dessus du vide, les poids de la construction et du mobilier, et à les transmettre aux éléments verticaux (poteaux, voiles.....).

Les poteaux permettent de reprendre les efforts verticaux dus aux poids propre ou des sollicitations extérieures. Ils sont sollicités en flexions composées.

Pour ces éléments le comportement et le mode de rupture sont gouvernés soit par la flexion (Pour les éléments du bâtiment élancés, $(h/I > 2)$), soit par l'effort tranchant (Pour les éléments peu élancés) et l'intensité de l'effort normal.

II.3.1 Comportement des éléments poutres

La littérature scientifique montre que la majorité des études expérimentales sont portées sur des consoles élancées, de section rectangulaire en béton armé, qui représentent la moitié des poutres courantes dans les structures réelles, soumises à un chargement cyclique en flexion simple, les paramètres d'études sont le ferrailage et l'élancement parmi ces études. On peut citer:

- Les essais de **Brown et Jirsa** [36].
- Les essais de **Bertero et Popov** [37].

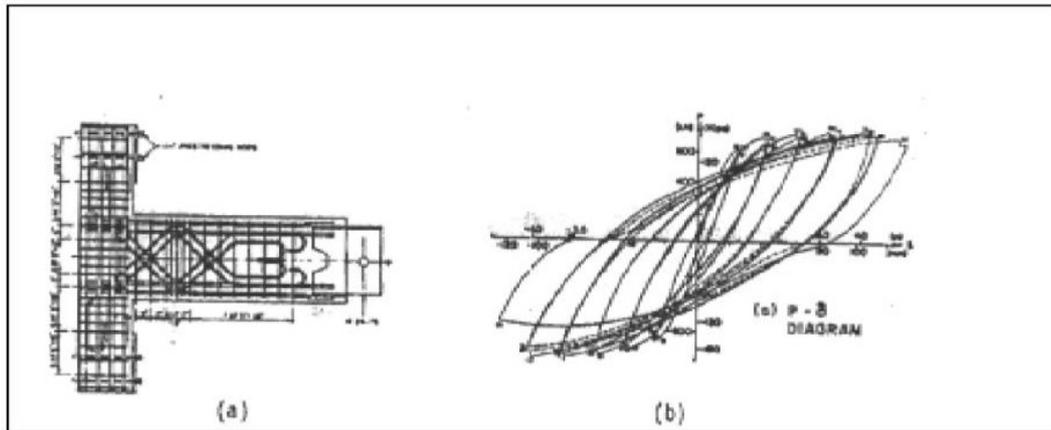


Figure II.5 : (a)poutre ferrillée normalement ;(b) boucles d'hystérésis [37].

Les auteurs ont constaté que 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. La disposition des armatures en diagonales permet un meilleur comportement d'hystérésis, comme on peut le constater sur les **figures (II.5)**, tirées des essais de **Bertero et Popov** [37].

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 de section carrée ou rectangulaire, en béton armé, soumis à des sollicitations cycliques en flexion composées, les paramètres considérés sont l'intensité de l'effort normal, la disposition et l'espacement des armatures transversales, a été étudié expérimentalement par plusieurs auteurs.

On peut citer les travaux suivant :

- Essai de **Grelat**[38].
 - Essai de **Park et al** [39].
 - Essai **Saataggiolu et Ozcebe**[40].
- Lors des premiers cycles de chargement-déchargement, une fissuration sur les deux parties tendues par la flexion successivement est observée.

- La rupture est caractérisée par la plastification des armatures dans la zone tendue et fissurée, lorsque l'effort normal est faible.
- la rupture est obtenue par écrasement du béton dans la zone comprimée, lorsque l'effort normal est important.

Les poteaux d'angle sont les plus vulnérables pour les raisons suivantes :

- Ils reçoivent le cisaillement dans les deux directions horizontales, même si les deux efforts tranchants n'atteignent pas en même temps leur valeur maximale.
- Ils ne reçoivent comme charge verticale que le poids d'un quart de travée, alors que la poussée de la bielle qu'ils ont à équilibrer est celle qui correspond à une travée complète.

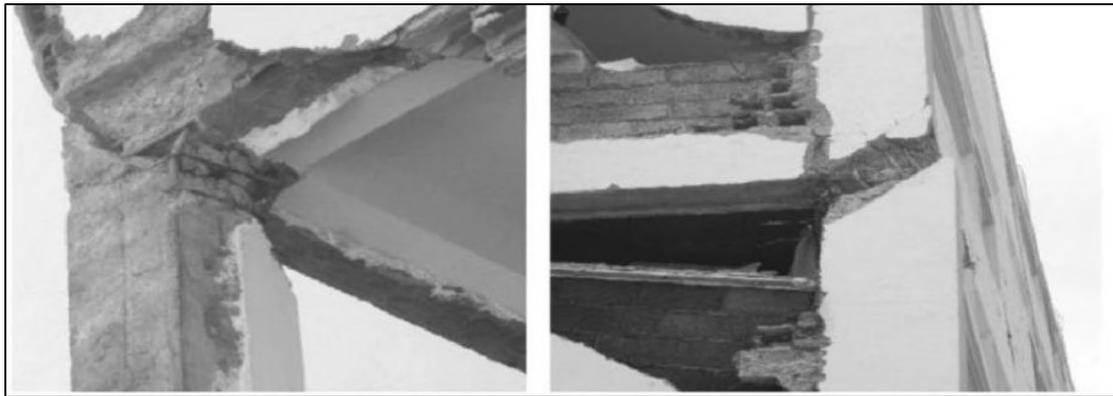


Figure II.6: Cisaillement des poteaux par les bielles développées dans la maçonnerie (**séisme de Boumerdes 2003**).

III.3.3 Comportements des nœuds poutres-poteaux

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. La connexion (le nœud) poteau-poutre devrait être aussi résistante que les autres membres adjacents. Par conséquent, il a été reconnu en Nouvelle-Zélande et Japon que les connexions poteaux-poutres peuvent présenter des vulnérabilités dans les zones sismiques [35].

Ils sont soumis à des forces importantes de cisaillement et d'adhérence, en outre l'optimisation des calculs de conception et l'adoption du critère de la résistance ultime réduisent parfois les dimensions des poteaux, ce qui peut affaiblir la liaison poutre-poteau [AOY 88] [41].

Les nœuds dans une conception poteau-poutre en béton armé représentent les zones mécaniques les plus critiques dans la dissipation de l'énergie sismique. Afin d'assurer un comportement dissipatif et ductile d'ensemble, les ruptures fragiles et les instabilités mécaniques doivent être évitées [NOR 98] [42].

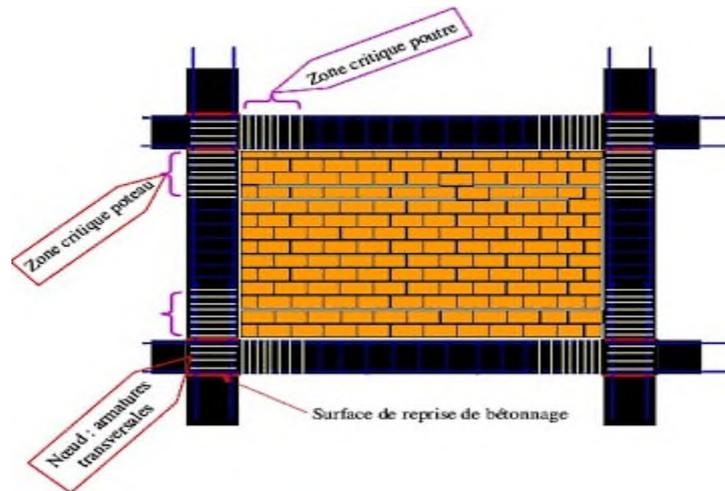


Figure II.7 : Dispositions constructives conformes aux règles PS92 [43].

Les assemblages poutres - poteaux (ou nœuds) sont conçus de façon à obtenir la plastification des éléments horizontaux avant celle des éléments porteurs verticaux, vis-à-vis des sollicitations sismiques. En se basant sur le principe **poteau fort poutre faible**.

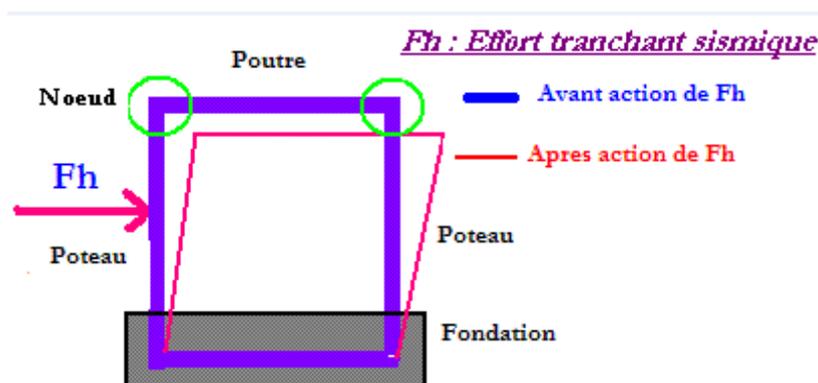


Figure II.8 : Comportement de poteau-poutre vis-à-vis la charge sismique.

II.4 Comportement non linéaire des poutres et des poteaux

Les poutres et poteaux en béton armé sont caractérisés par des lois de comportement non linéaire en flexion et en cisaillement.

- Les poutres sont modélisées par des éléments poutre élastique avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités.
- Les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte des lois de la variation du moment résistant de la section du béton armé du poteau en fonction de l'effort normal sollicitant ce dernier.

II.4.1 Lois Force-Déplacement généralisées associées aux poutres et poteaux

La **Figure II.9** ci-dessous montre la courbe non-linéaire typique idéalisée utilisée pour définir les paramètres de modélisation des poutres et poteaux du portique et les critères

d'acceptations liées aux niveaux de performance de la structure [44].

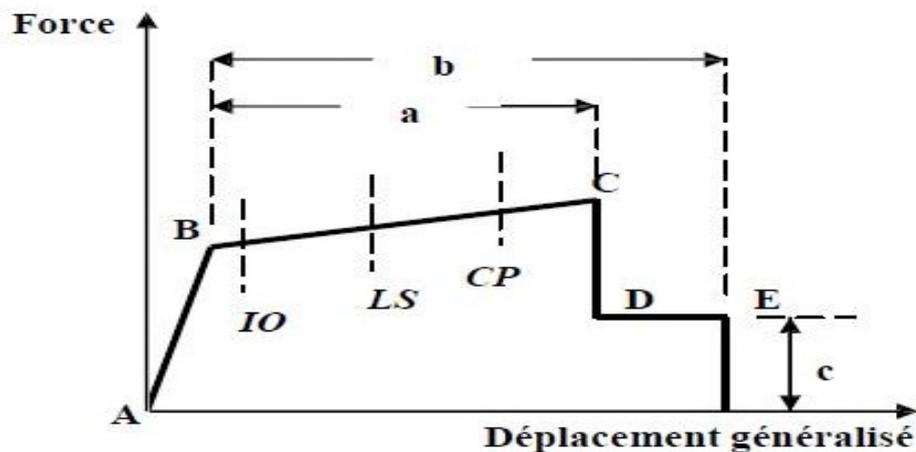


Figure II.9 : Loi Force-déplacement non-linéaire idéalisée pour les poutres et poteaux [35].

- La courbe [AB] est composée d'une réponse linéaire entre les points A et B.
- La pente entre les points B et C est en générale, prise égale à un faible pourcentage de la pente élastique. Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 à 10%.
- Le point C a une ordonnée représentant la résistance ultime de l'élément et une abscisse égale à la déformation à partir de laquelle la dégradation de la résistance de l'élément s'initie (ligne CD).
- Au-delà du point D, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point E où elle vaut c .
- Pour des déformations supérieures au point E, la résistance de l'élément est considérée nulle.

La **Figure II.9** montre également la déformation a et b en relation avec la courbe non-linéaire idéalisée, qui sont jugées acceptables pour les différents niveaux de performance de la structure, désignés par les paramètres IO, LS, et CP qui seront définies ci-après.

- Niveau **IO**=Immédiate **O**ccupancy (occupation immédiate) : les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance.
- Niveau **LS**=Life **S**afety (sécurité de la vie) : la structure a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.
- Niveau **CP**=Collapse **P**révention (prévention de la ruine) : la structure a subi des dommages extrêmes. Si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut subir une instabilité et s'effondrer.

II.4.2 Définition des performances

Un niveau de performance décrit une condition limite d'endommagement d'une structure donnée sous une action sismique. Les états limites concernant la vie sauve des occupants ou la sécurité de la structure sont définis comme étant les états limite ultimes, ceux concernant le bon fonctionnement et l'occupation sans danger de la structure avec endommagement des

éléments secondaires sont les états limites de service.

D'autres états intermédiaires peuvent être considérés. L'**Eurocode 8** ainsi que le **RPA 99** considèrent deux états limite à savoir :

- Etat de non endommagement local considéré comme état limite ultime qui assure la vie sauve des occupants sous une action sismique rare.
- Etat d'endommagement léger des éléments secondaires ainsi que l'occupation et le fonctionnement de la structure sans danger sous un séisme modéré.

La performance cible peut être un niveau de contrainte à ne pas dépasser, une charge, un déplacement, un état limite ou un état d'endommagement cible. La **Figure II.10** représente la relation entre les différents niveaux de performance et les états d'endommagement correspondants [44].

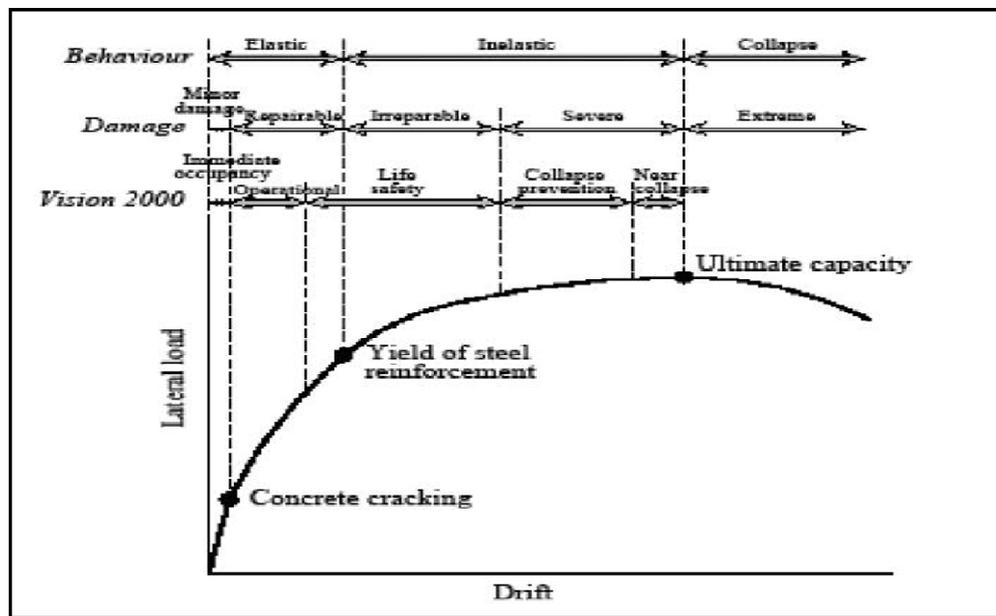


Figure II.10 : Performance structurelle typique et niveau d'endommagement associé [45].

II.4.2.1 Critères d'acceptation et niveaux de performance de la structure

Pour différentes amplitudes de l'excitation sismique, il s'ensuit des niveaux de déformations dans une structure, de sorte que des éléments de cette dernière vont atteindre et dépasser leur limite élastique. Par conséquent, la structure va subir des dommages sous forme de fissuration, d'instabilités, de rupture de certains de ces éléments. Et lorsqu'un élément structural subit des dommages, sa raideur diminue, et s'ensuit souvent une perte de sa résistance. Lorsque la réponse d'une structure est dans le domaine post-élastique, cette dernière ne reviendra pas à sa condition initiale, et des déformations permanentes subsisteront.

II.4.3 Rotule plastique

Zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,..) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil, de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément. [35]

Toute rotule plastique est caractérisée par sa position, ses rotations et la valeur de la longueur plastique qui dépend de plusieurs facteurs à savoir :

- Le niveau de l'effort axial.
- Le niveau de la contrainte de cisaillement dans les rotules plastiques.
- Les propriétés mécaniques des armatures transversales et longitudinales.
- La résistance du béton et le confinement des sections surtout au niveau des zones plastiques.

Dans une structure sous chargement monotone, les rotules plastiques apparaissent généralement aux endroits suivants :

- Points d'application des charges concentrées.
- Dans les zones des moments max (Cas d'une charge répartie).
- Aux niveaux des nœuds (poteau-poutre) des portiques, aux appuis encastrés ainsi que dans les poutres continues.

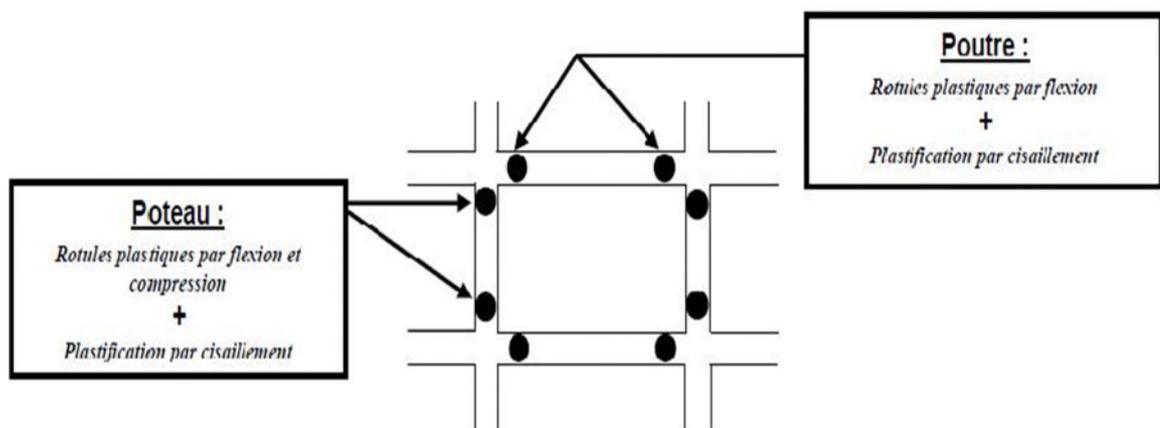


Figure II.11 : Rotules plastiques attribuées aux poutres et aux poteaux du portique.

La figure (II.11) récapitule les différentes rotules plastiques attribuées aux poutres et poteaux du portique.

II.4.4 Comportement expérimental des portiques autos stable

➤ L'exemple suivant représente les résultats obtenus sur un portique en béton armé par le code de calcul poutre d'EFiCoS (Eléments finis à couches superposées) qui ont été comparés à des résultats des essais expérimentaux, le choix s'est porté sur un portique bi-encasté défini par le CEA (Commercerait à l'Énergie Atomique) et construit et testé par le service d'étude du CEBTP (Centre Expérimental de Recherche et d'Étude du Bâtiment et des Travaux Publics).[46]

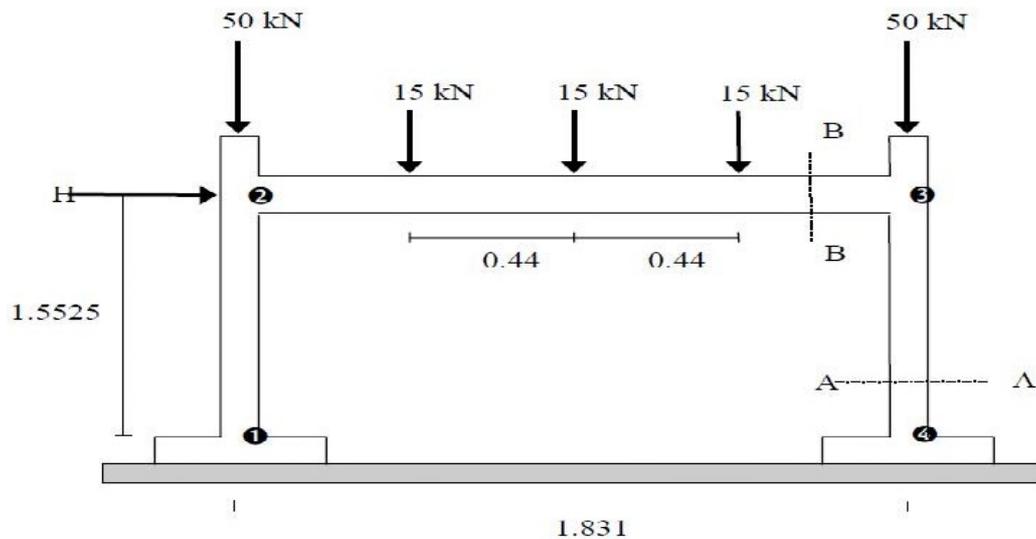


Figure II.12 : Caractéristiques géométriques du portique testé [46].

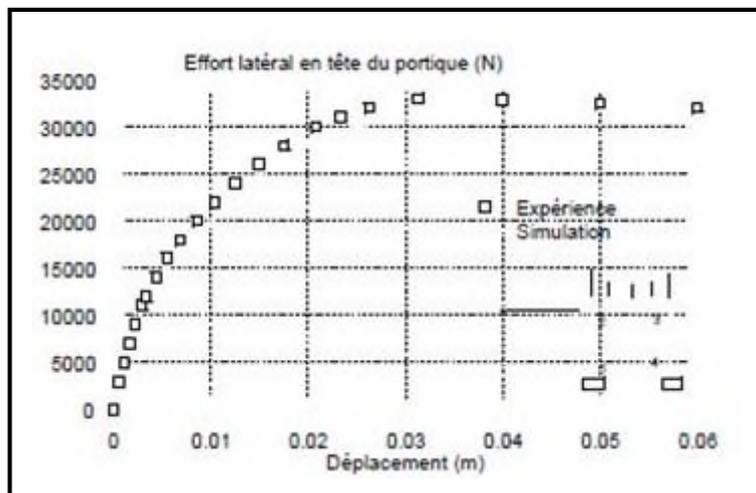


Figure II.13 : Courbe effort-déplacement en statique [46].

Résultat

- une bonne adéquation entre la courbe obtenue lors de l'essai et la courbe issue de la simulation numérique
- la ruine par instabilité a été obtenue pour un déplacement voisin de 35 mm en tête du poteau non directement sollicité.
- Le béton était fortement fissuré en pied et en tête des deux poteaux, et les armatures plastifiées.
- Le portique continuait à se déformer sans stabilisation possible, selon un mécanisme de panneau.

➤ **Frank J. Vecchio and Mohamed Basil Emara**[47] ont étudié les déformation au cisaillement d'un portique en béton armé.

Des procédures analytiques sont décrites pour prendre en compte les effets de cisaillement sur la réponse de déformation des trames de béton armé. En présentant aussi les détails et les résultats de programme confirmant des tests de corroboration impliquant un modèle de cadre

à grande échelle. Les études théoriques et expérimentales entreprises montrent les effets liés au cisaillement, par divers moyens directs et indirects, peuvent contribuer de manière significative à la déformation de cadre. La capacité de la charge et le mécanisme de rupture peuvent également être influencée. On montre que la procédure d'analyse fournit des prévisions assez précises de ces influences.

L'objet de l'investigation expérimentale est d'affirmer le travail analytique et d'avoir la nature de la déformation dans la structure en portique, pour parvenir à une modélisation descriptive de la réaction des différents éléments de la structure, permettant ainsi de relater les effets des différentes contraintes et leurs influences.

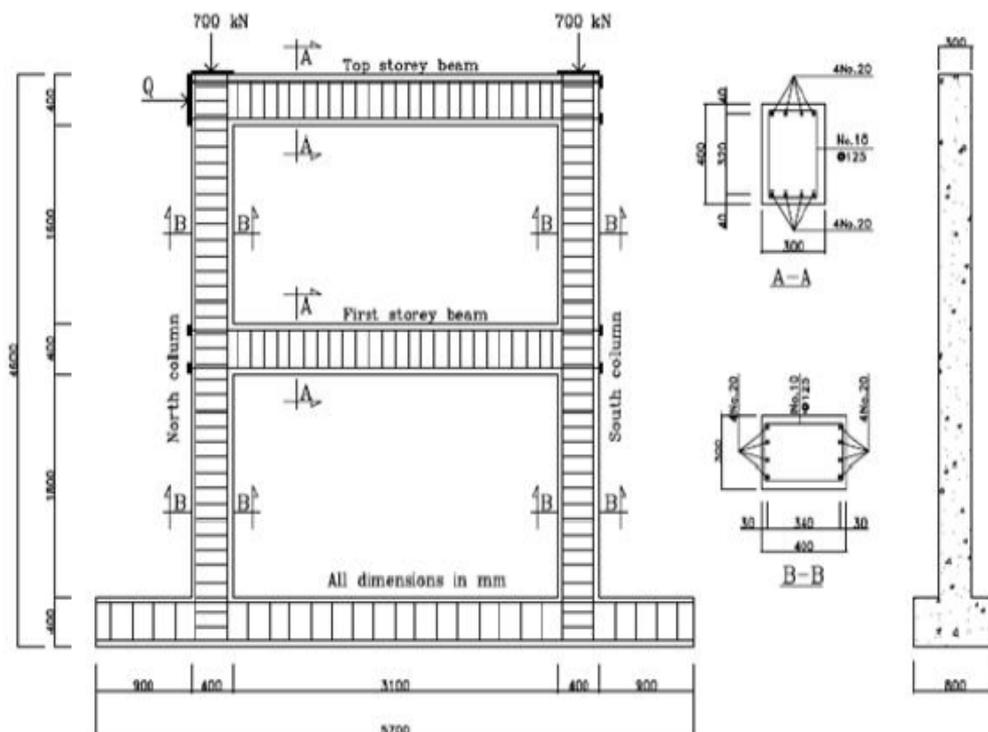


Figure II.14 : Géométrie du portique testé dans Frank J. Vecchio et al [47].

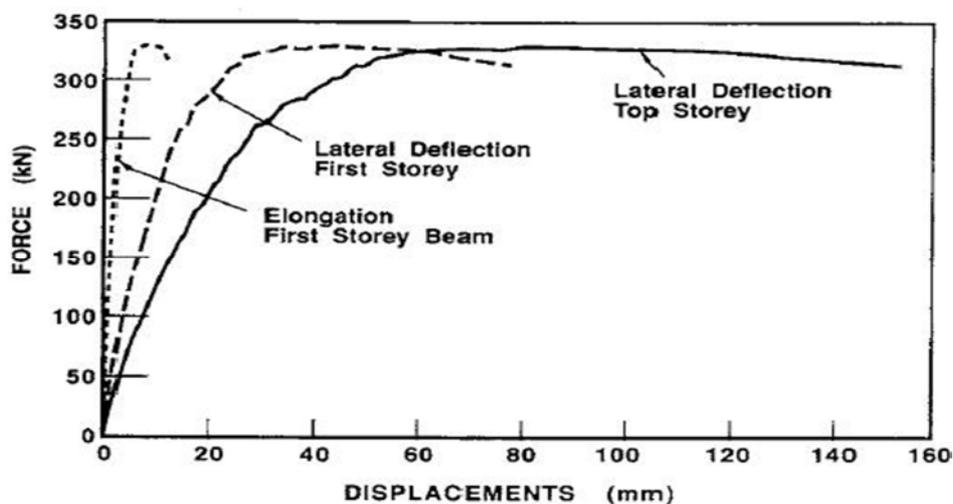


Figure II.15: Courbes force-déplacement [47].

II.5 Les mécanismes de ruines

Quand le nombre de rotules est élevé, le degré d'hyperstaticité décroît et l'ouvrage se transforme en un mécanisme de ruine. Les mécanismes de ruine ainsi de structures en portiques dépendent d'une multitude de paramètres :

- Les dimensions en plan et en élévation de la structure.
- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux mis en œuvre.
- La nature du chargement.
- La simulation des charges réparties uniformément ...etc.

II.5.1 Les méthodes de détermination des mécanismes

La détermination du vrai mécanisme de ruine peut se faire par :

1) **La méthode cinématique** doit être licite, son mécanisme de ruine est continu, compatible avec les appuis, satisfait les conditions statique de plasticité tell que $|M| \leq M_{pl}$.

- **Principes:**

- Identifier tous les mécanismes de ruine simples, m , ($m = n - \text{hyp}$; n représente le nombre de tous rotules possible, **hyp** le degré d'hyperstaticité).
- Identifier tous les mécanismes de ruine possibles, m_p , ($m_p = 2^m - 1$).
- Combiner 2 ou plus de ces mécanismes afin d'obtenir un mécanisme combiné, m_c , ($m_c = m_p - m$).
- Détermination du plus petit facteur de charge de ruine, λ_r tell que :

$$\sum_{i=1}^n M_{pli} \theta_i = \sum_{j=1}^m \lambda F_j V_j \dots \dots \dots \text{II.1}$$

D'où M_{PL} les moments plastique ayant provoqué la rotation θ_i et F_j les forces appliquées associées aux déplacements V_j

2) **la méthode statique (méthode des travaux virtuel, charge limite des structures hyperstatique simples)**, dite pas à pas, jusqu'à l'obtention de la $(r+1)$ nième rotule plastique

Plusieurs mécanismes de ruine peuvent apparaître lors du déroulement des séquences de rotulation de la structure. Ces mécanismes sont en nombre de trois et sont définis comme suit:

- **Mécanisme 1:** Caractérisé par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres (au point d'application de la charge ou le moment max)
- **Mécanisme 2:** Considéré comme mécanisme généreux, il est caractérisé par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres et à la base de la structure permettant son mouvement avec le sol lors d'un séisme et une meilleure dissipation d'énergie (**système Panneau**).
- **Mécanisme 3:** C'est le mécanisme combiné caractérisé par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres et des poteaux en même temps.

Les images suivantes illustrent quelques différents mécanismes de ruine provoquant l'effondrement total des structures.



Figure II.16 : Effondrement partiel d'un bâtiment faute de mauvaise conception (séisme Boumerdes2003) [48].



Figure II.17 : Mal-façons-constatées séisme de Boumerdes [48]..



Figure II.18 : Rupture par flambement de poteaux.

❖ Zone nodale



Figure II.19 : Rupture fragile de zone critique non traitées par les armatures appropriées [49].

❖ Eléments élancés



Figure II.20 : Mode de ruine des éléments [49].

❖ Eléments courts

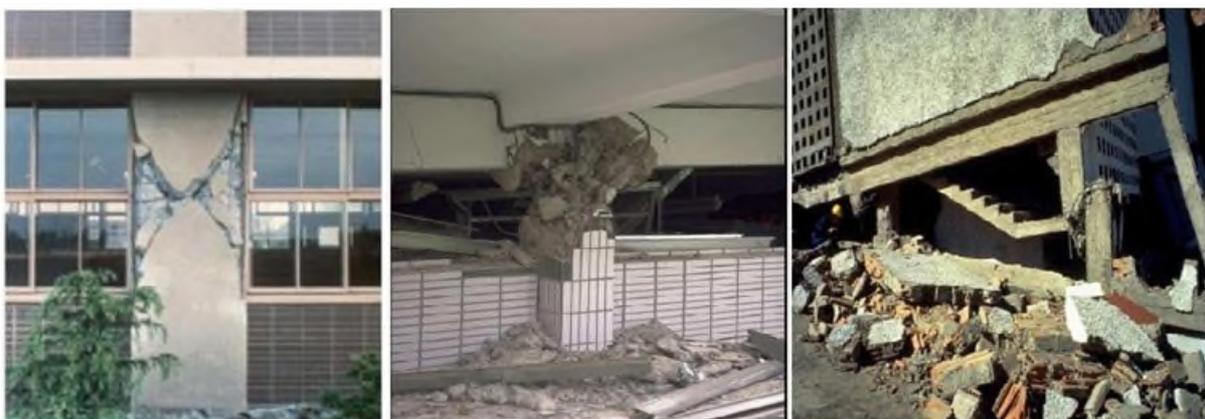


Figure II.21 : Mode de ruine des éléments courts [49].



Figure II.22 : Rupture par cisaillement du poteau court (séisme de Boumerdes) [48]..

II.5.2 Quelques solutions pour ces mécanismes en génie civil

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier l'augmentation de la ductilité et de la résistance d'un élément de structure pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'avance pendant la phase de conception et de calcul. Parmi les techniques de renforcement, les plus courantes :

- Incorporation de profils en acier.
- Collage d'éléments préfabriqués.
- Addition d'armatures en aciers sans augmentation de la de la section en béton avec ou sans addition d'armature en acier (**Abowtaha R. S. et al. 1999**) [50].
- Adjonction de platines en acier (**Azizinamini A. et al. 1992**) [51].
- Adjonctions de lamelles ou bandes de matériaux composites (**Khalifa A. et al. 2001**) [52].
- Renforcement par la technique NSMR : cette méthode consiste à sceller les joncs ou bandes de polymères renforcées de fibres de carbone (CPRF) dans des engravures déjà préparées sur la surface de la poutre à renforcer.
- Le 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, il a une incidence positive sur la courbe contrainte – déformation du béton.

II.5.2.1 Techniques de Renforcement des portiques par des matériaux composites

La technologie du renforcement par les polymères renforcés de fibre est l'une des technologies les plus efficaces d'accroissement de la résistance des éléments structuraux porteurs.

D'une manière générale, les matériaux composites du type polymère renforcé de fibre PRF présentent des avantages considérables qui s'agit de la protection, la réparation et le renforcement d'ouvrage ou d'éléments en béton armé ainsi que poteaux, poutres ou zone nodale ...

❖ Renforcement des poteaux

Une technique de renforcement largement employée consiste à confiner les structures comprimées, en appliquant des feuilles de **PRF** sur le périmètre des poteaux (fibre orientées perpendiculairement à l'axe du poteau). Ainsi, lorsqu'un chargement axial est appliqué au poteau, le béton se dilate latéralement, notamment du fait de l'effort de poisson, créant des contraintes de traction dans le **PRF** qui s'oppose à l'augmentation de section. Il en résulte une augmentation de la capacité portante et de la ductilité de la structure (**Quiertant et al,2005**) [53], (**Berthet et al,2005** [54], (**Hadi ,2007** [55]),(**Rochette et Labossière, 2000** [56]).



Figure II.23 : Stratification au contact (WBAC 2003) [57]

❖ Renforcement des poutres

Le renforcement vis-à-vis la résistance à la flexion d'une poutre en béton armé simplement appuyée en utilisant les composite **PRF** est généralement réalisé par externe des lamelles **PRF** sur le support de la poutre concerné. Avant l'application de la lamelle **PRF**, le support doit être préparé. Le but de la préparation d'une surface adéquate est d'enlever la couche faible de la surface du béton et d'exposer la totalité du béton pour améliorer la liaison avec le **PRF**, et de fournir une surface uniforme (**Steiner 1996** [58], **Teng et al 2002** [26]).

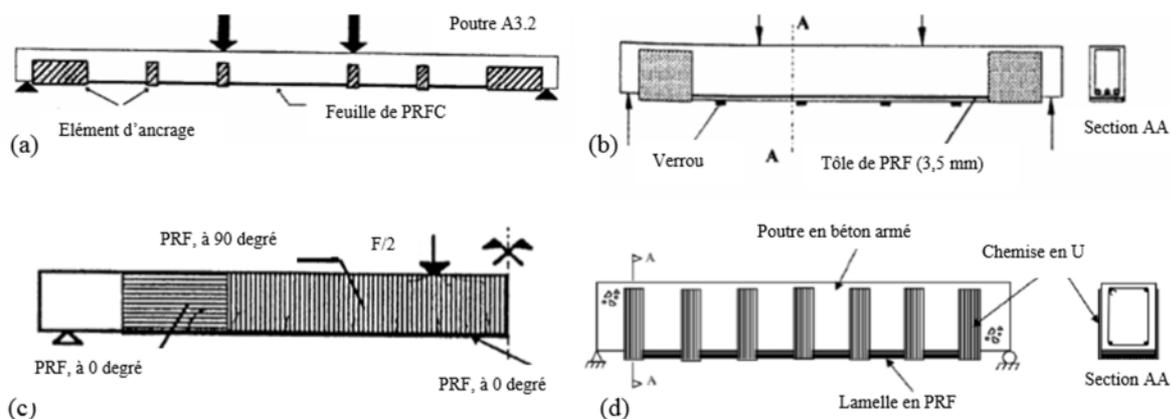


Figure II.24 :Types de renforcement ; (a) ancrage avec chemises en U et des bandes en acier(**Spadea et al. 1998** [59]),(b) ancrage avec chemises en U et des verrous en acier (**Mukhopadhyaya et al. 1998** [60]), (c) ancrage avec des « PRF » (**Arduini et Nanni 1997** [61], (d) ancrage avec chemises de « PRF » en forme de U (**Teng et al. 2003** [62]).

Les auteurs incluent la précontrainte de la plaque, et la prévision d'ancrages tel que les bandes en U aux fins de la plaque pour réduire le risque des ruptures par décollement comme le montre la **figure II.24**.



Figure II.25 : Renforcement des poutres par des matériaux composites [63].

❖ Renforcement poteaux-poutre par les matériaux composites

Pantelais et al (2000) [64] ont communiqué les résultats d'une étude expérimentale qu'ils ont effectuée à l'université **D'Utah, Salt Lake city**. Des charges cycliques inversées ont été appliquées à deux spécimens de demi-grandeur, représentatifs des constructions des années 60, c'est –à-dire avec une résistance insuffisante.

Des essais ont été effectués sur un spécimen non modifié et un spécimen renforcé avec un composite de **PRF** afin d'évaluer l'efficace du polymère sur le plan du renforcement de la résistance au cisaillement. Il n'y a pas de renforcement transversal à la base de l'assemblage, et les barres longitudinales de la poutre ne sont pas proprement ancrées à la connexion. Le deuxième spécimen a été renforcé à l'aide de tissus de **PRF** afin d'améliorer la résistance au cisaillement et la ductilité de l'assemblage (**Figure II.26**).

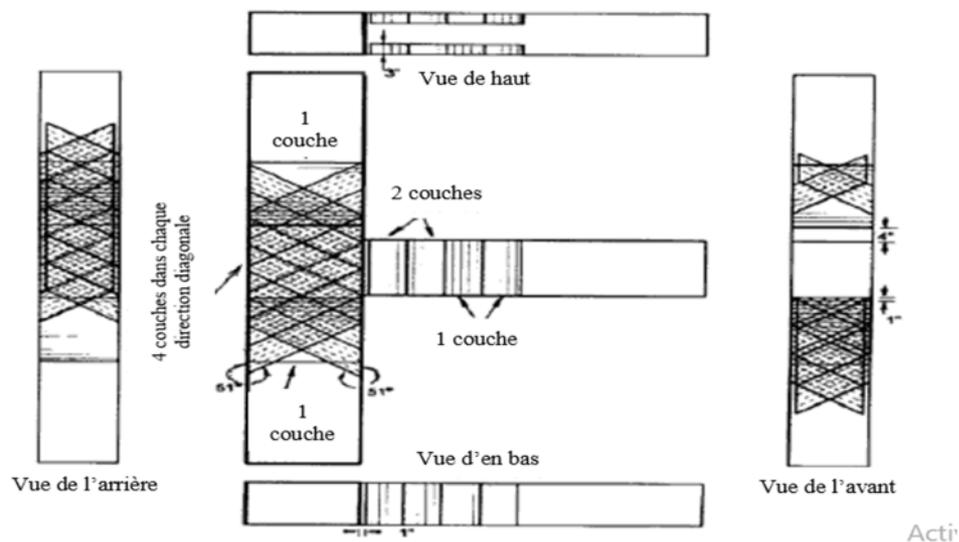


Figure II.26 : Plan du renforcement du composite [64].

II.6 Travaux antérieures

Cette partie présente une revue de littérature des résultats de quelques travaux expérimentaux antérieurs reliés à la réhabilitation et au renforcement des portiques en béton armé à l'aide d'enveloppes en composite «PRF» collées en surface. Plusieurs recherches ont été effectuées afin de déterminer les différents paramètres influençant sur le renforcement des portiques en béton armé tel que les paramètres géométriques à savoir : l'espacement, épaisseur et largeur des bandes en PRF et les paramètres mécaniques : résistance aux différents types de chargement.

➤ **Ciro Del Vecchio et al (2016) [65]** ont traité l'évaluation de comportement sismique des structure en béton armé et les avantages du renforcement local par des PRF. Les auteurs ont élaboré un modèle pour tenir compte du comportement non linéaire du joint (poteau-poutre) par la méthode des éléments finis. Un portique endommagé par actions sismique réhabilité avec des composites PRF systèmes a été analysé.



Figure II.27 : Cisaillement et renforcement de joint poteau-poutre ; Cisaillement de joint poteau-poutre Renforcement par des fibres PRF **Ciro Del Vecchio et al [65]**.

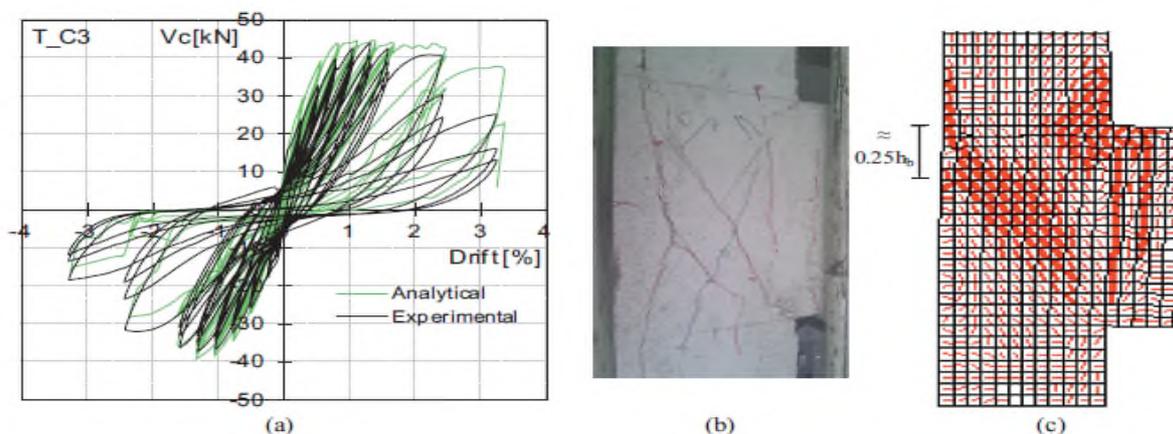


Figure II.28 : Comportement expérimental et analytique du nœud **Ciro Del Vecchio et al [65]**.

Un portique étagé, renforcé par collage externe de matériaux composites a été réalisé à l'Université de Naples (2016) est décrit dans Del Vecchio et al [65]. Les auteurs ont confirmé que l'utilisation des panneaux PRF comme renforcement est une solution pour empêcher la fissuration des joints, et permet également un mode de défaillance plus ductile avec des améliorations significatives sur la capacité sismique du portique. Voir les figures (II.29, II.30 et II.31)

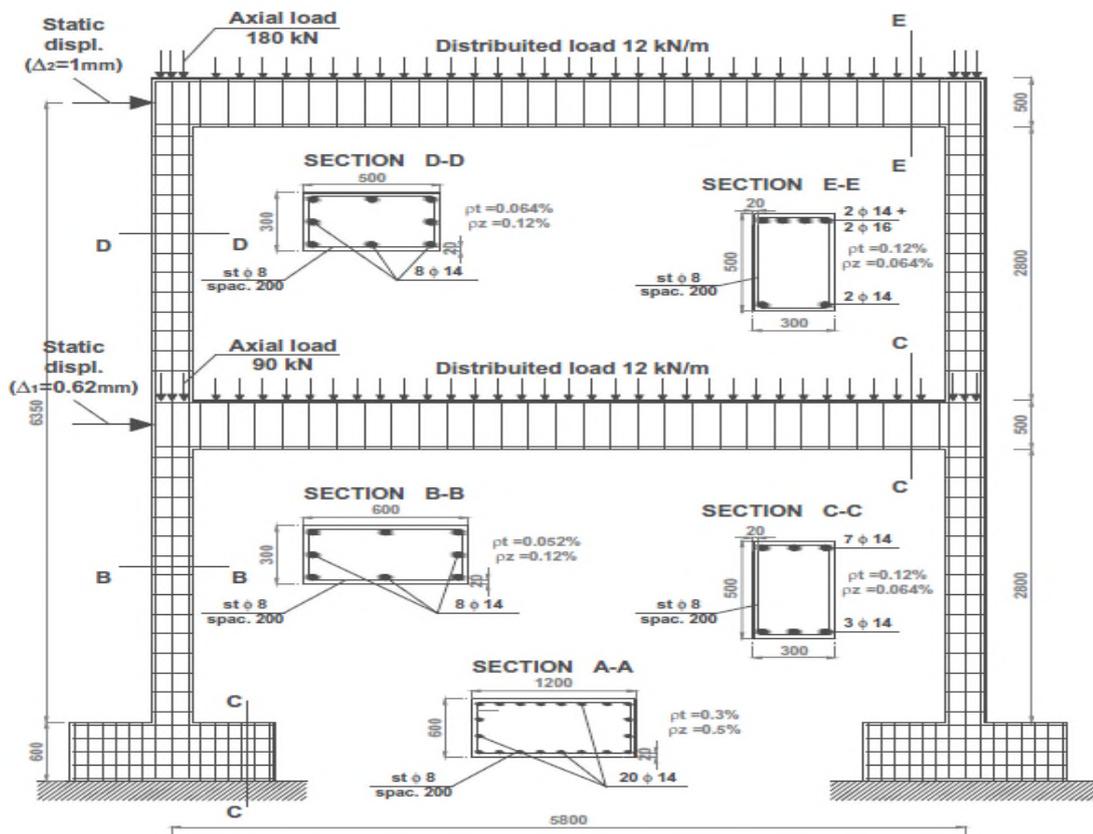


Figure II.29 : Détails structurel de la géométrie et du ferrailage du portique **Ciro Del Vecchio et al [65]**.

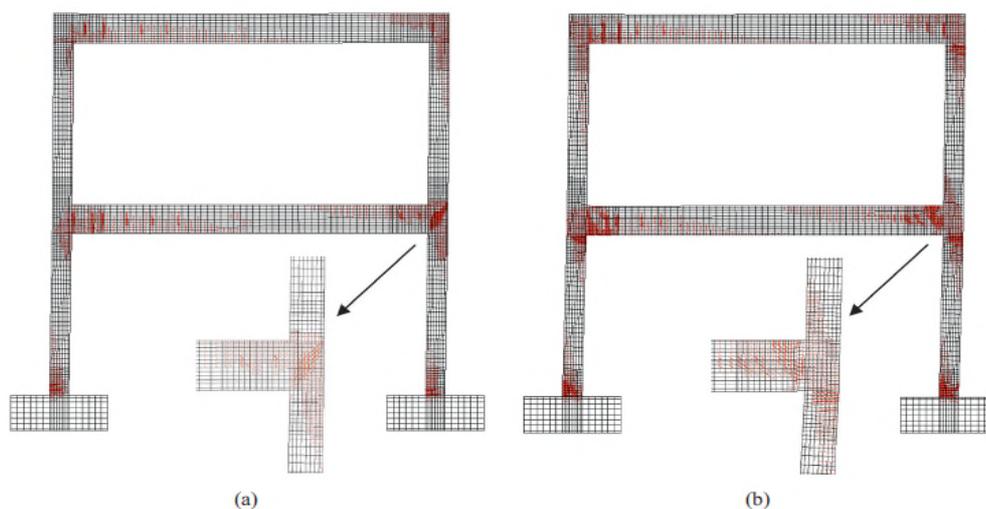


Figure II.30 : Apparition des fissures et le renforcement des nœuds **Ciro Del Vecchio et al [65]**.

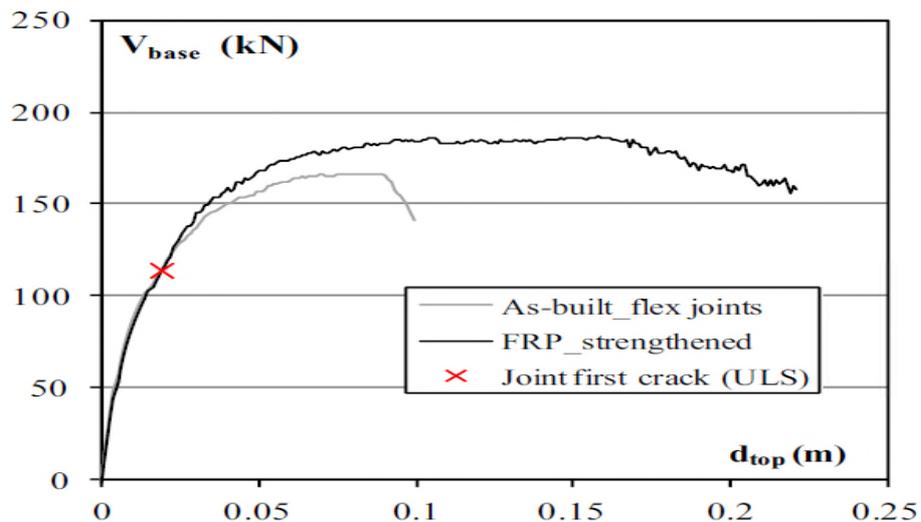


Figure II.31 : Courbe force-déplacement du portique de Del vecchio et al [65].

➤ Davood Mostofinejad et al (2019) [66] ont examiné la résistance au cisaillement des joints 3D renforcés par collage de feuilles de polymères renforcées de fibres de carbone. La technique de renforcement des rainures sur liant externe est utilisée pour retarder le décollement des feuilles de **PRFC**. La technique de renforcement des rainures sur liant externe (**EBROG**) est utilisée dans les joints retarder le décollement des feuilles de **PRFC** du substrat de béton. Un nouveau système d'ancrage et de renforcement en bande **X** est donc prévu pour atteindre la force de liaison requise, voir les Figure (II.32 et II.33).

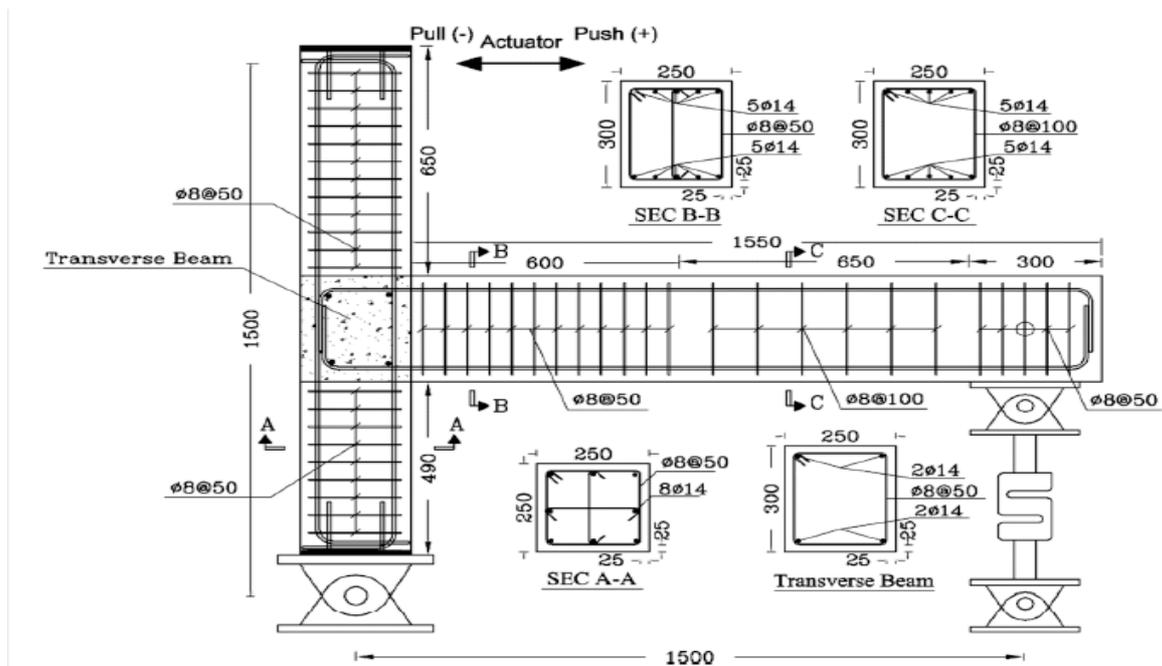


Figure II.32 : Dimensions en mm des connexions poteau-poutre en 3D selon Davood Mostofinejad et al [66].

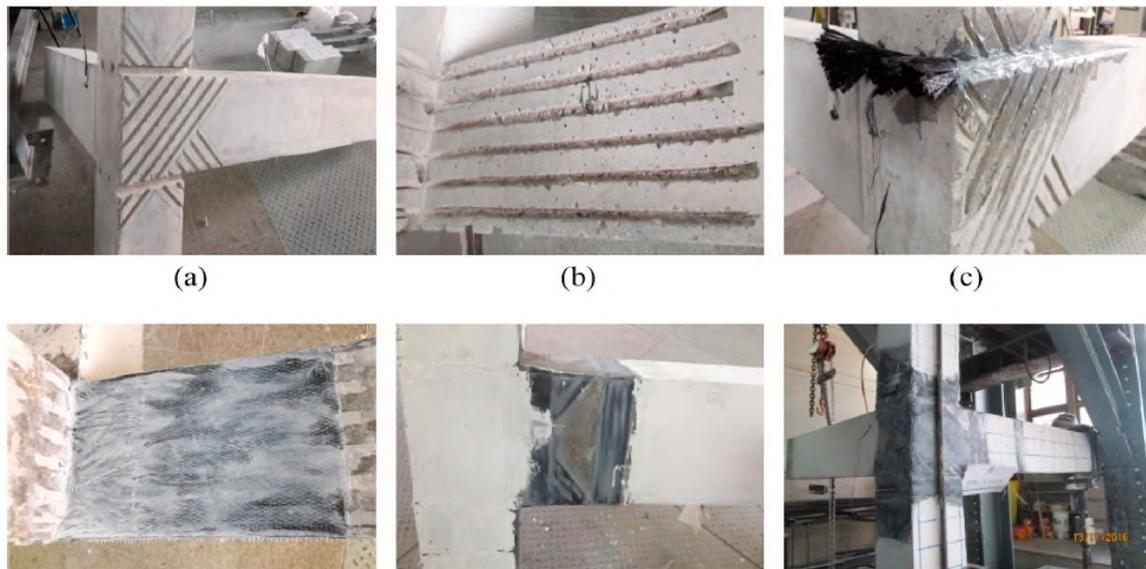


Figure II.33 : Étapes de préparation de renforcement de joint par la méthode **EBROG**
Davood Mostofinejad et al [66].

La méthode d'ancrage dénommée : **EBROG** combinée à des renforcements diagonaux, a pu éliminer à la fois le décollement de surface et des feuilles de **PRFC**. De plus, la méthode proposée par ces auteurs a été capable de changer le mode de rupture fragile par cisaillement en flexion à l'interface poteau-poutre. La méthode de rattrapage proposée a pu augmenter la résistance latérale.

➤ **Ayman Mosallam et al (2019) [67]** présentent les résultats d'une campagne expérimentale et numérique du comportement structural des joint poutre – colonne en béton armé renforcés par des stratifiés composites à base de PRF et de connecteur hybrides.

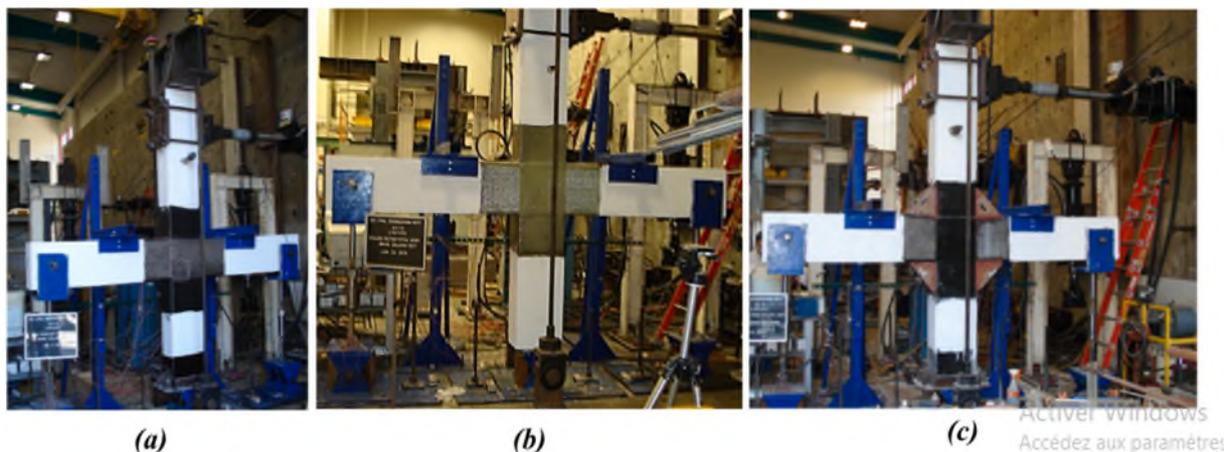


Figure II.34 : Renforcement des joints colonne – poutre selon **Ayman Mosallam et al [67].**

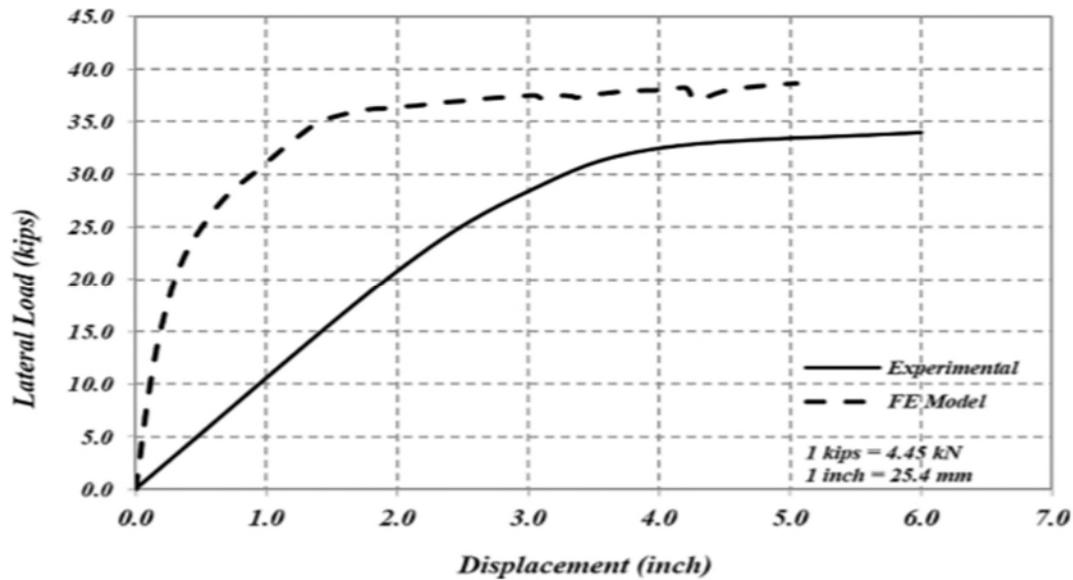


Figure II.35 : Comparaison de la courbe de charge – déplacement des joints **Ayman Mosallam et al [67]**.

Pour les applications de réparation et de renforcement externe, trois systèmes ont été utilisés par les auteurs à savoir : les stratifiés composites carbone/époxy à haute résistance, les stratifiés carbone /époxy à haute module et les stratifiés externe en verre /époxy. Le connecteur composite hybride léger, mis au point par les auteurs, voir les **figures (II.34 et II.35)**.

➤ **Flora Faleschini et al (2019) [68]** ont présenté les résultats d'un programme expérimental visant à comparer le comportement cyclique de trois joints poutre-colonne, réparés par collage externe des composites. Au préalable, les spécimens ont subi des dommages importants, qui se sont traduits par une défaillance du joint de poutre. Les spécimens endommagés ont ensuite été réparés à l'aide de composite (PRFC) à base d'une matrice cimentaire renforcé de fibres (FRCM).



Figure II.36 : Spécimens pré endommagés de **Flora Faleschini et al [68]**.

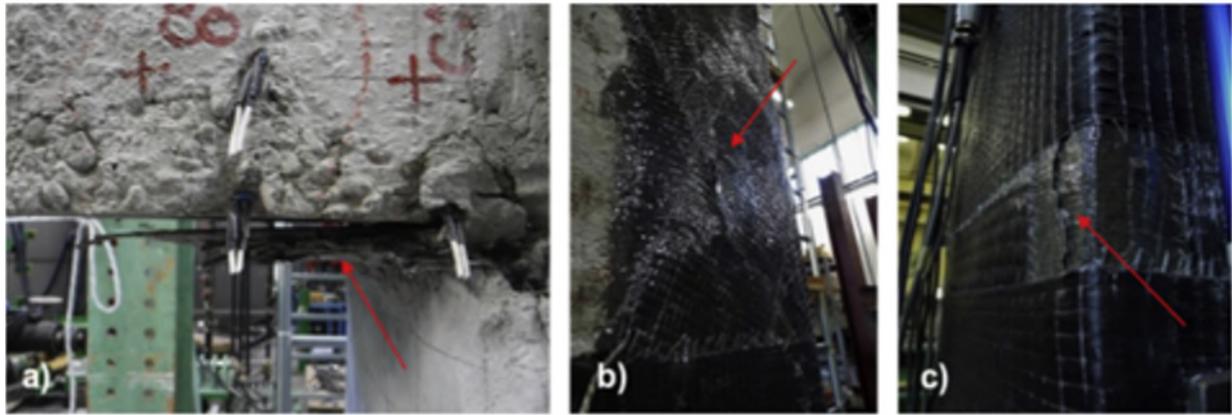


Figure II.37 : Technique de renforcement proposée par Spécimens pré endommagés de **Flora Faleschini et al [68]**.

Les courbes d'hystérésis (**figure II.38**) de trois échantillons réparés montrées sur les **figures (II.36 et II.37)** ont caractérisées par un effet de déformation, similaire à celui des articulations témoins.

- ❖ Les échantillons réhabilités par des bandes **FRP** ont atteint une force latérale maximale largement supérieure à celle obtenue avec les échantillons témoins.
- ❖ Les valeurs de résistance au cisaillement prédites par les modèles disponibles dans la littérature ont été en cohérence avec les résultats expérimentaux.
- ❖ Le coefficient de ductilité a été amélioré de 14%. En outre, une amélioration remarquable de la capacité de dissipation d'énergie est également obtenue.

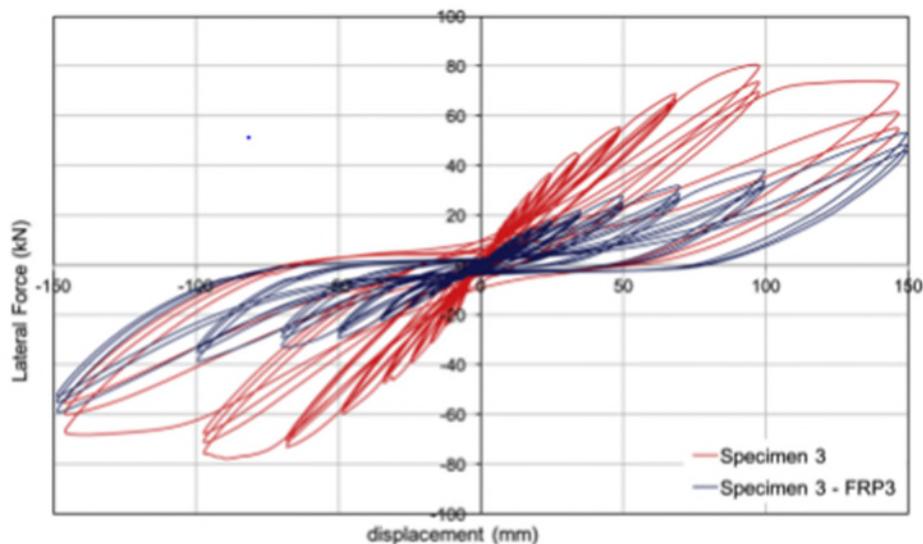


Figure II.38 : Courbe d'hystérésis des joints réhabilités par **Flora Faleschini et al [68]**.

➤ **Wei Hong Chen et al (2019) [69]** ont étudié les performances sismiques des structures en béton armé renforcées par un polymère renforcé de fibres de carbone. Deux portiques en béton armé à étages ont été testés sous charge axiale combinée et sous charge latérale cyclique.



Figure II.39 : Renforcement des portiques proposé par Wei Hong Chen et al [69].

Ces résultats expérimentaux ont indiqué que le renfort en **PRFC** a peu d'influence sur la rigidité latérale du portique. Alors que la résistance latérale du portique renforcé a augmenté d'environ 20% par rapport au portique témoin. En outre, il convient de noter que la capacité de dissipation d'énergie du portique renforcé est jusqu'à 3,01 fois supérieure à celle des portiques témoins en béton armé. En effet, ses résultats présentés par les auteurs indiquent que la méthode de renforcement employée peut considérablement améliorer les performances sismiques des structures.

II.7 Conclusion

Le comportement des éléments d'un portique (poteau, poutre, zone nodale) présenté dans ce chapitre, nous a permis de lister les différentes causes qui nous ont conduits à utiliser les matériaux composites comme renfort afin de réhabiliter les zones critiques des structures de génie civil. A travers, la revue de littérature, ces matériaux innovants sont largement utilisés, du fait qu'ils s'accordent sur l'augmentation de la capacité portante et de la ductilité des portiques endommagés par action sismique.

L'analyse des différentes techniques proposées dans la littérature scientifique, nous a conduits à orienter notre travail vers une conception basée sur une disposition diagonale du renfort dans les zones critiques d'un portique en béton armé. En effet, on se propose d'optimiser les paramètres adéquats de cette conception à travers une simulation numérique.

Chapitre III

Modélisation et conception proposée

III.1 Introduction

Afin d'étudier le comportement des structures de génie civil à l'échelle réelle, la simulation et l'analyse numérique sont devenues quasi nécessaires, vu qu'elles ont un impact direct sur la qualité et le temps, elles sont apparues dans le désir de minimiser le coût d'une étude expérimentale avec un nombre d'essais optimisés. Les éléments de ces structures peuvent être isostatiques ou hyperstatiques. Les structures hyperstatiques sont difficiles à traiter pour cela il faut faire appel à des méthodes complexes. L'apport ces dernières années de l'outil informatique a facilité grandement cette opération. Pour pouvoir modéliser ces structures il faut faire appel à des codes de calcul très performant pour approcher la solution exacte.

Dans ce chapitre, nous allons présenter d'abord le logiciel ABAQUS et son fonctionnement, et ensuite on présentera les différentes étapes menées pour la modélisation d'un portique en béton armé renforcé par des bandes PRFV en appliquant une charge horizontale monotone de type sismique jusqu'à la rupture. Le modèle géométrique et le choix des modèles éléments finis pour le maillage sont générés dans un espace tridimensionnel (3D), tout en tenant compte du comportement expérimental des matériaux constitutifs. L'interaction entre les différents éléments ainsi que les étapes d'assemblage et de chargement de portique renforcé sont également présentées.

III.2 Présentation du logiciel

ABAQUS est un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis (MEF), créé en 1978, il a été développé par Hibbit, Karlson & Sorensen(HKS) [70]. Il est particulièrement réputé pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Il offre ainsi, les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites et dynamiques.

Ce logiciel est une solution de simulation évolutive et composé de solution d'analyse unifié, il peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : poutres, plaques, coques et éléments spéciaux (ressorts, masses...) en deux dimensions ou en trois dimensions. Voir (figure III.1). ABAQUS ne gère pas les unités ; c'est à l'utilisateur d'utiliser un système d'unités cohérent [71].

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 III.1 : Tableau des unités correspondant à ABAQUS.

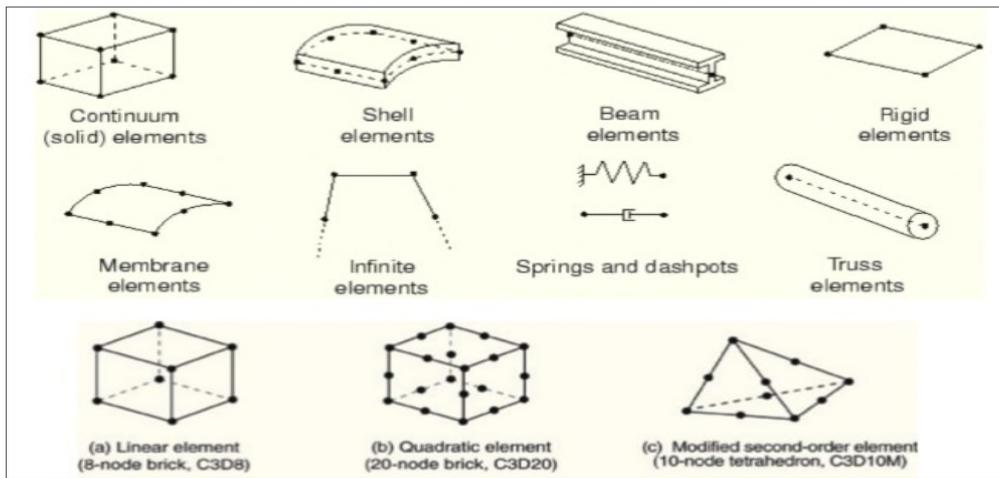


Figure III.1 : Quelques formes complexes possibles à programmer sur ABAQUS [71].

ABAQUS se divise en trois grands codes :

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

III.2.1 ABAQUS/Standard

Généralement, c'est la méthode de **Newton** qui est utilisée pour résoudre les problèmes non linéaires. 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 solution exacte est donc donnée par :

$$u = u(i) + c(i+1) \dots \dots \dots \text{IV.1}$$

En écrivant 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 ;

$$F[u] + (\partial F[u(i)] / \partial u(i)) * c(i+1) + (\partial^2 F[u(i)] / \partial u(i)^2) * c^2(i+1) + \dots = 0 \dots \dots \dots \text{IV.2}$$

Si l'approximation est proche de la solution $u(i)$, alors $c(i+1)$ est petit et l'équation (IV.22) peut être réduite à ces deux premiers termes donnant ainsi :

$$(\partial F [u(i)] / \partial u(i)) * c(i+1) = - F[u] \dots \dots \dots \text{IV.3}$$

La figure III.2 illustre la méthode de Newton dont le but est de déterminer u tel que

$$F(u) = 0.$$

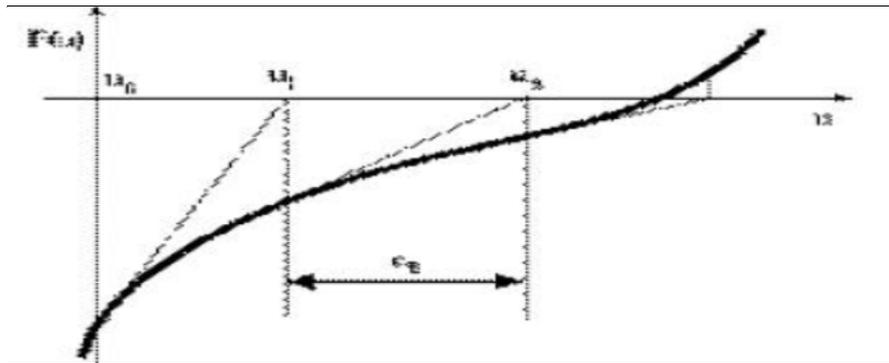


Figure III.2 : Illustration de la méthode de Newton [72].

III.2.2 ABAQUS/Explicit

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 (IV.4) et (IV.5).

$$du(i+1/2) / dt = du(i-1/2) / dt + [(\Delta t(i+1) + \Delta t(i) / 2)] * d^2u(i) / dt^2 \dots \dots \dots \text{IV.4}$$

$$u(i+1) = u(i) + [(\Delta t(i+1) * du(i+1/2) / dt)] \dots \dots \dots \text{IV.5}$$

Où **du/dt** est la vitesse et **d²u/dt²** est l’accélération. L’exposant **(i)** indique le numéro de l’incrément.

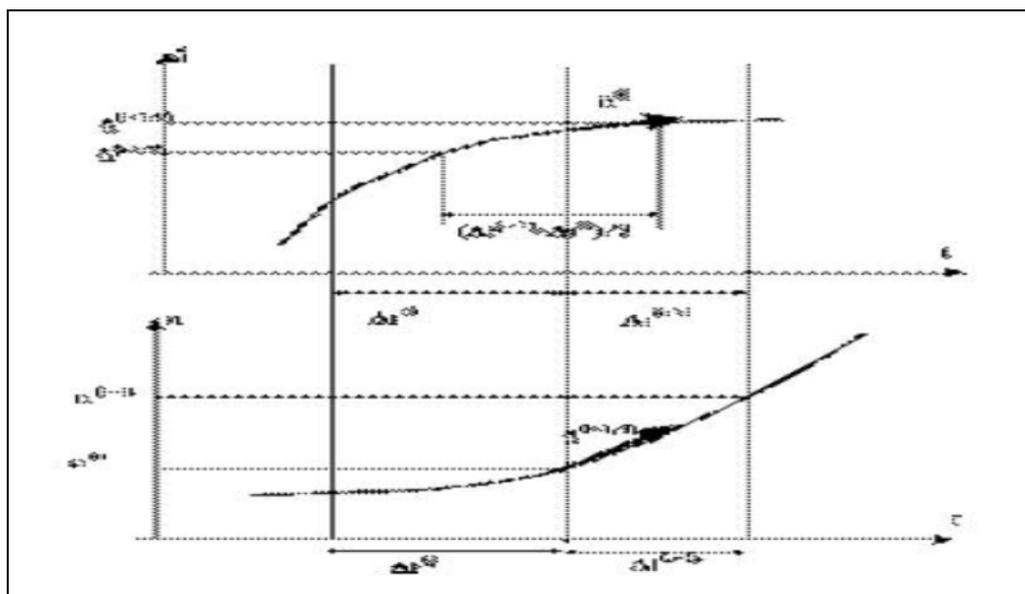


Figure III.3 : Illustration de l’opérateur de différence centrale [72].

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 (IV.6).

$$d^2u(i) / dt^2 = (M^{-1}) * (F(i) - I(i)) \dots \dots \dots \text{IV.6}$$

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 mais 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 termes de plus grande valeur propre du système par :

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}} \dots \dots \dots \text{IV.7}$$

Avec amortissement, l'incrément de temps stable est donné par :

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}} (\sqrt{1 + \varepsilon_{max}^2} - \varepsilon_{max}) \dots \dots \dots \text{IV.8}$$

D'où ε_{max} est la fraction d'amortissement critique dans le mode avec la fréquence la plus élevée.

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 :

$$\Delta t = \frac{L_{min}}{Cd} \dots \dots \dots \text{IV.9}$$

Où **Lmin** est la plus petite dimension d'éléments dans le maillage et **Cd** est la vitesse des ondes en dilatation dans le matériau. Cette vitesse est déterminée dans **ABAQUS /Explicit** en calculant les modules de matériau hypo-élastiques effectifs à partir de la réponse constitutive du matériau. Les constantes effectives λ et $G=2\mu$ sont déterminées de la manière suivant:

$$\Delta p = (3\lambda + 2\mu) * \Delta \varepsilon_{vol} \Rightarrow 3K = 3\lambda + 2\mu = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon_{vol}} \dots \dots \dots \text{IV.10}$$

$$\Delta S = 2\mu * \Delta e \dots \dots \dots \text{IV.11}$$

$$\lambda + 2\mu = \frac{1}{3}(3K + 4\mu) \dots \dots \dots \text{IV.12}$$

$$Cd = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \dots\dots\dots IV.13$$

D'où Δp l'incrément de contrainte moyenne, ΔS l'incrément de contrainte déviatrice, $\Delta \epsilon_{vol}$ l'incrément de contrainte volumique, Δe l'incrément de déformation déviatrice, ρ est la masse volumique du matériau.

Dans un matériau élastique isotrope, les constantes effectives λ et μ peuvent être définies en fonction de module de Young E et le coefficient de poisson ν .

$$\lambda = \lambda_0 = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \dots\dots\dots IV.14$$

$$\mu = \mu_0 = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots IV.15$$

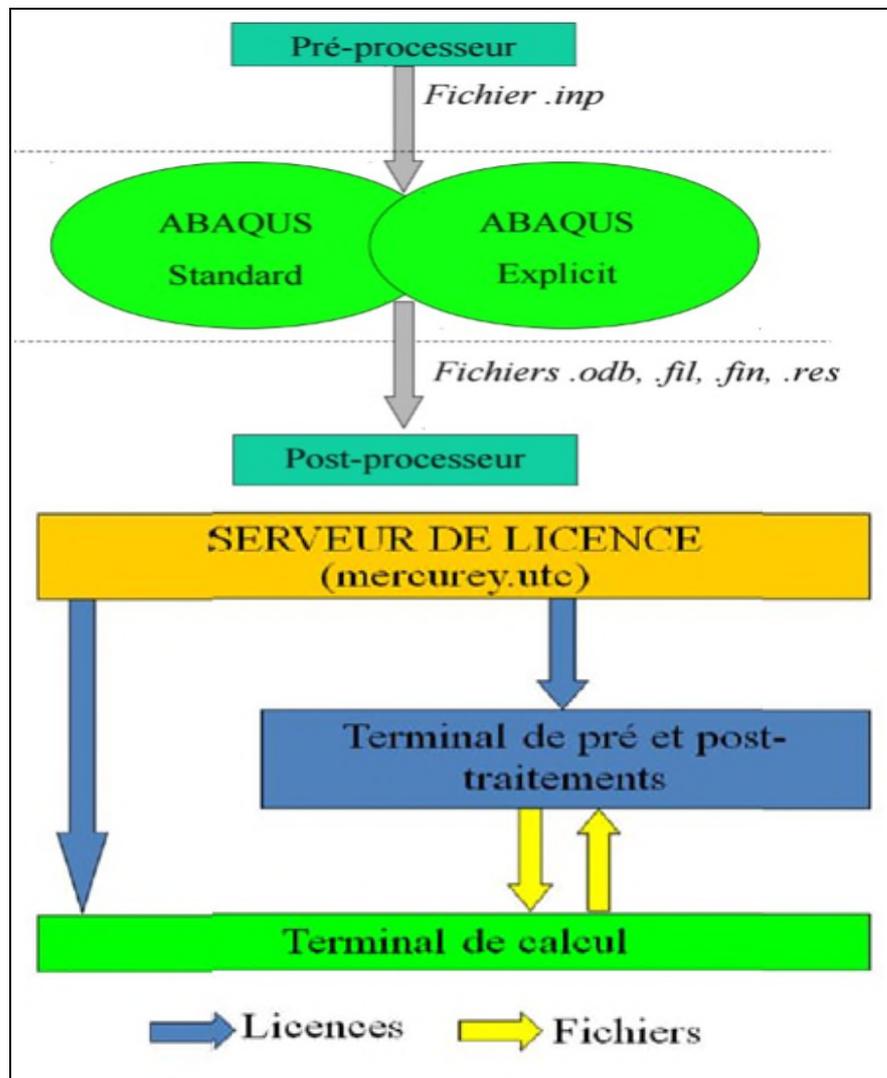


Figure III.4: Schéma de fonctionnement d'ABAQUS [70].

III.2.3 Le CAE (complète ABAQUS environnement)

Une interface idéale pour la modélisation, la gestion et le post traitement des modèles **Abaqus** dans laquelle l'utilisateur peut 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 (géométrie des différentes pièces, propriétés mécaniques, choix des éléments, choix de l'intégration de la matrice de rigidité, choix du mode de résolution).

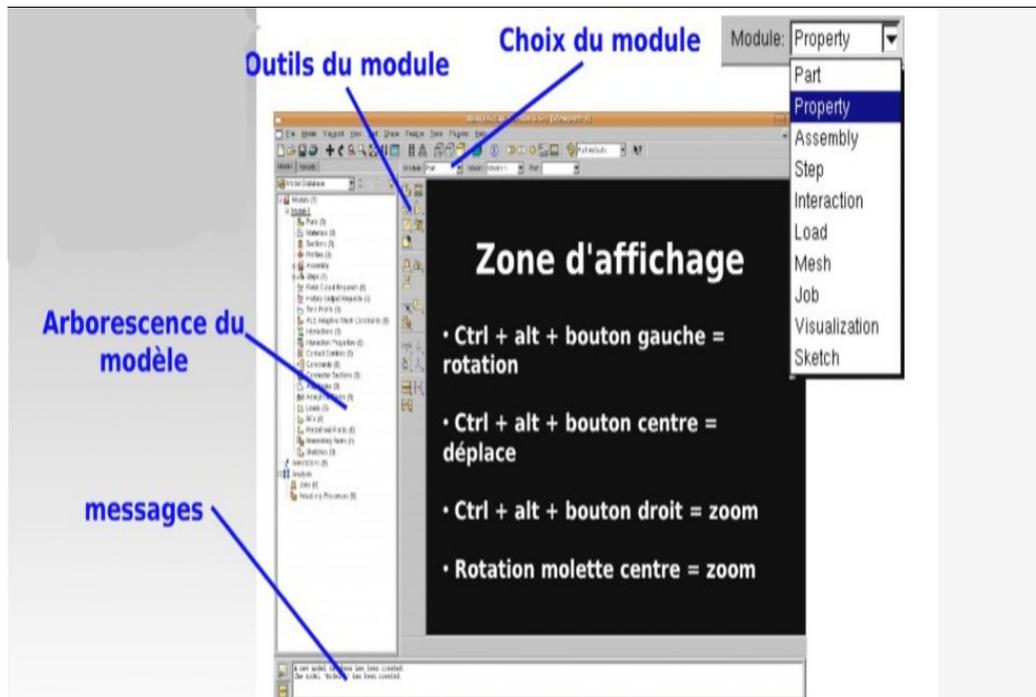


Figure III.5 : Présentation de l'interface ABAQUS.

III.3 Définition du modèle à simuler

Notre travail consiste à évaluer la performance et d'étudier le comportement d'un portique en béton armé renforcé par des matériaux composites « **PRFV** » sous chargement horizontal.

L'objectif principal consiste à optimiser les caractéristiques des bandes **PRFV**, qui permettent d'améliorer la résistance du portique à savoir l'apparition successive des rotules plastiques au niveau des sections critiques.

III.3.1 Dimensionnement et géométrie du portique

On a à simuler un portique réel en béton armé, dimensionné et expérimenté par **Frank J. Vecchio and Mohamed Basil Emara**[47](Voir la Figure II.14 du chapitre précédent). Le portique ainsi modélisé est illustré sur la **figure III.6** suivante :

- Hauteur totale du portique 4600[mm].
- Longueur des poutres est de 3900[mm].
- Hauteur libre des poteaux 1800 [mm].
- Longueur de la semelle 5700 [mm].

- Poteau 300*400 mm².
- Poutre 400*300 mm².
- Semelle 800*400

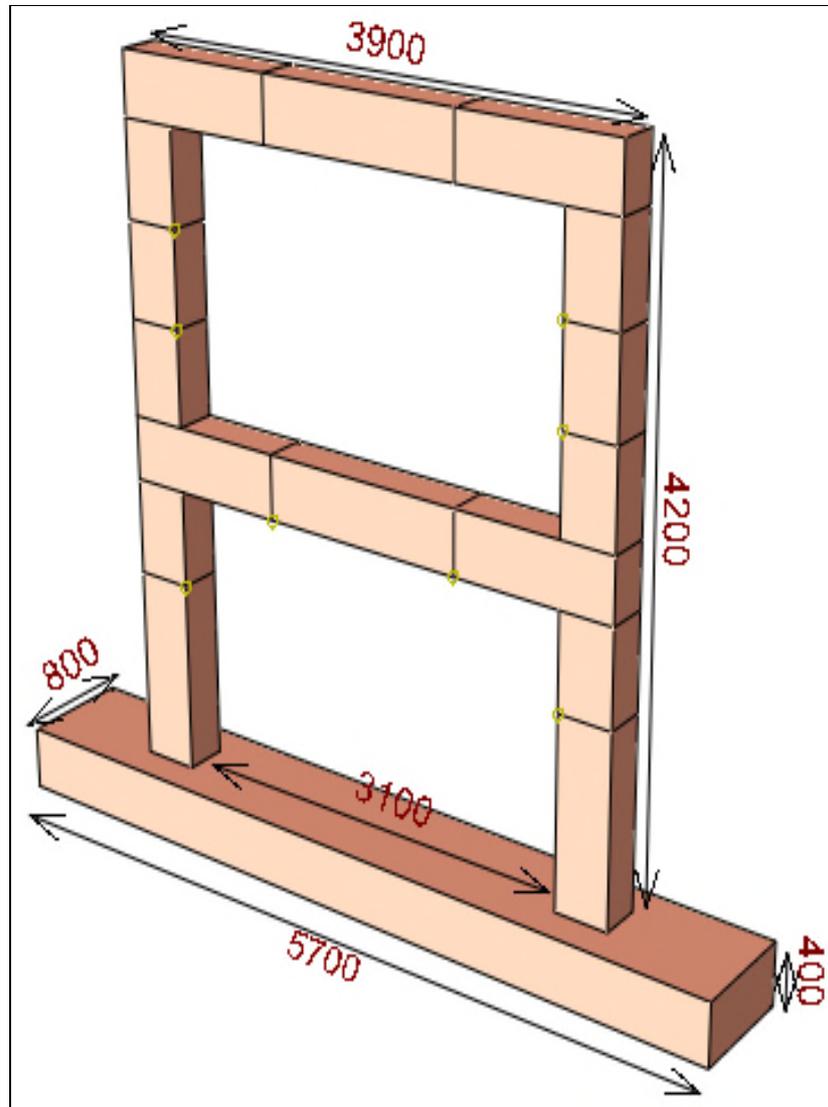


Figure III.6: dimensionnement et géométrie du portique en mm.

➤ **Ferraillage :**

- Ferraillage de la semelle niveau ± 0.00 → $\left\{ \begin{array}{l} \text{Along} = 2 * (4HA20) \\ \text{Atran} = HA10 \end{array} \right.$
- Ferraillage des poutres niveau +2.20 ET +4.40 → $\left\{ \begin{array}{l} \text{Along} = 2 * (4HA20) \\ \text{Atran} = HA10 \end{array} \right.$
- Ferraillage des poteaux → $\left\{ \begin{array}{l} \text{Along} = 2 * (4HA20) \\ \text{Atran} = HA10 \end{array} \right.$

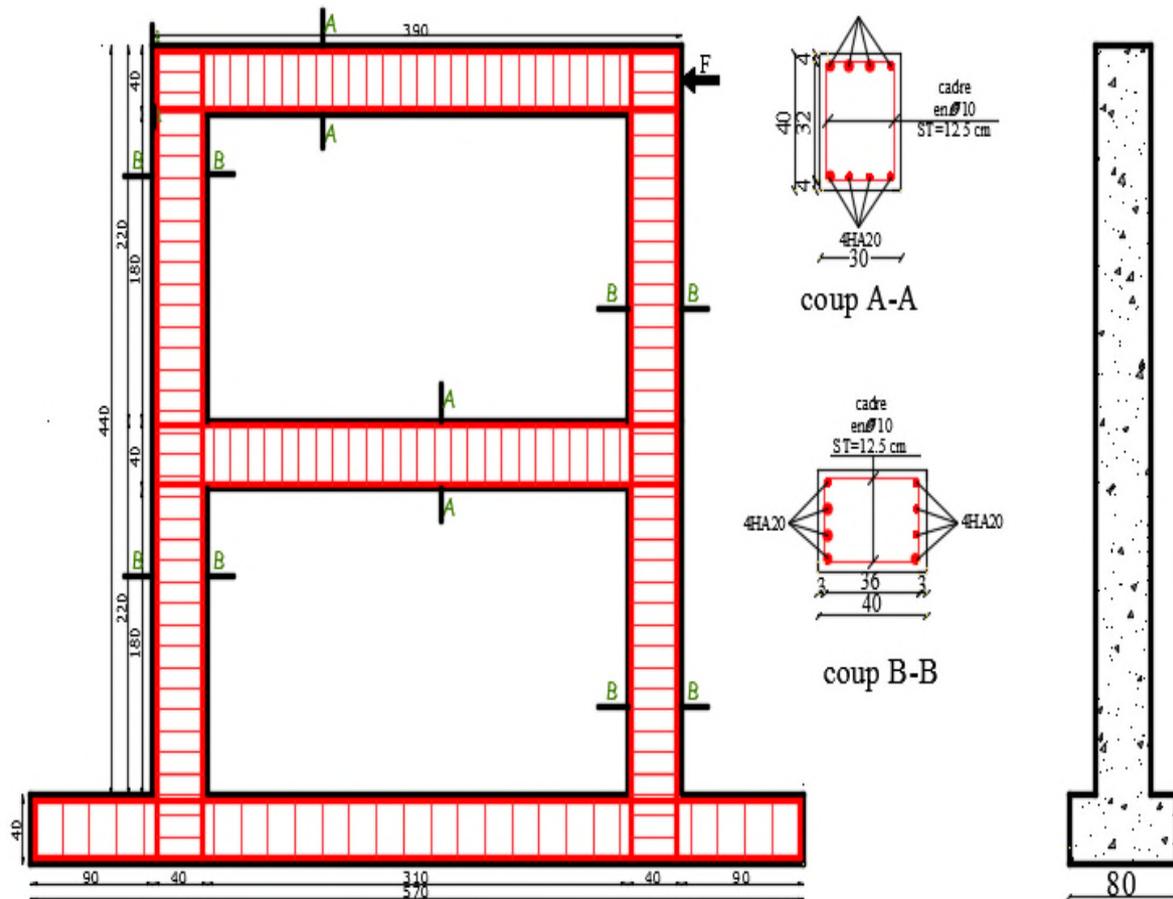


Figure III.7: Ferrailage détaillé pour le portique.

III.3.2 Présentation des étapes suivies dans la simulation

Le logiciel est divisé en des modules indépendants les uns des autres, à savoir : le module Part; Module Property; Assembly; Step; Interaction; Load; Mesh ; Job et Visualisation.

➤ La géométrie des éléments (module part)

Dans cette première étape, tous les éléments du portique sont créés grâce aux outils du module « **Part** ».

On a créé la géométrie du portique dans le module **Part** en utilisant les coordonnées des points en deux dimensions et on a créé la 3eme dimension par **extrusion**. On a utilisé un solide déformable en **3D**. Au début.

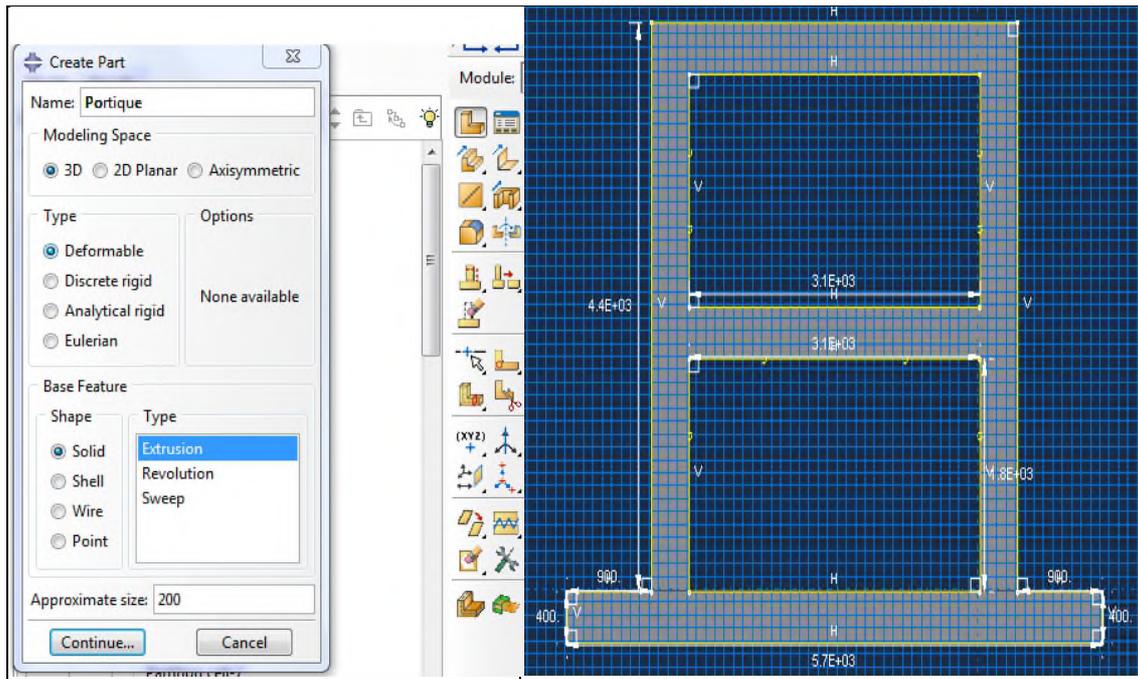


Figure III.8 : Création de portique en béton armé.

Les barres d'armatures longitudinales et transversales sont créés avec un modèle 3D déformable « **Wire** ». Ensuite, dessiner avec « **Créat lignes** » et dimensionner.

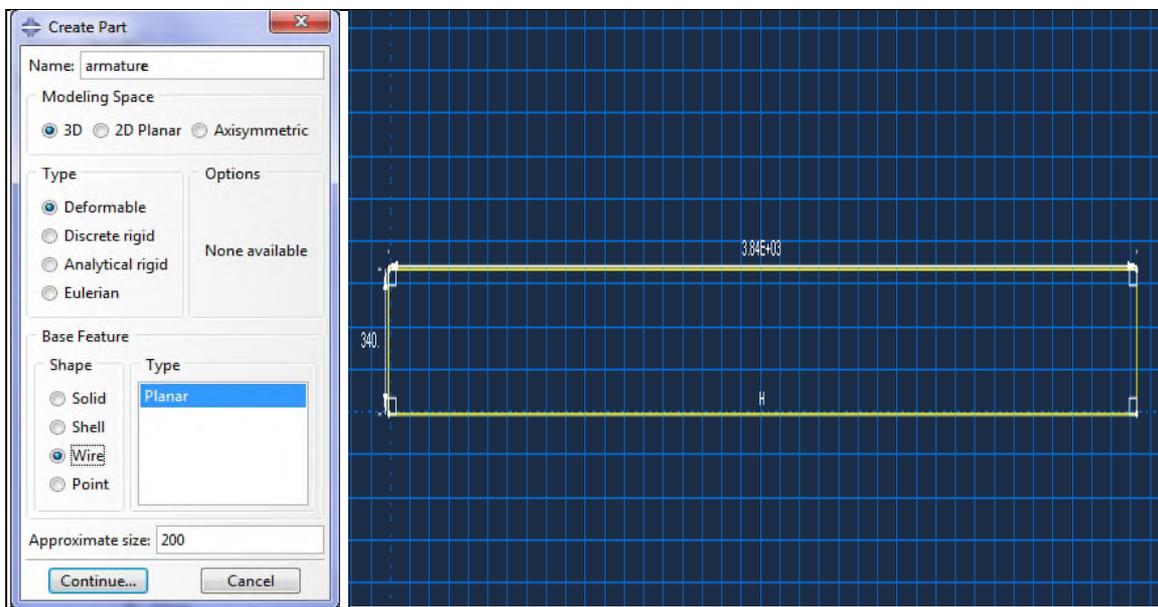


Figure III.9 : Création des barres longitudinales.

Les composites sont dessinés avec différents géométries sous forme des bandes planes inclinées, prenant en considération les angles d'inclinaisons selon les modèles réalisés. Cependant l'épaisseur reste constante qui égal à $e = 3\text{mm}$ et la largeur $L = 5\text{ cm}$.

Les bandes sont créés avec un modèle 3D déformable « **Shell** » ⇒ « **Extrusion** », ensuite dessiner avec « **Créer lignes** » et dimensionner. Au début, on a presque une plaque mais avec l'extrusion on a pu créer le modèle.

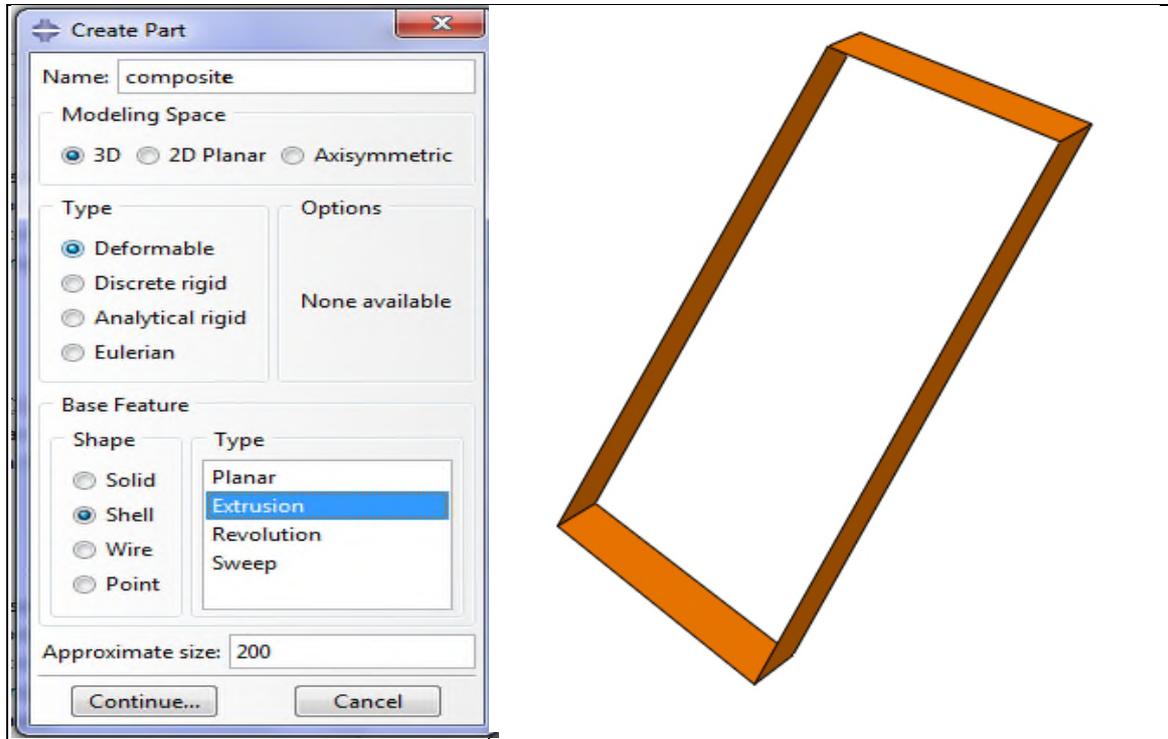


Figure III.10 : Création des bandes composites.

➤ Propriétés des matériaux (Module Property)

Ce module est important dans la modalisation numérique, c'est-à-dire, élaborer toutes ses propriétés intrinsèques de chaque matériau. Pour notre travail on a utilisé trois modèles numériques intégrés dans **ABAQUS** pour le béton, acier et composites.

- Le béton : comportement élasto-plastique endommageable.
- L'acier : comportement élasto-plastique avec écrouissage cinématique et isotrope.
- Les composites : comportement élastique orthotrope.

Pour un calcul élastique il faut introduire les paramètres suivants : le module de Young et le coefficient de poisson.

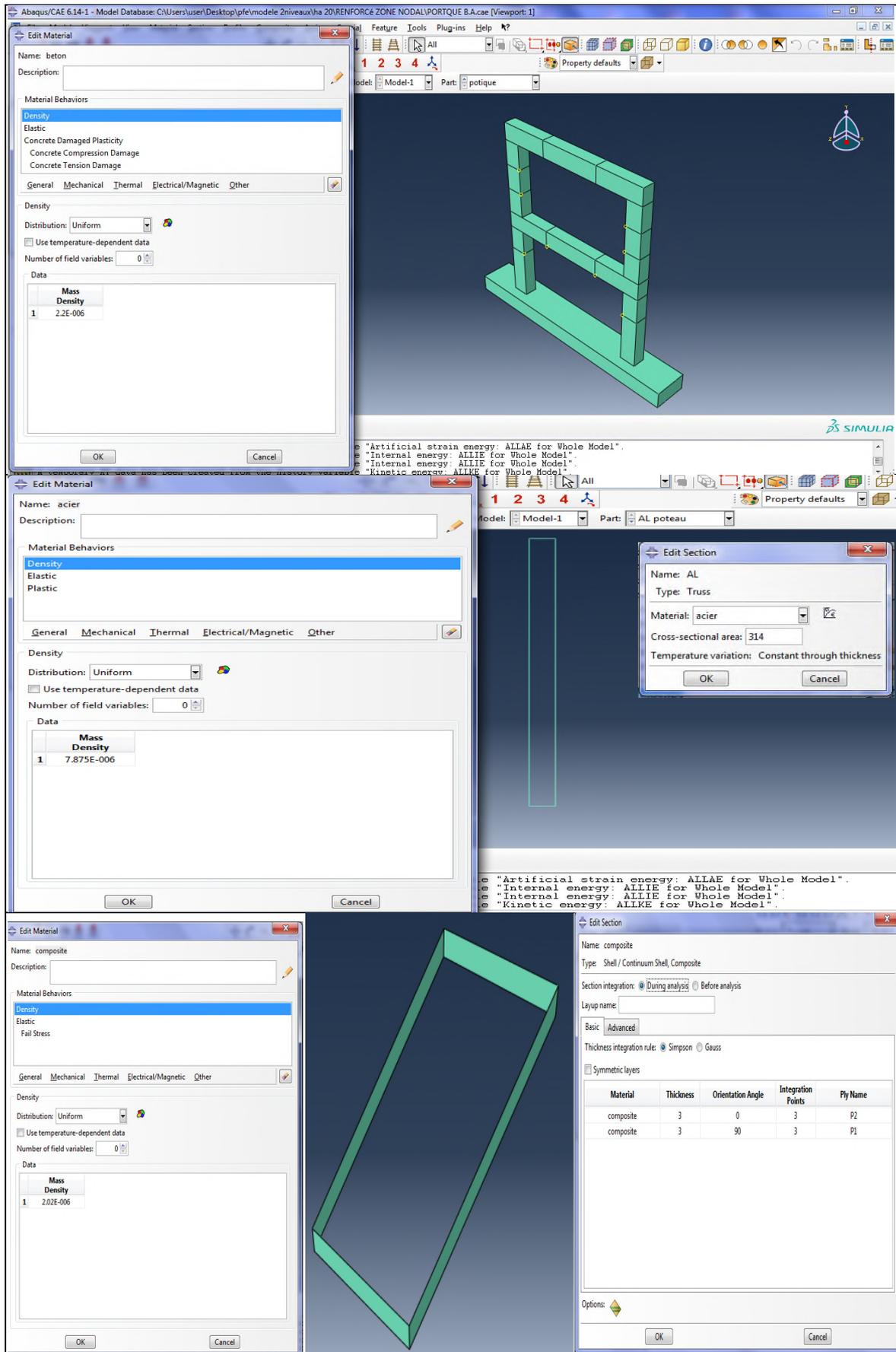


Figure III.11: Création des propriétés des matériaux (béton, acier et composites).

➤ Assemblage du modèle (Module Assembly)

Dans ce modèle on rassemble toutes les pièces avec « **Creat instance** », on peut répéter chaque part crée plusieurs fois et lui faire des translations et rotations s'il est nécessaire jusqu' à voir notre modèle.

- 1) On commence par assemblage du portique en béton avec les armatures.
- 2) Puis assemblage du portique béton armé avec les bandes composites en tenant compte des variantes d'études imposées.

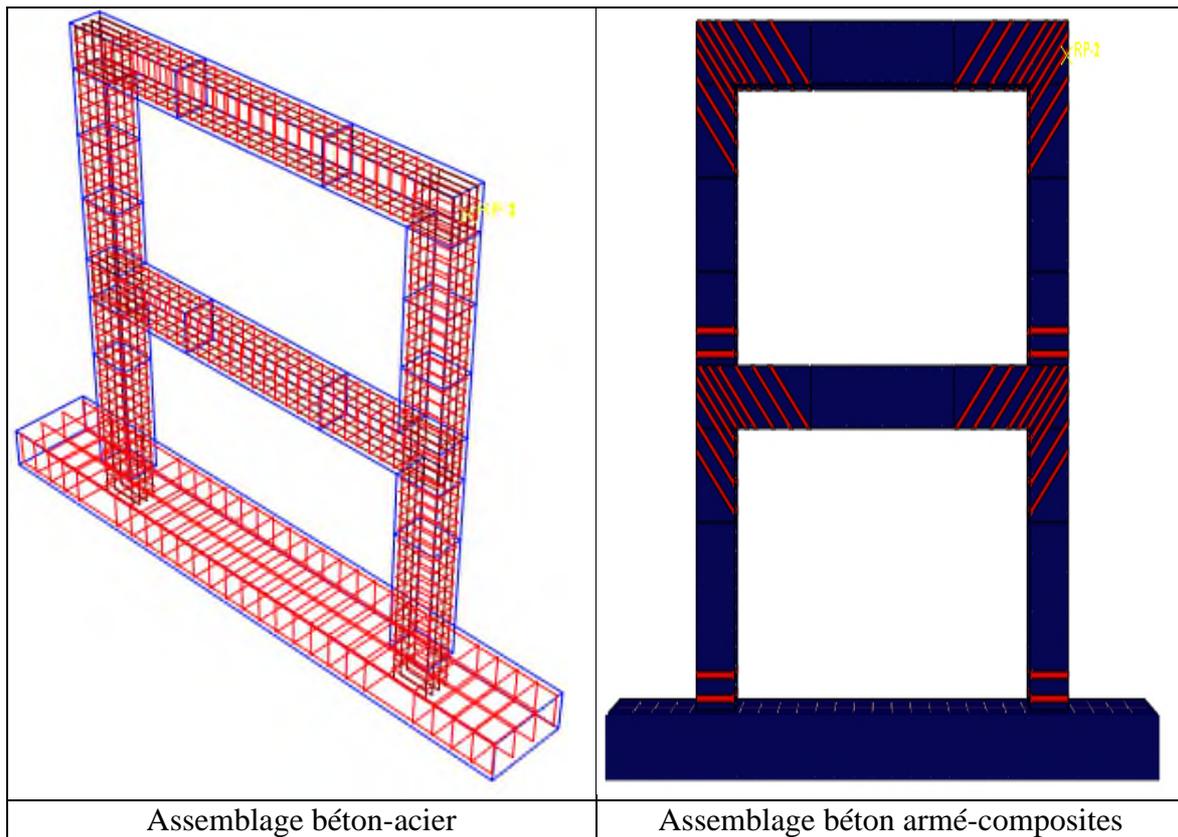


Tableau III.2 : Détail d'assemblage du modèle.

➤ Définition du critère de calcul (Module Steps »

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.

Il faut définir les deux type de sortie qui sont : des sorties de type **champ** « **Field out put requests** » qui fournissent des valeurs à un instant donné et des sorties de type **historique** « **history output requests** » qui vont donner l'évolution d'une grandeur au cours du temps.

Pour notre simulation on a choisi un calcul « **dynamique explicite** » car il est plus efficace et plus rapide dans le calcul. On a travaillé avec une période =20s, déterminé en vérifiant le critère énergétique pour un chargement statique.

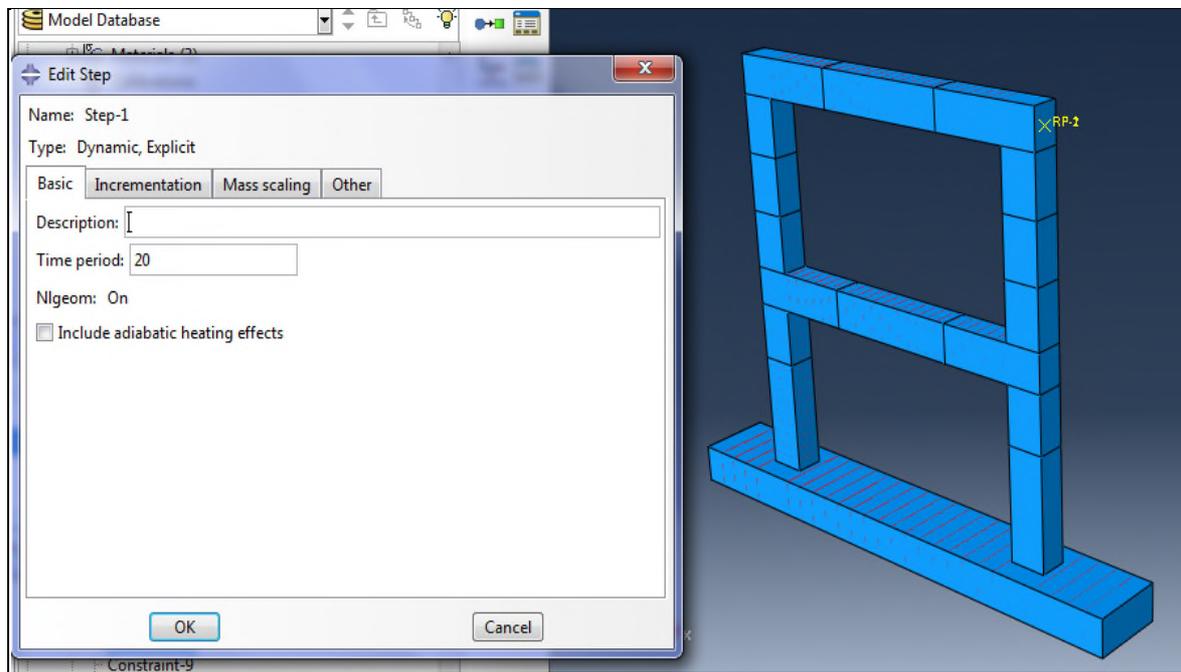


Figure III.12: Création du Step.

➤ Définition des contacts (Module Interaction)

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

Dans cette simulation on a considéré :

- 1) Un contact parfait entre l'acier et le béton, on la définit avec « **embeded region** » qui veut dire inclure l'armature dans le bloc du béton est avoir un matériau presque homogène.
- 2) Un contact surfacique entre le béton et les bandes **PRFV** avec « **TIE** », qui considère une adhérence quasi-parfaite entre les deux surfaces choisis.

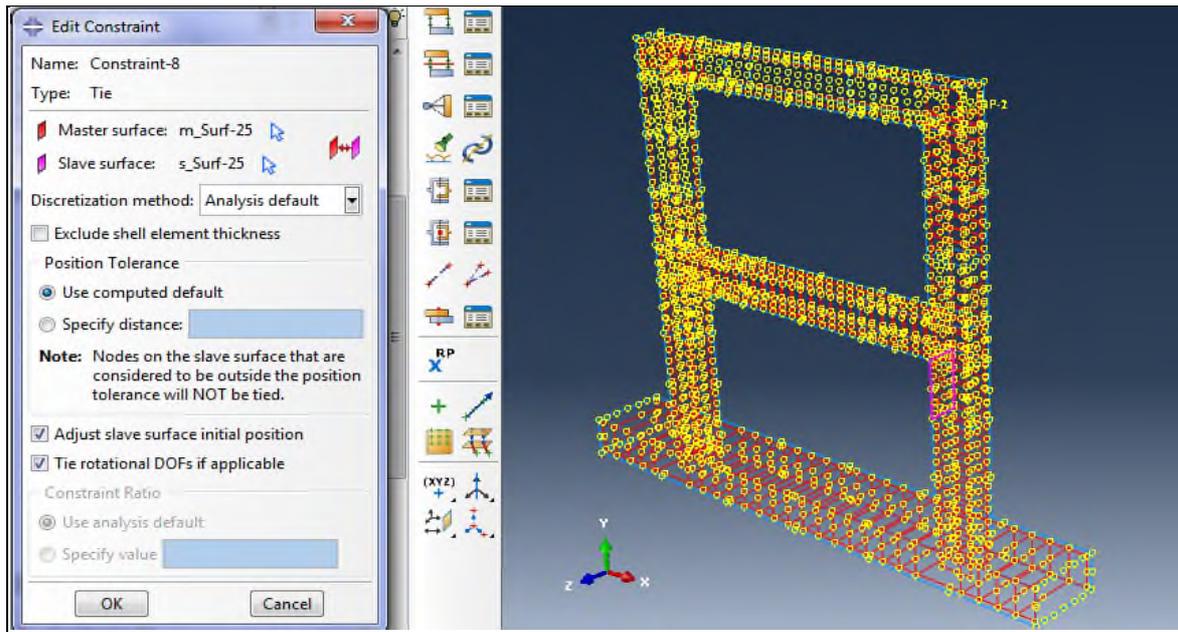


Figure III.13 : Création des interactions

➤ **Définition des conditions aux limites et chargement (Module Load)**

L'utilisateur définit le système à partir de « **Create Boundary Condition** » et de « **Create Load** ». Les conditions aux limites à appliquer sont les suivantes :

- 1) Encastrer la fondation.
- 2) Appliquer un chargement statique latéral piloté en déplacement multiplié par l'amplitude qu'on a défini pour avoir un chargement statique.
- 3) Le poids propres du portique.

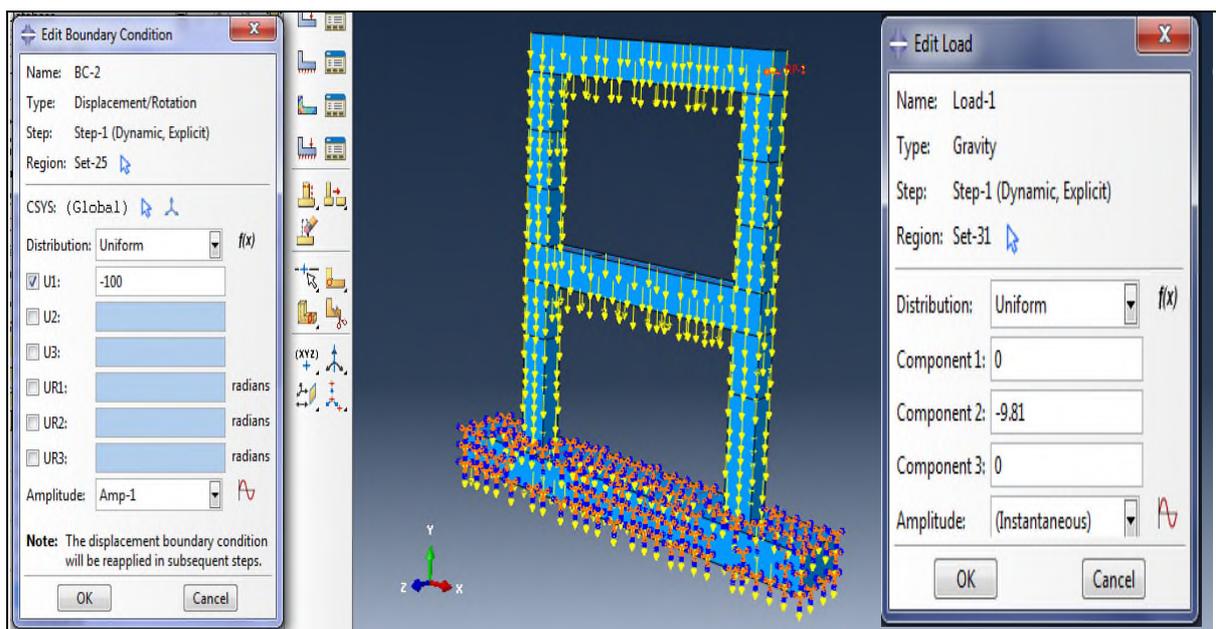


Figure III.14: Chargement du portique.

➤ Génération du maillage (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** pour l'élément. C'est une étape principale, pour aboutir à des résultats numériques cohérents.

En effet, l'art du maillage repose essentiellement sur deux critères : les éléments de maillage (par exemple, hexaédriques, cubiques, tétraédriques dans « **Mesh contrôle** ») et la complexité topologique de chaque pièce. Plus la difficulté et accrue, plus la couleur se rapproche du rouge et inversement plus le maillage sera aisé, plus la pièce se verra colorée en vert ; il est possible aussi de mailler différemment une même pièce pour mettre en exergue les surface les plus déformables.

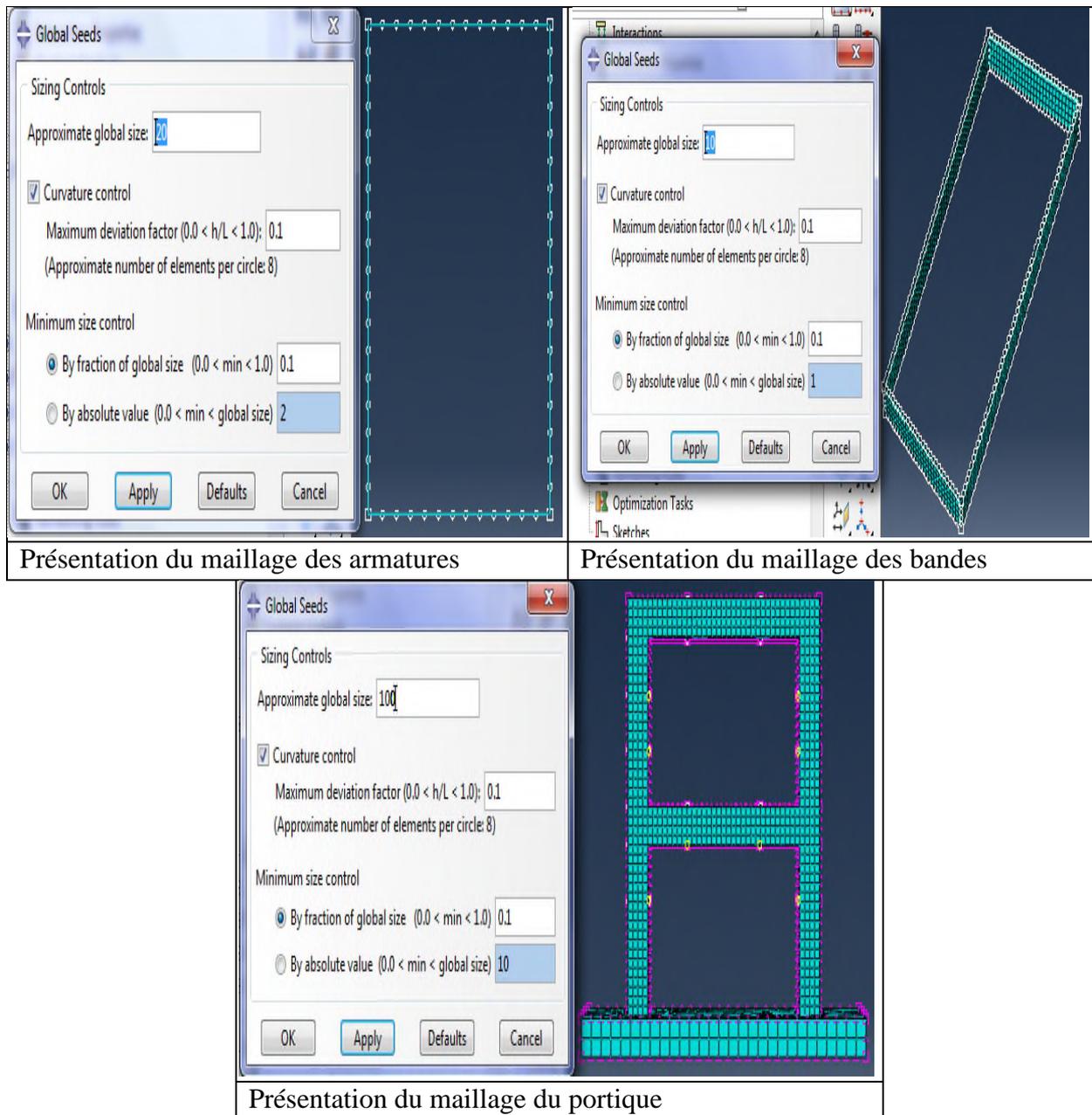


Tableau III.3 : Création du maillage.

➤ Création du fichier résultats (Module Job)

Le module « **Job** » reprend les caractéristiques de calcul dans le module « **Step** ». Après avoir définie tout le modèle à simuler (géométrie, matériaux, lois de comportements, les chargements...). On lance le calcul après la définition d'un job, en cliquant sur « **Submit** ».

➤ Visualisation des résultats (Module visualization)

L'utilisateur voit le résultat du calcul numérique dans « **Results** » : soit par la visualisation des déformations dans « **Field output** » comme les déformations, les contraintes, la vitesse ou les force ; soit par les courbes dans « **History Output** » comme l'énergie cinétique ou l'énergie totale de l'ensemble du modèle, l'énergie de dissipation ou des déformations.

On peut visualiser la forme déformé du modèle, en cliquant sur les outils :  ou .

III.4 Modélisation du comportement des matériaux

Pour trouver la réponse globale d'une structure considérée sous sollicitations extérieures, l'utilisation d'un modèle numérique prédictif s'avère être nécessaire. Dans ce contexte, des modèles éléments finis disponibles dans la littérature pour le béton, acier et les matériaux composites sont utilisés séparément sous sollicitations particulières.

III.4.1 Modèle non linéaire pour béton

La modélisation du béton est bien moins évidente et son comportement mécanique est très difficile à décrire par les logiciels utilisant la méthode des éléments finis. En effet, le développement de microfissures très rapidement obtenu en traction, génère d'énormes difficultés de convergence de ces logiciels.

Le modèle numérique utilisé dans notre simulation est « **Concrete Damaged Plasticity** » intégré dans le code des éléments finis ABAQUS. C'est un modèle couplé (plasticité, endommagement) basé sur l'endommagement en incluant les déformations irréversibles, principalement destiné à une capacité général d'analyse des structures en béton sous charge cyclique et / ou dynamique.

III.4.1.1 Loi du comportement : compression/traction :

La théorie de la plasticité est utilisée pour décrire le caractère irréversible des déformations $\boldsymbol{\varepsilon}^{pl}$. La partition de la déformation totale $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$ est effectuée en une partie élastique et une partie plastique. Les déformations élastiques $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{el}$ mettent en œuvre une énergie dite élastique réversible qui est donc restituée lors de toute décharge, tandis que les déformations plastiques $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}$ conduisent à la dissipation d'une énergie irréversible.

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{el} + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl} \dots\dots\dots V.16$$

Dans le cadre d'une théorie de petite déformation, le tenseur de déformation $\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}$ est obtenu à partir du premier gradient du champ de déplacement $\boldsymbol{u} = (u_x, u_y, u_z)$ tel que :

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{2}(\boldsymbol{u}_{ij} + \boldsymbol{u}_{ji}) \dots \dots \dots \text{IV.17}$$

La relation contrainte-déformation est définie par :

$$\boldsymbol{\sigma} = (1+d)\boldsymbol{D}_0^{el} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) = \boldsymbol{D}^{el} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) \dots \dots \dots \text{IV.18}$$

D'où \boldsymbol{D}_0^{el} la matrice de rigidité initiale (non endommagée), \boldsymbol{D}^{el} la matrice de rigidité élastique endommagée.

d est la valeur d'endommagement qui peut prendre des valeurs allant de zéros (matériau non endommagé) à un (matériau complètement endommagé) tel que :

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} \left(\frac{1}{b_t} - 1\right) + \sigma_c E_c^{-1}} \dots \dots \dots \text{IV.19}$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_c^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} \left(\frac{1}{b_t} - 1\right) + \sigma_t E_c^{-1}} \dots \dots \dots \text{IV.20}$$

Suivant les notions habituelles de la mécanique des dommages continue, la contrainte effective est définie par :

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{D}_0^{el} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) \dots \dots \dots \text{IV.21}$$

D'où $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ est le tenseur de contrainte effective. (Voir la **figure III.15**)

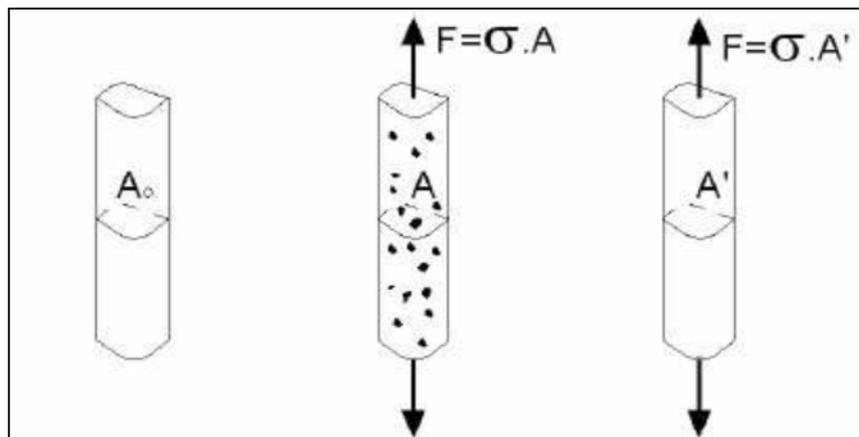


Figure III.15 : Définition de la contrainte effective d'après Murakami [73].

La contrainte de **Gauchy** est liée à la contrainte effective à travers la relation de dégradation scalaire :

$$\boldsymbol{\sigma} = (1+d)\bar{\boldsymbol{\sigma}} \dots \dots \dots \text{IV.22}$$

On élasticité unidimensionnelle la contrainte s'écrit comme suit :

$$\boldsymbol{\sigma} = E(1+d)\boldsymbol{\varepsilon} \dots \dots \dots \text{IV.23}$$

D’où le facteur $(I+d)$ représente le rapport de la surface effective à la surface de coupe totale (c’est-à-dire la surface totale moins la surface endommagée).

Les états endommagés en traction et en compression sont caractérisés indépendamment par deux variables de durcissement $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ et $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$, sont appelées déformations plastiques équivalentes en traction et en compression respectivement. L’évolution de ces variables est donnée par :

$$\tilde{\epsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\epsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\epsilon}_c^{pl} \end{bmatrix}; \quad \dot{\tilde{\epsilon}}^{pl} = \mathbf{h}(\sigma, \tilde{\epsilon}^{pl}) \cdot \dot{\epsilon}^{pl} \dots \dots \dots \text{IV.24}$$

L’écoulement plastique est gouverné par un potentiel d’écoulement G selon la règle d’écoulement :

$$\dot{\tilde{\epsilon}}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \dots \dots \dots \text{IV.25}$$

D’où $\dot{\lambda}$ est le multiplicateur de plastique non négatif.

➤ **La dégradation des rigidités et des dommages :**

Les équations d’évolution des variables de durcissement $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ et $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ sont convenablement formulées en considérant d’abord les conditions de charge uni-axial.

➤ **Condition uni-axial compression / traction**

Comme le montre la **figure III.16**, lorsque l’échantillon de béton est déchargé en un point quelconque de la branche d’assouplissement des courbes de contrainte déformation ;

- La repense de déchargement est affaiblie.
- La rigidité élastique du matériau semble être endommagée ou dégradé.
- Les fissures se propagent dans une direction transversale à la direction des contraintes.

La dégradation de la rigidité élastique est significativement différente entre les tests de traction et de compression. Dans les deux cas, l’effet est plus remarqué que la déformation plastique augmente.

On suppose que les courbes contrainte-déformation uni-axial peuvent être converties en courbes contrainte/ déformation de la forme suivante :

$$\sigma_t = \sigma_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl}, \dot{\tilde{\epsilon}}_t^{pl}, \theta, \mathbf{f}i) \Rightarrow \tilde{\epsilon}_t^{pl} = \int_0^t \dot{\tilde{\epsilon}}_t^{pl} dt \dots \dots \dots \text{IV.26}$$

$$\sigma_c = \sigma_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}, \dot{\tilde{\epsilon}}_c^{pl}, \theta, \mathbf{f}i) \Rightarrow \tilde{\epsilon}_c^{pl} = \int_0^c \dot{\tilde{\epsilon}}_c^{pl} dt \dots \dots \dots \text{IV.27}$$

D’où les indice **t** et **c** font référence à la traction et à la compression respectivement. $\dot{\tilde{\epsilon}}_t^{pl}$ et $\dot{\tilde{\epsilon}}_c^{pl}$ sont les taux de déformation plastique équivalentes, θ température, $\mathbf{f}i$, ($i = 1, 2, \dots$) sont d’autre variables de champ prédéfinies.

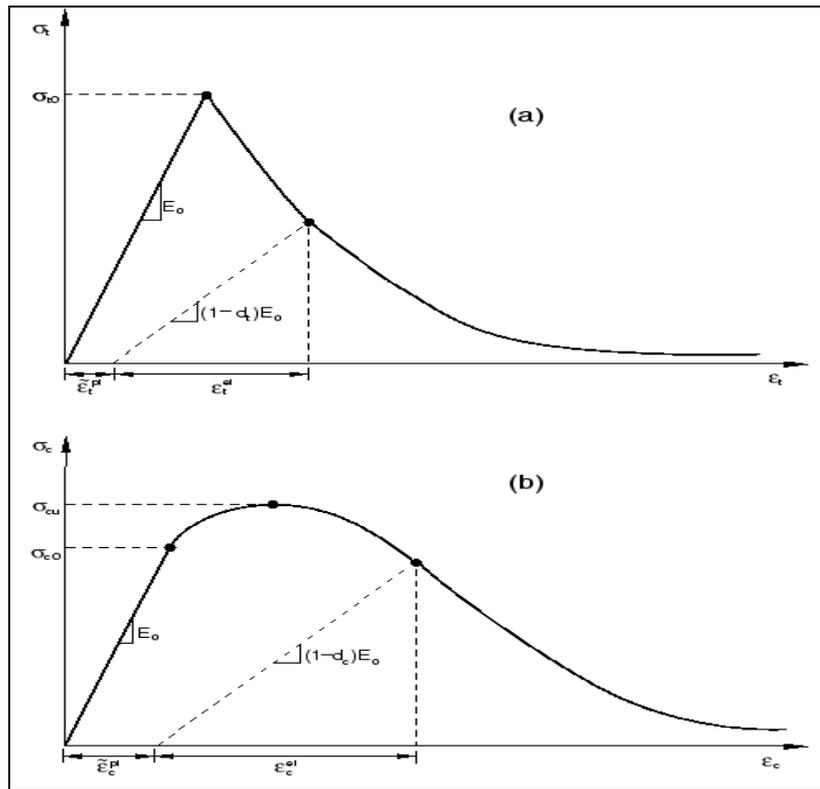


Figure III.16 : Repense du modèle ; a) à la traction simple. b) à la compression simple [72].

Les taux de déformation plastique équivalentes est déterminés par :

$$\tilde{\epsilon}_t^{pl} = \dot{\epsilon}_{11}^{pl} \quad \text{Uni-axial traction} \dots \dots \dots \text{IV.28}$$

$$\tilde{\epsilon}_c^{pl} = - \dot{\epsilon}_{11}^{pl} \quad \text{Uni-axial compression} \dots \dots \dots \text{IV.29}$$

La réponse dégradée du béton est caractérisée par deux variables de dommage uni-axiales indépendantes d_t et d_c , supposées être en fonction de déformation plastique:

$$d_t = d_t (\tilde{\epsilon}_t^{pl}, \theta, f_i), \quad 0 \leq d_t \leq 1 \dots \dots \dots \text{IV.30}$$

$$d_c = d_c (\tilde{\epsilon}_c^{pl}, \theta, f_i), \quad 0 \leq d_c \leq 1 \dots \dots \dots \text{IV.31}$$

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

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \dots \dots \dots \text{IV.32}$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \dots \dots \dots \text{IV.33}$$

Lors des fissures, la surface disponible pour supporter la charge se réduit, ce qui entraîne une augmentation de la contrainte effective de traction $\bar{\sigma}_t$ et de compression $\bar{\sigma}_c$ tel que :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \dots \dots \dots \text{IV.34}$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \dots \dots \dots \text{IV.35}$$

➤ **Condition cyclique uni-axial**

Dans des conditions de chargement cyclique uni-axial, les mécanismes de dégradation sont assez complexes, impliquant l'ouverture et la fermeture de microfissures formées précédemment, ainsi que leur interaction.

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

$$E = (1 - d) E_0 \dots \dots \dots \text{IV.36}$$

Où E_0 est le module initial (non endommagé) du matériau.

Pour les conditions cyclique uni-axial, la dégradation de la rigidité (d) est en fonction, de l'état de contraintes et des deux variables d'endommagement uni axial d_t et d_c , ABAQUS suppose que : $0 \leq S_t, S_c \leq 1$

$$(1 - d) = (1 - S_t d_c) (1 - S_c d_t) \dots \dots \dots \text{IV.37}$$

D'où S_t et S_c sont des fonctions de l'état de contrainte qui sont introduites pour représenter les effets de récupération de rigidité associés aux inversions de contrainte ils sont définis par :

$$\begin{aligned} S_t &= 1 - w_t r^*(\sigma_{11}); & 0 \leq w_t \leq 1 & \dots \dots \dots \text{IV.38} \\ S_c &= 1 - w_c (1 - r^*(\sigma_{11})); & 0 \leq w_c \leq 1 & \end{aligned}$$

$$\text{Où } r^*(\sigma_{11}) = H(\sigma_{11}) = \begin{pmatrix} 1 & \text{si } \sigma_{11} \succ 0 \\ 0 & \text{si } \sigma_{11} \prec 0 \end{pmatrix} \dots \dots \dots \text{IV.39}$$

W_t et W_c sont les deux paramètres qui permettent de contrôle la récupération de la rigidité à la traction et à la compression. Supposons qu'il n'y avait pas de dommages antérieurs à la compression (écrasement) dans le matériau, donc on a : $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ et $d_c = 0$

$$(1 - d) = (1 - S_c d_t) = (1 - (1 - w_c (1 - r^*)) d_t) \dots \dots \dots \text{IV.40}$$

$$\left\{ \begin{aligned} &\text{Dans la traction } \bar{\sigma} > 0, r^*=1 \text{ par conséquent } d = d_t \\ &\dots \dots \dots \text{IV.41} \\ &\text{Dans la compression } \bar{\sigma} < 0, r^*=0 \text{ et } d = (1 - w_c) d_t \end{aligned} \right.$$

III.4.1.2 Identification des paramètres du modèle.

Les paramètres principaux à définir soigneusement sont : la loi contrainte-déformation (puisque cette dernière permet de calculer les valeurs d'écroutissage) qui offrent à l'algorithme du modèle une bonne capacité de convergence [74]. Les paramètres du modèle numérique du béton utilisé dans notre étude numérique sont représentés dans les tableaux suivants :

Paramètres		Dénotation
Notations	Valeur	
f_{c28} (Mpa)	25	Contrainte en compression
$f_{c0} = 0.3f_{c28}$ (Mpa)	7.5	Contrainte élastique en compression
ε_{c1} (‰)	2.2	Déformation au pic en compression
$f_{t0} = 0.6 + 0.06f_c$ (Mpa)	2.1	Contrainte maximale en traction
ε_{tm} (‰)	1.2	Déformation correspondante à f_{t0}
$E = 11000(f_c)^{1/3}$ (Mpa)	32164.19	Module de Young instantané
ν	0.19	Coefficient de poisson

Tableau III.5 : Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton.

Compression			Traction		
σ_c (Mpa)	ε_p (‰)	d_c	σ_t (Mpa)	ε_p (‰)	d_t
14.25	0.000	0.000	2.100	0.0000	0.000
19.42	0.0025	0.3352	0.4555	0.0067	0.4744
07.64	0.0043	0.5569	0.1445	0.0015	0.7317
02.16	0.0069	0.7158	0.0509	0.0026	0.8465
00.98	0.0123	0.8412	0.0151	0.0031	0.9207

Tableau III.6: Valeur contraintes-déformations plastique et d'endommagement à la compression et à la traction du béton.

III.4.2 Modélisation de l'acier

L'acier a un comportement élasto-plastique avec écroutissage en compression et en traction (les deux courbes contrainte-déformation traction et compression sont identique).

Les paramètres du modèle numérique du l'acier utilisé dans notre étude numérique sont le module d'Young $E = 210000$ MPa, coefficient du poison $\nu = 0.3$ et une contrainte limite de la rupture de **500 MPa**.

III.4.3 Modélisation des Composites

Les matériaux composites ont un comportement particulier, ceci est dû essentiellement à deux facteurs : le premier résulte de son comportement anisotrope dans les couches élémentaires et le deuxième facteur dérive de la stratification qui consiste en l'empilement de plusieurs couches. Le but de cette section est de présenter le comportement élastique des matériaux orthotropes utilisés dans la nouvelle conception proposée.

Les paramètres du modèle numérique des bandes PRFV utilisé dans notre étude numérique sont représentés dans le **Tableau III.7**:

FIBRE DE VERRE							
densité	2,02E-06 (Kg/m ³)						
élastique	E1(MPA)	E2(MPA)	ν	G12 (MPA)	G13 (MPA)	G23(MPA)	
	72000	13600	0,31	4700	4700	1380	
fail stress	Xt (MPA)	Xc(MPA)	Yt(MPA)	Yc (MPA)	S (MPA)	temp	limit
	1400	910	35	110	70	0	0

Tableau III.7 : Paramètres utilisés pour définir le comportement des bandes PRFV.

III.5 Modèles et variantes de l'étude

Dans le but d'optimiser les paramètres des bandes composites dans le renforcement d'un portique en béton armé suivant les bielles de rupture dans les zones critiques (zones nodales, les bases des poteaux), on s'est proposé de réaliser une étude sur des portiques à un seul niveau, afin de minimiser le temps de calcul. Cette étude paramétrique est reliée à la variation de chacun de ces derniers, à savoir : l'angle d'inclinaison des bandes et leurs espacements.

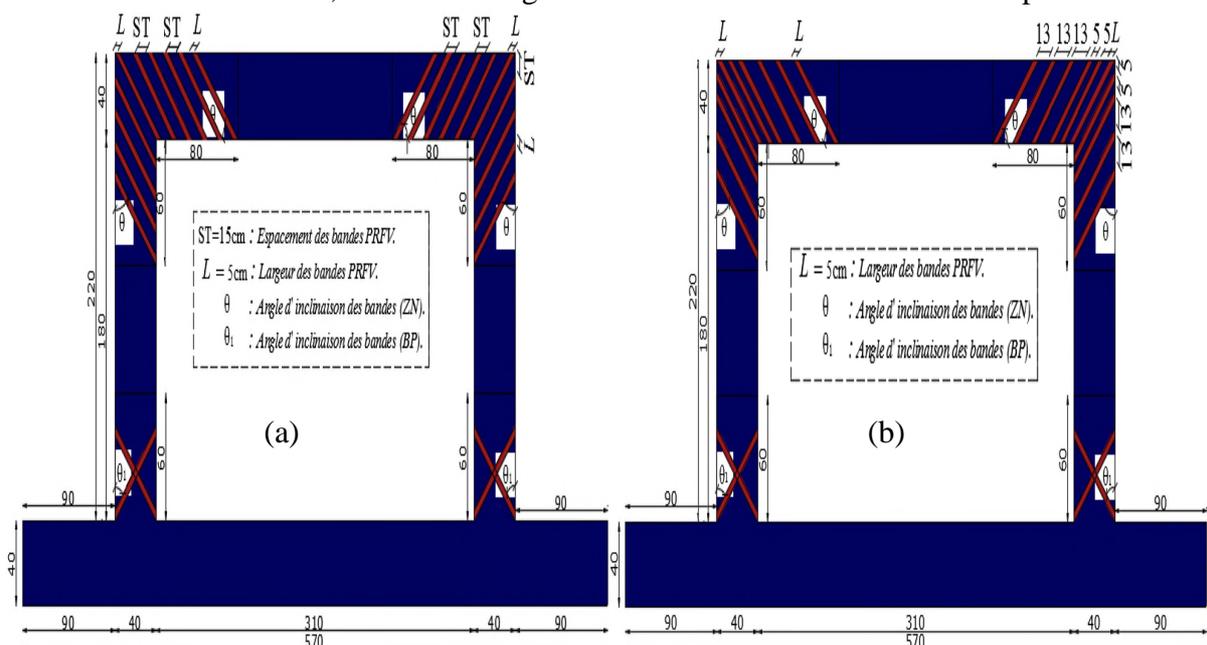


Figure III.18 : Configuration pour les différentes variantes d'études. (a) Variations d'angles ; (b) variations d'espacements.

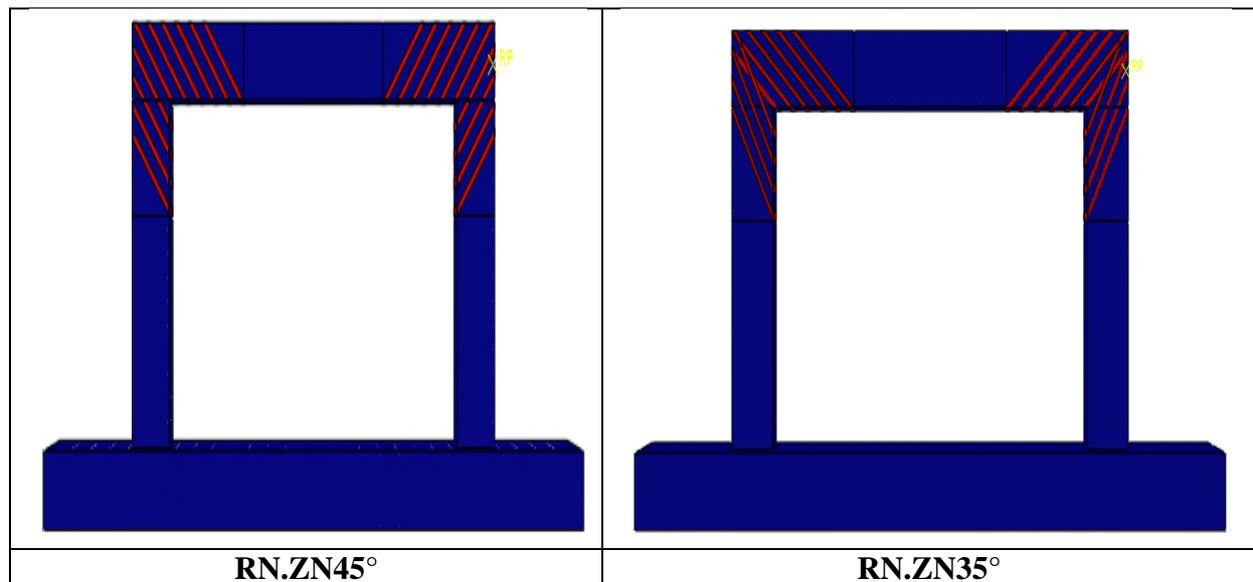


Tableau III.8: Configuration pour les variations de l'angle des bandes dans la zone nodale.

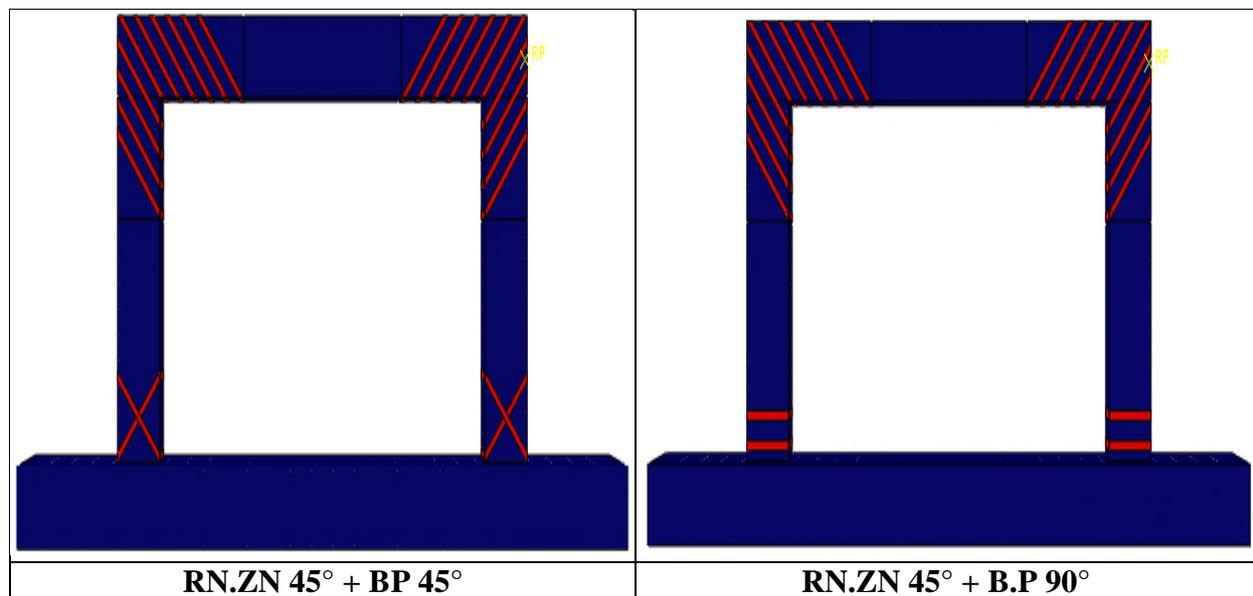


Tableau III.9: Configuration pour les variations de l'angle des bandes dans la zone nodale avec la base des poteaux.

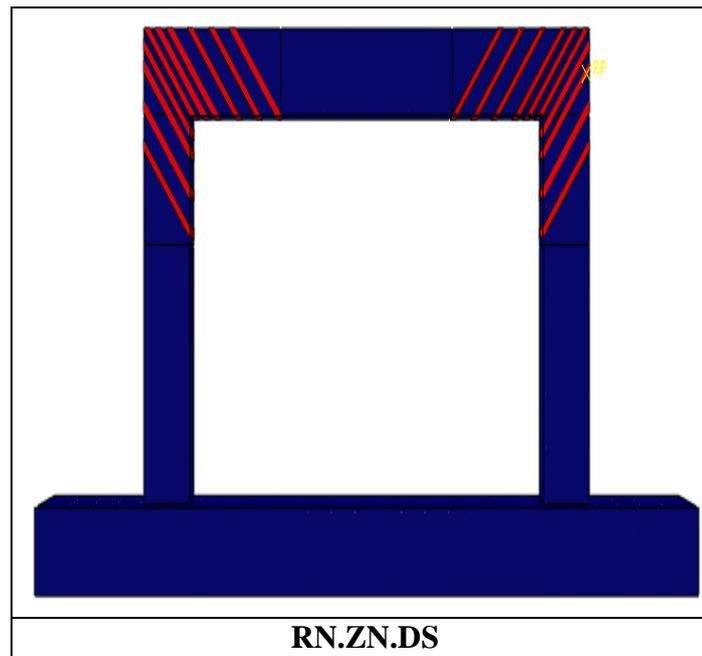


Tableau III.10 : Configuration pour les variations de l'espacement des bandes.

Variantes	Signification
RN.ZN45°	Renforcement zone nodale avec angle d'inclinaison 45° des bandes.
RN.ZN 45° + BP 45°	Renforcement zone nodale 45° + base des poteaux 45° .
RN.ZN.DS	Renforcement avec des espacements resserrés au voisinage du nœud (5cm au voisinage du nœud, et 13 cm au long des poutres et poteaux)

Tableau III.11 : Significations et descriptions des variantes.

III.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté le code de calcul ABAQUS, en résumant les actions principales à effectuer pour créer nos modèles. Il nous a permis de simuler le comportement non linéaire d'un portique en béton armé renforcé par des bandes composites en **PRFV** sous chargement horizontal (sismique).

Les matériaux constitutifs sont modélisés à travers des modèles numériques intégrés dans le code **ABAQUS** à savoir : Un modèle élasto-plastique pour le béton permettant d'évaluer la réponse ultime et de représenter l'évolution des endommagements pour définir le mode de rupture des spécimens considérés ; Un modèle élasto-plastique pour l'acier et un modèle élastique orthotrope pour les composites.

Chapitre IV

Résultats, analyses et discussions

IV.1 Introduction

A travers ce chapitre nous allons présenter et interpréter les résultats obtenus à l'issue des simulations numériques menées sur le comportement mécanique des portiques en béton armé renforcés par des bandes composites **PRFV**. Une étude numérique validée par des travaux disponible dans la littérature est réalisée en utilisant le code ABAQUS. Les résultats de la simulation en termes de comportement global et local sont présentés et discutés, sous forme de graphiques force-déplacement et de cartographies. Les gains en termes de résistance sont aussi quantifiés par la confrontation des courbes de capacité, ceci nous permet de mettre en valeur l'apport de l'approche proposée.

IV.2 Optimisation des paramètres du renforcement

Afin de réaliser une optimisation des paramètres des bandes composites, un portique à un niveau avec les mêmes caractéristiques que le portique à deux niveaux expérimenté par **Vecchio [47]**. La meilleure variante issue de cette étude est ensuite utilisée pour renforcer le portique à deux niveaux.

IV.2.1 Variation de l'angle d'inclinaison de la bande

Cette partie consiste à réaliser une étude paramétrique sur la variation des angles d'inclinaison des bandes **PRFV** placées diagonalement dans les zones critiques avec un espacement constant de **10 cm**.

IV.2.1.1 Portique renforcé dans la zone nodale

- Confrontation des courbes (F-U)

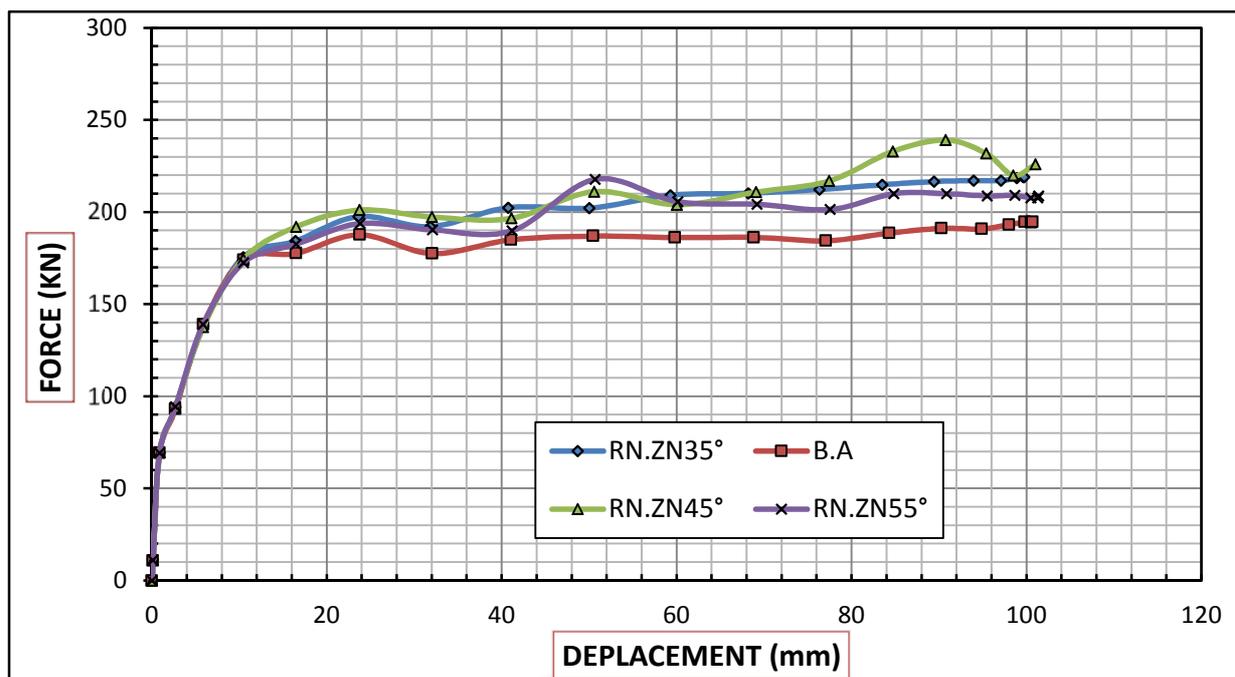


Figure IV.1 : Confrontation des courbes (F-U); variation d'angle dans la zone nodale.

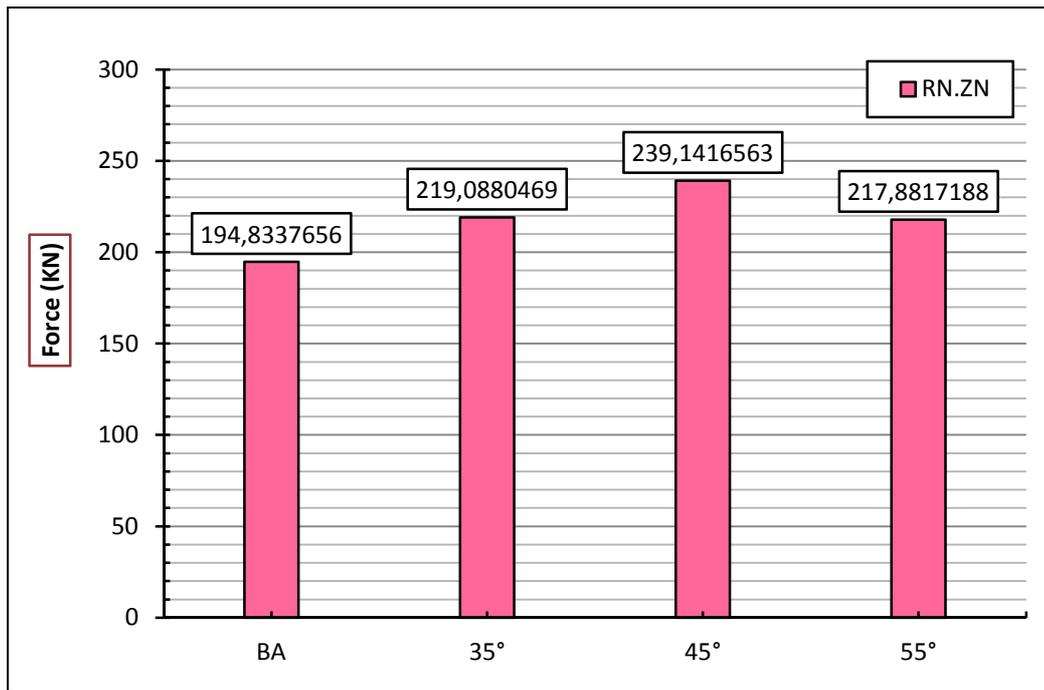


Figure IV.2 : Histogramme des forces : variation d’angle (zone nodale).

L'analyse des résultats en termes de courbe force-déplacement (la figure IV.1, la figure IV.2 et le tableau IV.1) montre clairement l'amélioration en termes de résistance des portiques renforcés par des bandes PRFV comparativement au portique de référence en béton armé, qui représente une résistance de **194,83 KN**. Le portique renforcé par des bandes inclinées d’un angle de **45°** présente une résistance maximale de **239,14 KN** avec un apport (gain de résistance) de **22,74 %**. Par contre le modèle de **35°**, atteint une résistance de **219,08 KN** avec un apport de **12,448 %**. Le portique renforcé avec des bandes inclinées de **55°** présente une valeur de résistance minimale par rapport aux bandes de **45°** et **35°** qui est de **217,88 KN** et de rapport de **11,83**. Ces différents apports sont quantifiés comme suit :

$$\text{L'apport} = ((\text{Capacité du portique renforcé} / \text{Capacité du portique en B.A}) - 1) * 100.$$

La comparaison des résultats de cette série montre que la variation d’angle d’inclinaison des bandes PRFV placés suivant les bielles de rupture de la zone nodale à un effet considérable sur la résistance du portique en béton armé renforcé. En effet, la meilleure configuration est donnée par un angle d’inclinaison de **45°**.

ANGLE	B,A	35°	45°	55°
RESISTANCE (KN)	194,8337	219,0880	239,1416	217,8817
Apport %		12,448	22,74	11,83

Tableau IV.1 : Résultats de l’optimisation du renforcement de la zone nodale en termes d’apport de capacité : variation de l’angle d’inclinaison des bandes.

- Cartographie des endommagements

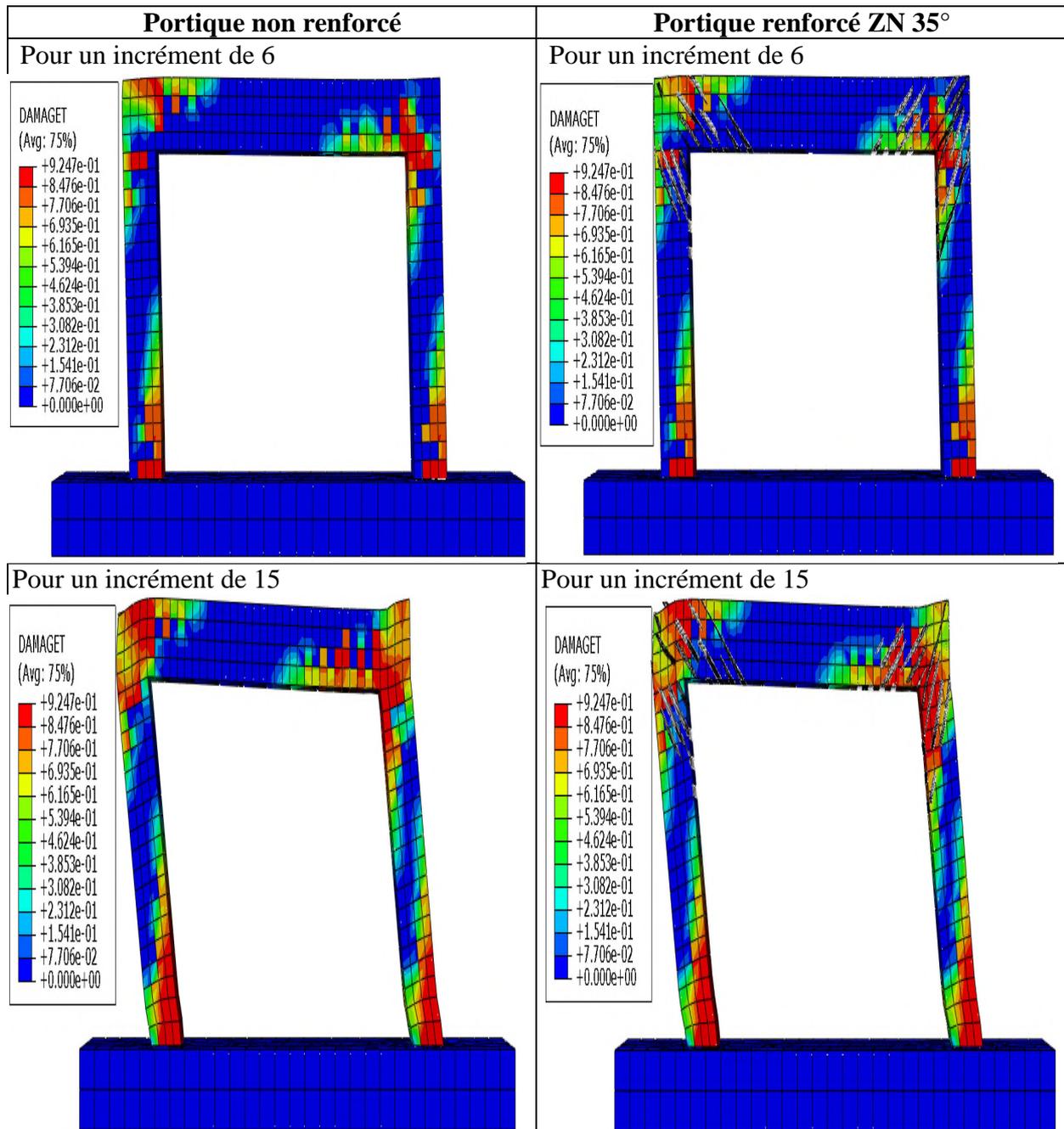


Figure IV.3 : Evolution des dommages en traction des bandes dans les zones nodales : variation des angles.

La Figure IV.3 illustre l'état d'endommagement en traction du portique en béton armé à un niveau témoin et renforcé par des bandes PRFV dans la zone nodale. Sous le même taux de chargement et une variation d'angle des bandes (35°, 45°, 55°), le portique témoin connaît un endommagement plus important qui se propage sur la zone nodale et les pieds des poteaux comparativement aux portiques renforcés.

Nous constatons que la variation d'angle des bandes PRFV dans la zone nodale est accompagnée par une diminution des dommages, ceci peut être expliqué, par l'augmentation de la résistance du portique en béton armé à un niveau renforcé.

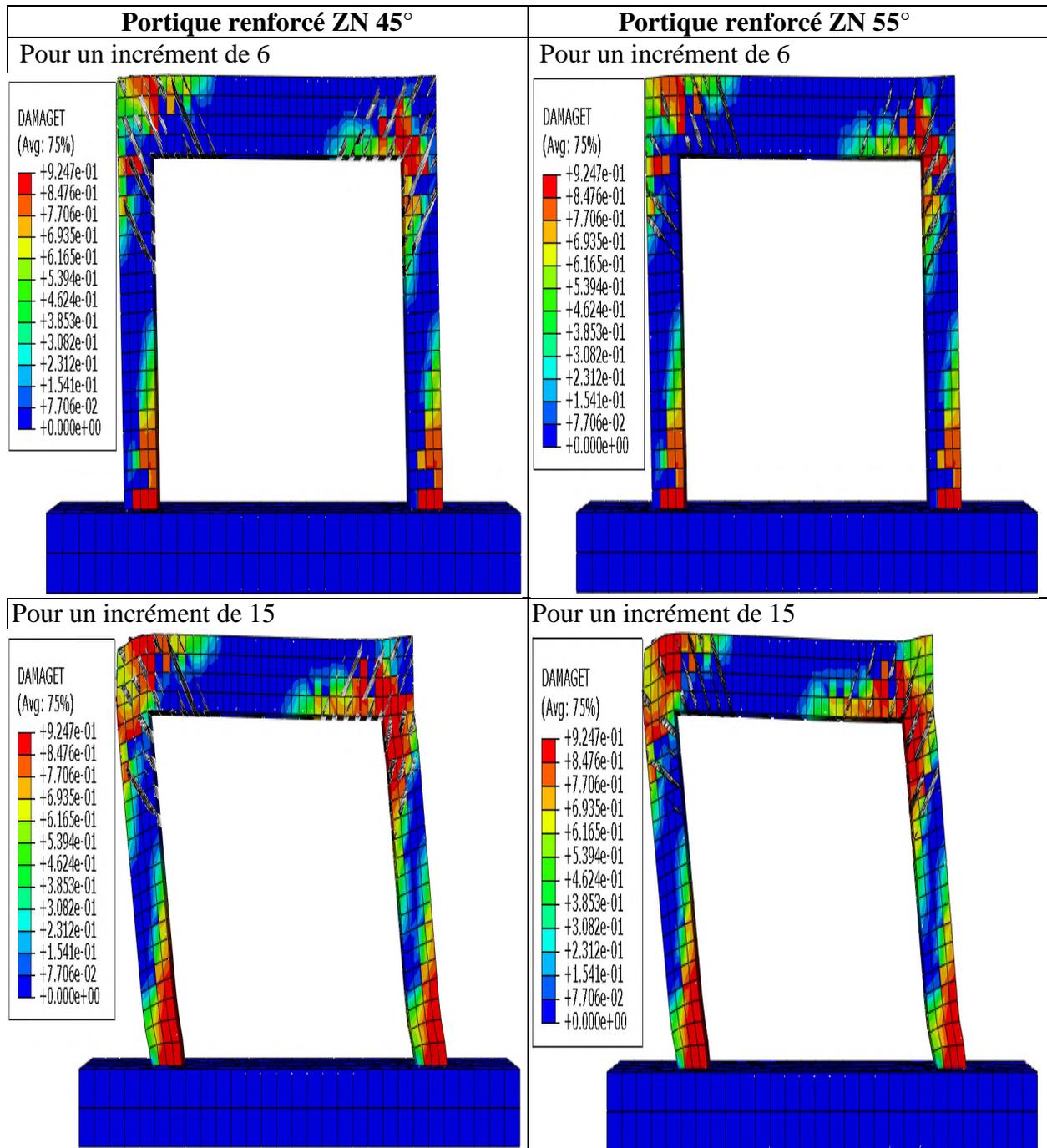


Figure IV.3 (Suite) : Evolution des dommages en traction des bandes dans les zones nodales : variation des angles.

La figure IV.4 indique l'ordre d'apparition des dommages pour un portique en béton armé à un niveau. On constate que les deux premières rotules apparaissent dans les pieds des poteaux, puis sur le premier niveau. Ceci confirme que cette zone est considérée comme

critique vis-à-vis des efforts sismique, par conséquent, on se propose de renforcer la zone nodale et la base des poteaux, avec les techniques de renforcement proposée.

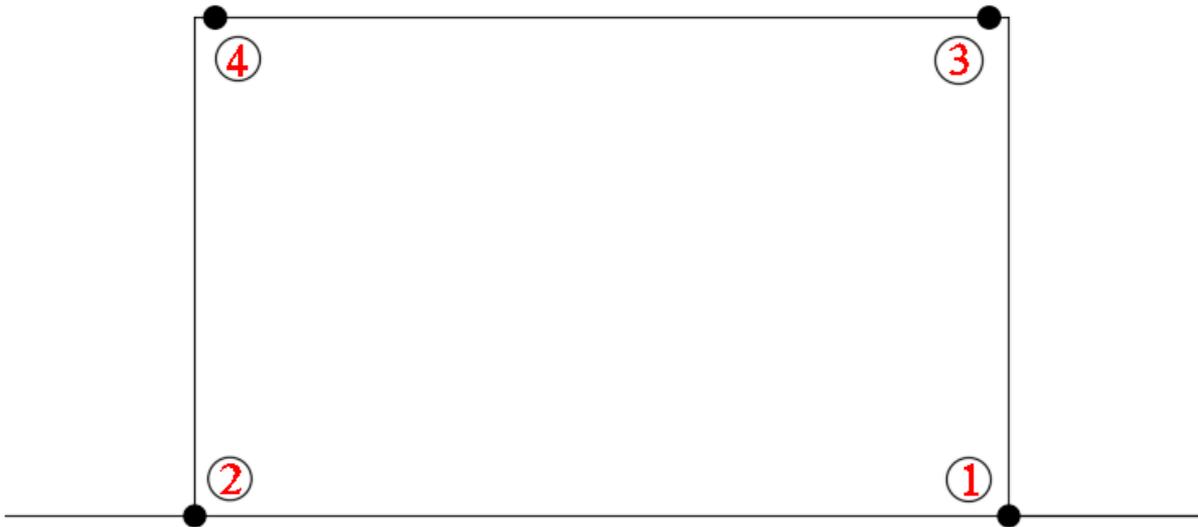


Figure IV.4 ; Ordre d'apparition des dommages du portique un niveau.

- Confrontation des courbes forces-dommages en traction

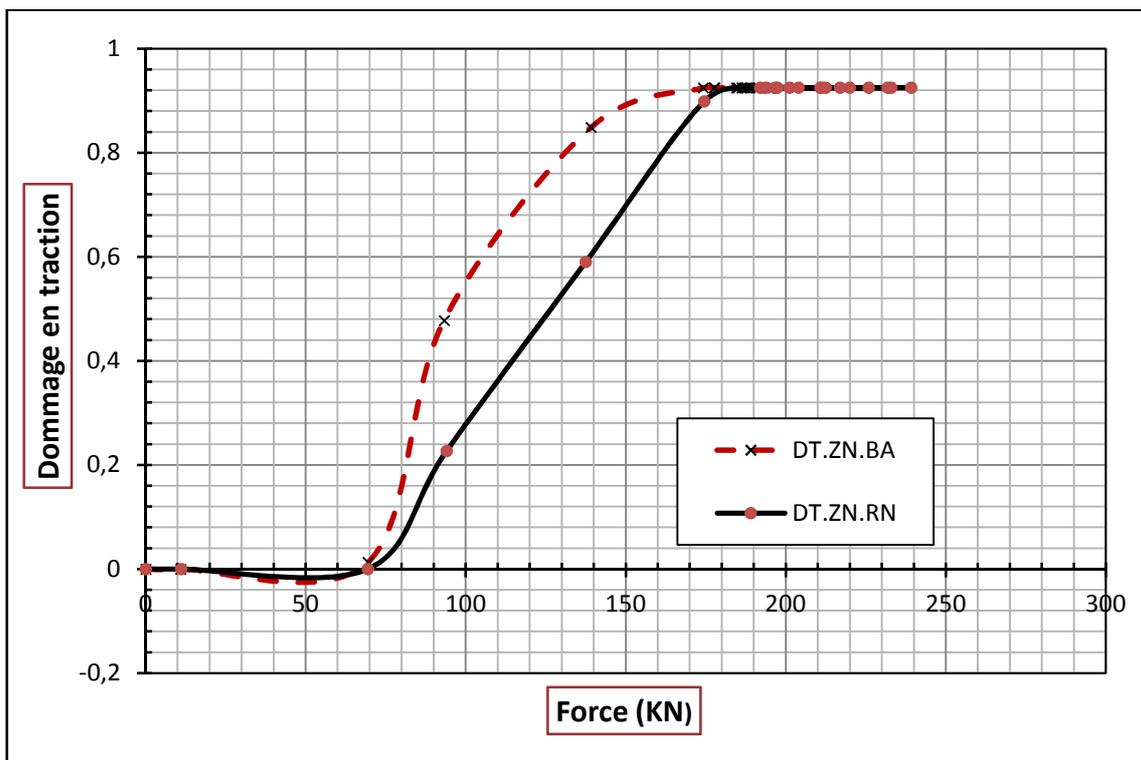


Figure IV.5 : Confrontation des courbes forces-dommages en traction dans la zone nodale ; avec des bandes incliné de 45°.

Les variables de l'endommagement en traction prennent des valeurs allant de 0 (les portiques sont dans un état non fissuré) jusqu'à 1 (la rupture finale de l'élément).

Selon la courbe de la variation des dommages en fonction de la force (**Figure IV.5**), L'apparition des fissures de traction sur un même nœud choisis sur la zone nodale du portique de référence correspond à un chargement extérieur de **69.42 KN**, tandis que cette dernière apparaisse pour une charge de **70.42 KN** pour le portique renforcé avec une bande inclinée de **45°**, La valeur d'endommagement critique en traction est atteinte pour une charge de **174.145 KN** pour le portique de référence, cependant celle de portique renforcé est atteinte pour un chargement de **192.05 KN**.

Pour des fines de comparaison, pour une même charge sismique de **100 KN** par exemple, le portique en béton armé non renforcé est à **55%** endommagé, or que celui renforcé avec des bandes inclinées de **45°** est endommagé de **28%**.

IV.2.1.2 Renforcement de la zone nodale et bases des poteaux

Après avoir optimisé et tirer la meilleure configuration de l'angle d'inclinaison de la bande dans la zone nodale, dans cette partie nous allons réaliser une étude paramétrique sur la variation des angles d'inclinaison des bandes **PRFV** placées diagonalement dans les bases des poteaux. Ainsi le renforcement est assurés en zone nodale (angle de **45°**), et en base des poteaux avec les variantes d'angle suivantes : **35°**, **45°**, **55°** et **90°**.

- **Confrontation des courbes (F-U)**

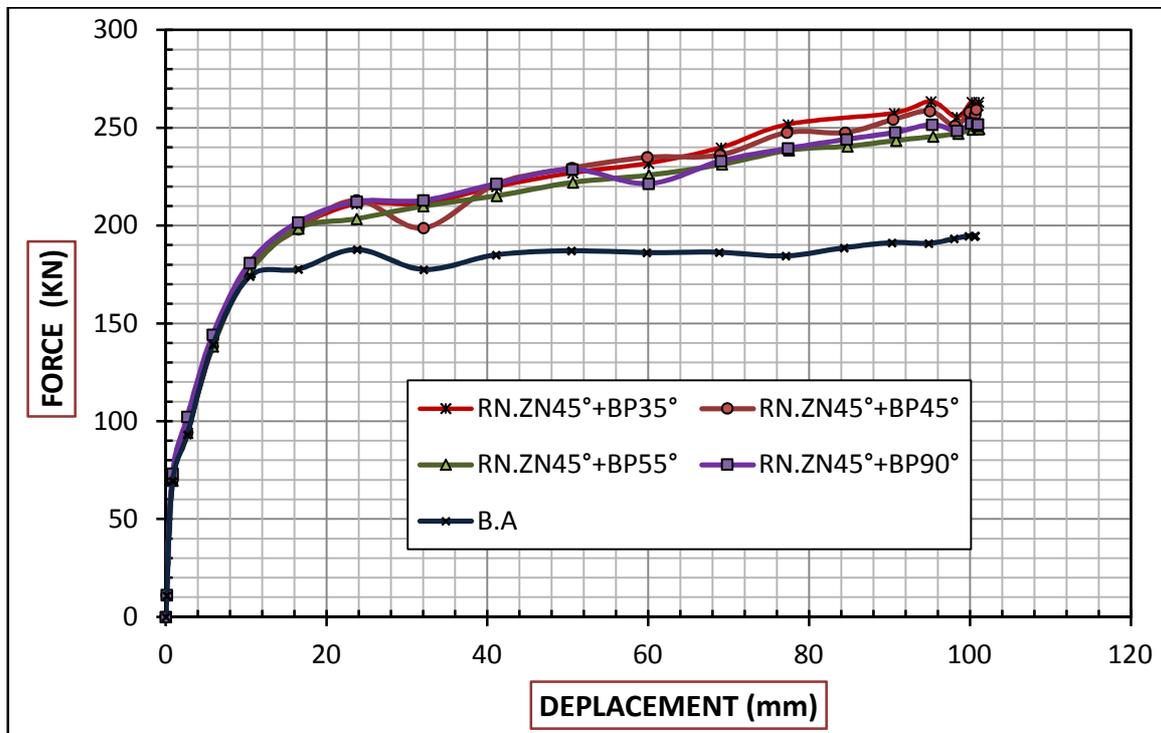


Figure IV.6 : Confrontation des courbes (F-U); variation d'angle (base des poteaux).

Les résultats numériques ont montré une augmentation de résistance des portiques renforcés dans les 02 zones critiques (zone nodale et base des poteaux) comparativement aux

portiques renforcés uniquement en zone nodale, et à ceux de référence en béton armé non renforcé.

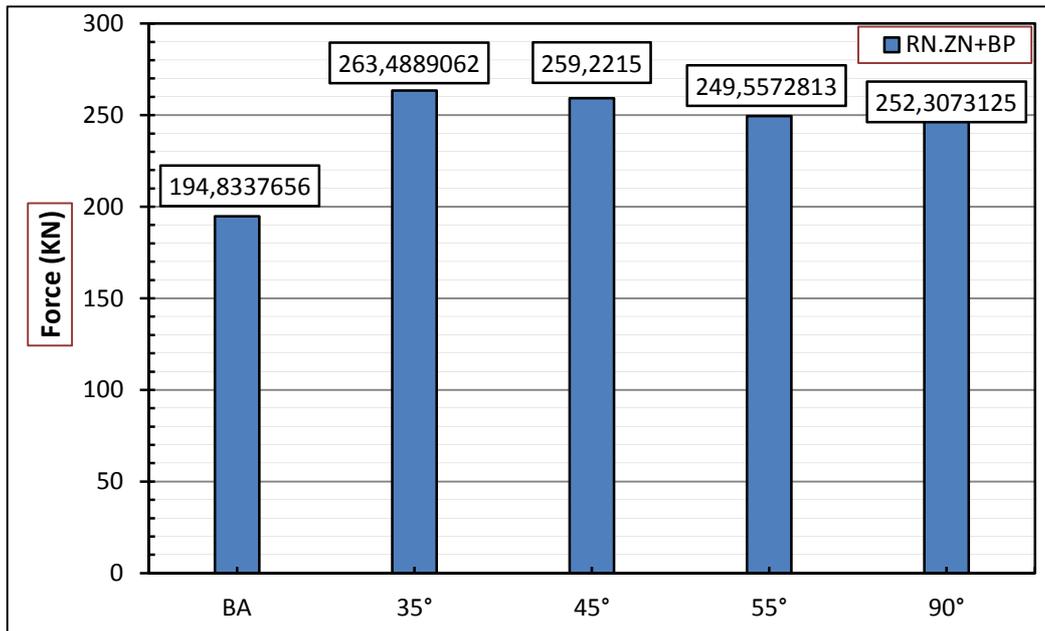


Figure IV.7 Histogramme des forces : variation d'angle (base des poteaux).

ANGLE	35°	45°	55°	90°
RESISTANCE (KN)	263,4889	259,2215	249,5572	252,3073
Apport %	35,237	33,047	28,087	29,498

Tableau IV.2 : Résultats de l'optimisation du renforcement en termes d'apport de capacité : variation de l'angle d'inclinaison des bandes en base des poteaux.

D'après la comparaison entre la résistance du portique en béton armé qui est de **194,83 KN** et celle du portique renforcé en zone nodale et base des poteaux (**RN.ZN45°+BP35°**) qui est de **263,48 KN** on voit que l'apport en résistance augmente jusqu'à **35,237%**.

Le spécimen **RN.ZN45°+BP45°** représente une résistance de **259,22 KN** voir un apport de **33,047%** ; le spécimen **RN.ZN45°+BP90°** avec une résistance de **252,30 KN** et un apport de **29,498%**.

La résistance minimale est obtenue au spécimen **RN.ZN45°+BP55°** qui est de **249,5572 KN** et un apport de **28,087%**.

La comparaison des résultats de cette série montre que la variation d'angle d'inclinaison des bandes **PRFV** placés suivant les bielles de rupture de la base du poteaux à un effet considérable sur la résistance des portiques en béton armé renforcés. En effet, la meilleure configuration est donnée par un angle d'inclinaison de **35°**.

- Cartographie des endommagements

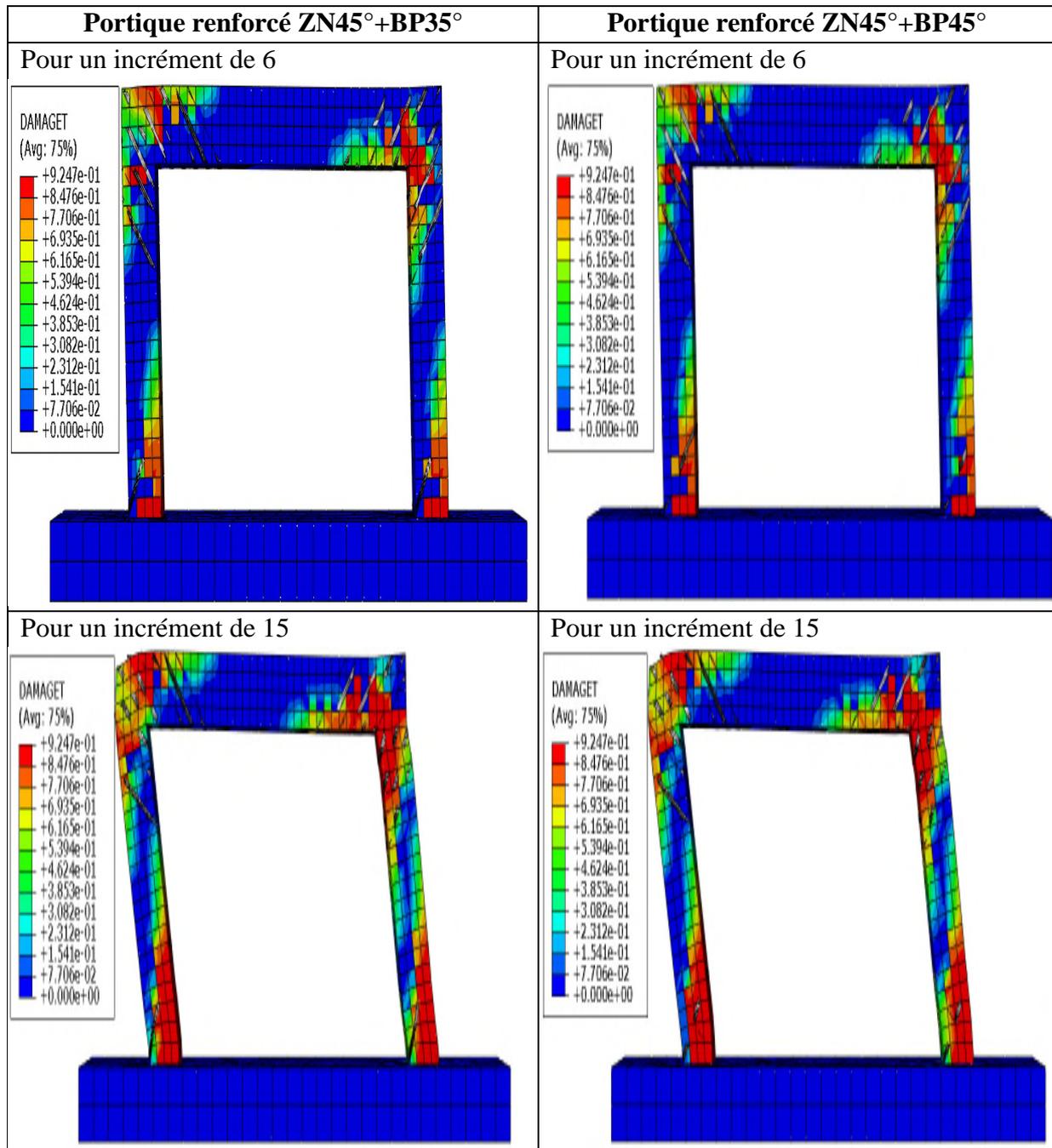


Figure IV.8 : Evolution des dommages en traction des bandes dans les pieds des poteaux :
Variation des angles

La **Figure IV.8** explique l'état d'endommagement en traction du portique en béton armé à un niveau renforcé par des bandes **PRFV** dans la base des poteaux (renforcement de la zone nodale avec des bandes de 45°). Sous le même taux de chargement et une variation d'angle des bandes (35°, 45°, 55°, 90°) dans les pieds des poteaux, le portique témoin connaît un

endommagement qui se propage sur les pieds des poteaux comparativement aux portiques renforcés.

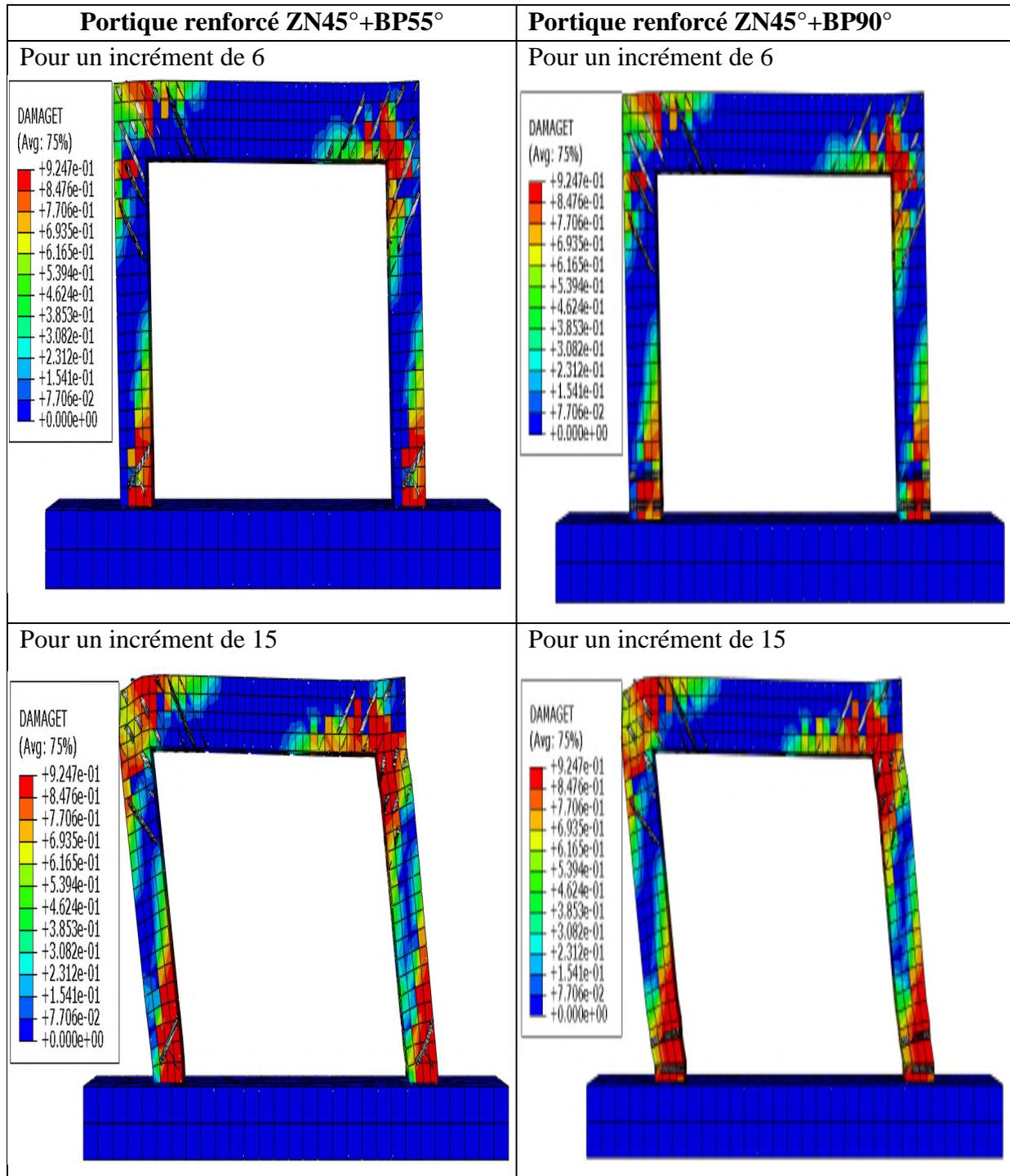


Figure IV.8 (Suite) : Evolution des dommages en traction : variation des angles des bandes dans la base des poteaux.

Nous constatons que la variation d'angle des bandes **PRFV** dans la base des poteaux est accompagnée par une variation proportionnelle des dommages, ceci explique l'augmentation

de résistance du portique en béton armé à un niveau renforcé dans la base des poteaux par rapport au portique renforcé dans la zone nodale.

- **Confrontation des courbes forces-dommages en traction**

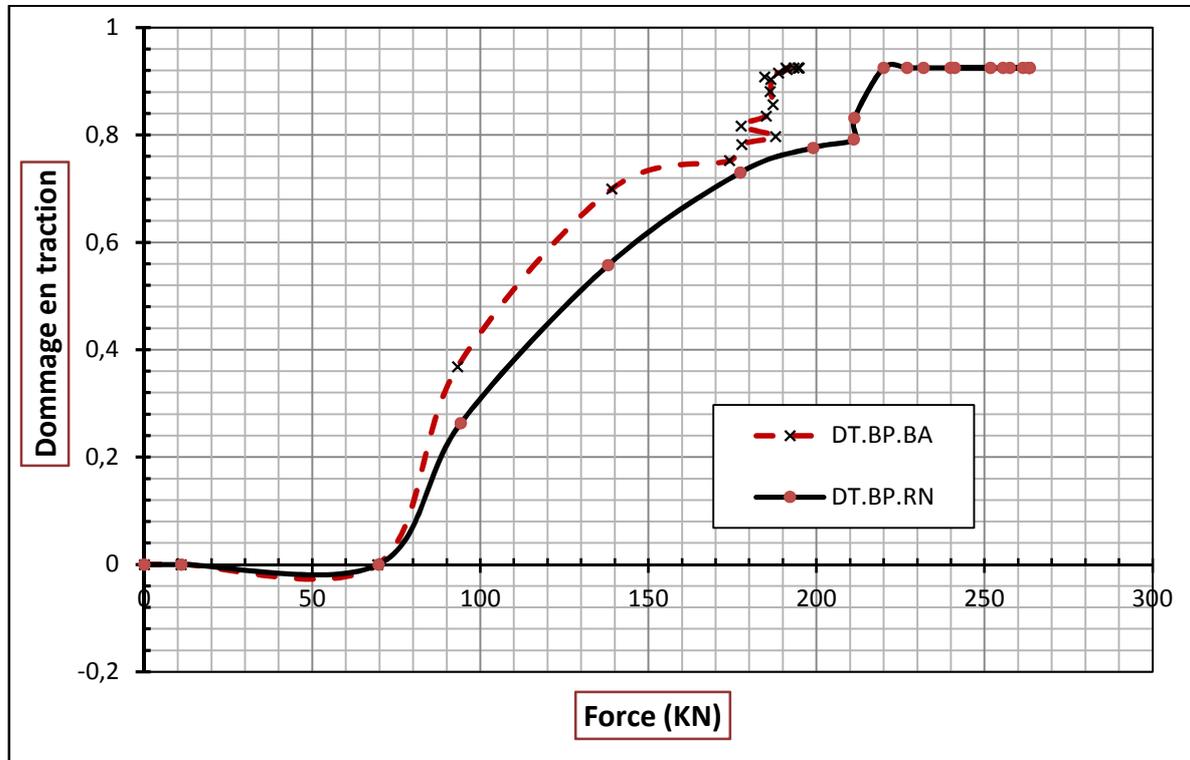


Figure IV.9 : Confrontation des courbes forces-dommages en traction; variation d'angles dans la base des poteaux (35°).

Selon la **figure IV.9**, l'apparition des fissures de traction sur un nœud choisis pour la base des poteaux du portique de référence correspond à un chargement extérieur de **93.18 KN**, tandis que cette dernière apparaisse pour une charge de **94.14 KN** pour le portique renforcé en base du poteau **PRFV**.

La valeur d'endommagement critique en traction est atteinte pour une charge de **190.91 KN** pour le portique de référence, cependant celle de portique renforcé est atteinte pour un chargement de **219.96KN**.

Pour une même charge sismique de **100 KN** par exemple, le portique en béton armé non renforcé est à **44%** endommagé, or que celui renforcé est à seulement **32%** endommagé.

IV.2.2 Variation de l'espacement des bandes

Pour étudier l'effet de la variation des espacements des bandes **PRFV** dans la zone nodale, nous avons gardé les meilleures configurations de l'angle d'inclinaison. A cet effet, on se propose de modéliser un portique à un niveau renforcé comme suit :

- Renforcement de la zone nodale avec des bandes inclinées à **45°** .

- Renforcement de la base des poteaux avec des bandes inclinées à 35° .
- Resserrer les espacements au niveau de l'intersection poteau-poutre (nœud) : (5cm au voisinage du nœud, et 13 cm au long des poutres et poteaux).

• Confrontation des courbes (F-U)

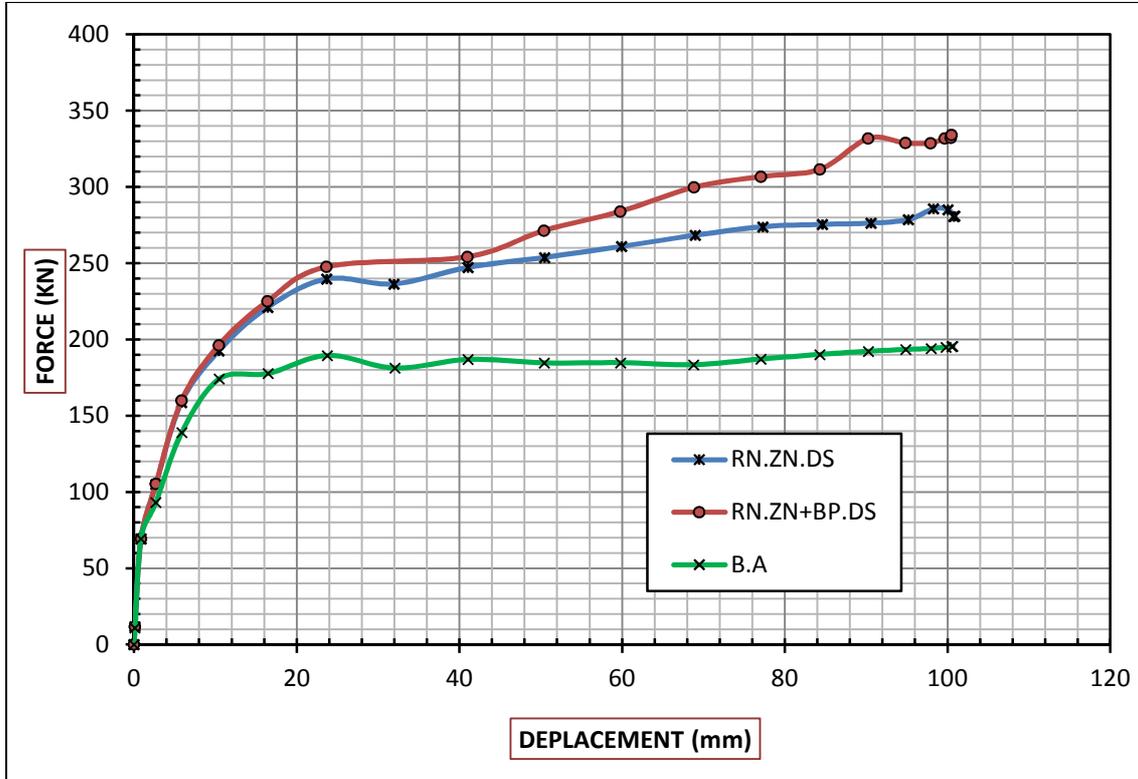


Figure IV.10 : Confrontation des courbes (F-U) ; Variation de l'espacement des bandes.

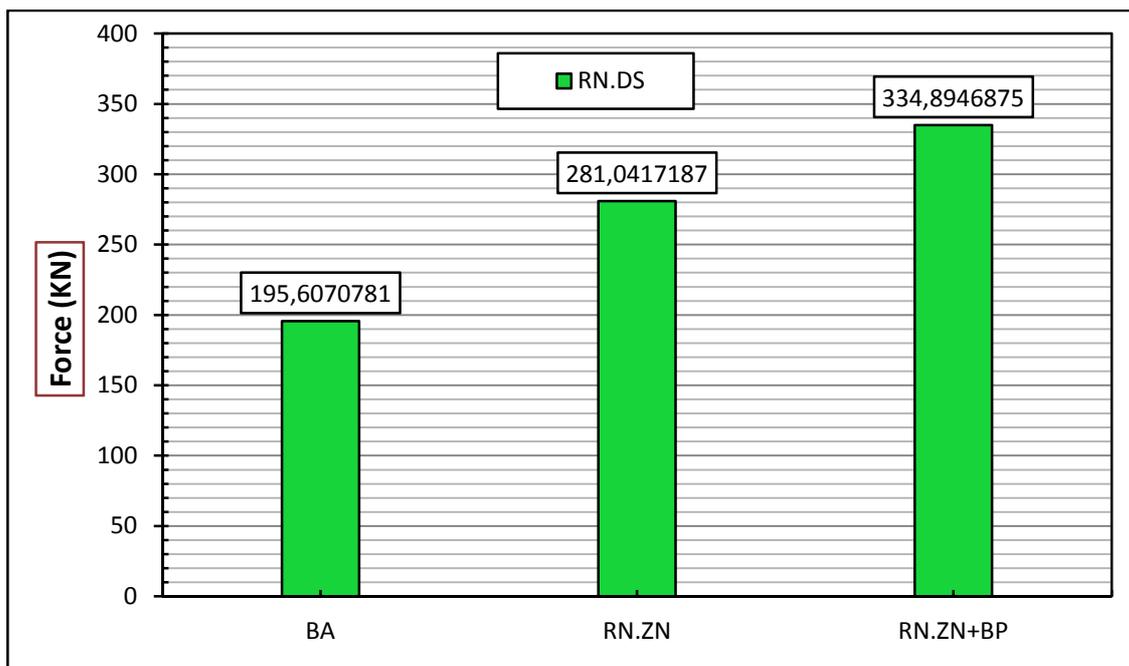


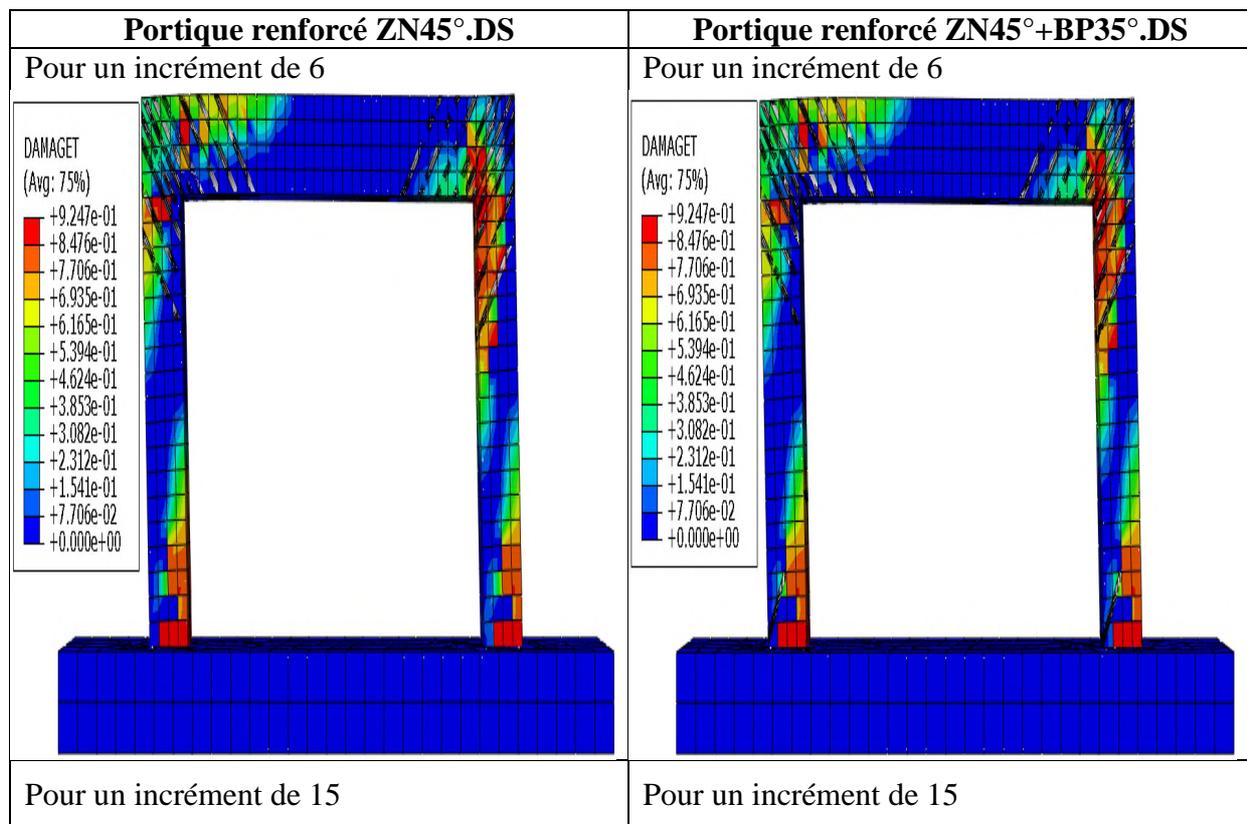
Figure IV.11 : Histogramme des forces : variation des espacements

Selon la **Figure IV.10**, **Figure IV.11** et le **tableau IV.3**, Les portiques renforcés avec des espacements rapprochés au voisinage du nœud, présentent des capacités de **285,71 KN (RN.ZN45°.DS)** et **334,89KN (RN.ZN45°+BP35°.DS)**, soient des apports respectives de **46,06%** et **71,20%**, comparativement au portique en béton armé.

Disposition	Z,N	Z,N+BP
RESISTANCE (KN)	285,719094	334,8946
Apport %	46,067	71,2078

Tableau IV.3 : Optimisation du renforcement en ZN et BP ; Variation des espacements

- **Cartographie des endommagements**



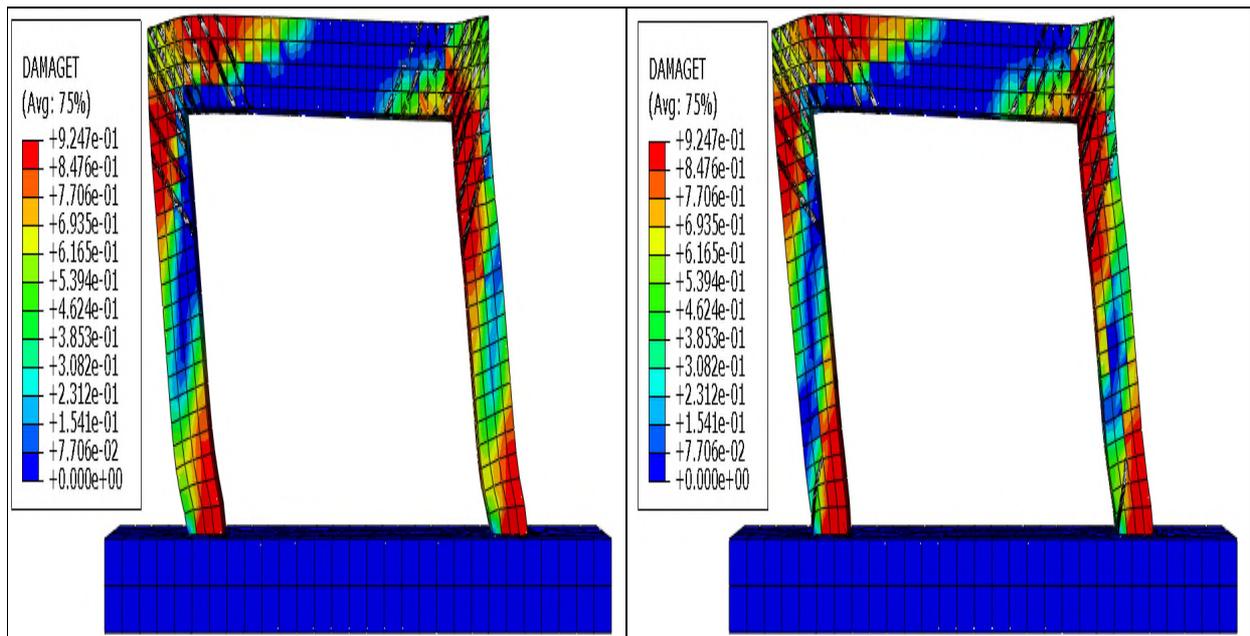


Figure IV.12 : Evolution des dommages en traction des bandes dans les zones nodales et la base des poteaux : variation d’espacements

La **Figure IV.12** représente l’état d’endommagement en traction du portique en béton armé renforcé par des bandes **PRFV** dans la zone nodale et la base des poteaux. Sous le même taux de chargement, avec une variation de l’espacement des bandes dans la zone nodale, nous constatons, que cette dernière accompagnée par une diminution significative des dommages comparativement au portique renforcés avec les configurations précédentes.

- **Confrontation des courbes forces-dommages en traction en zone nodale**

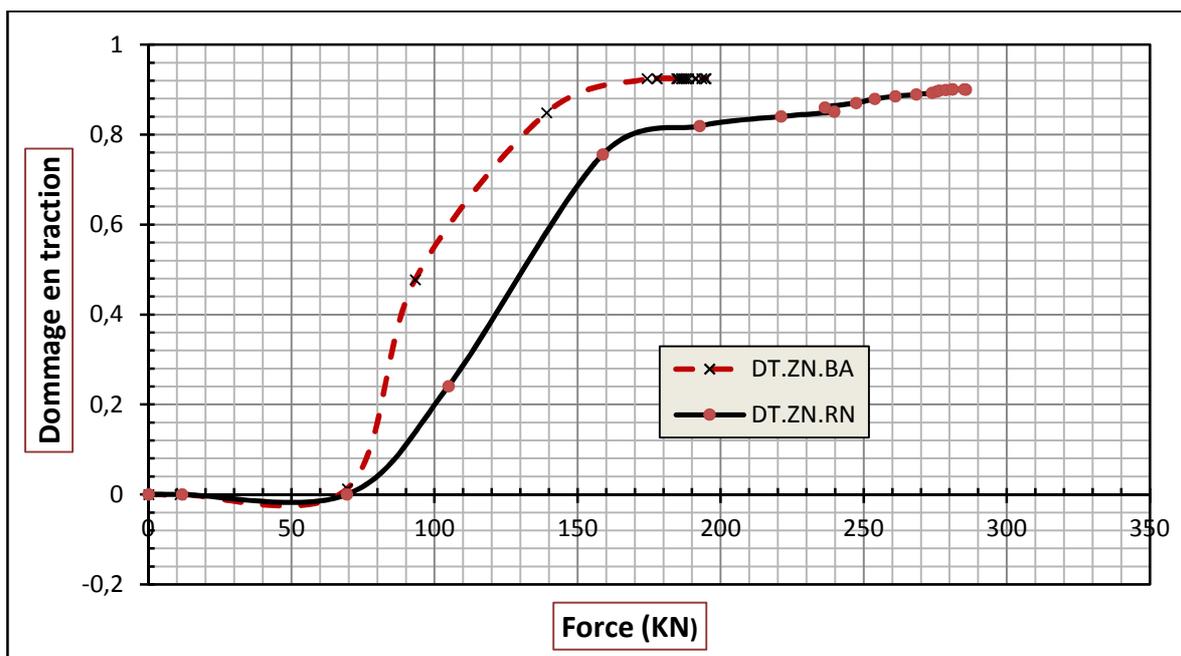


Figure IV.13 : Confrontation des courbes forces-dommages en traction dans la zone nodale : variation d’espacement.

- Confrontation des courbes forces-dommages en traction en base du poteau

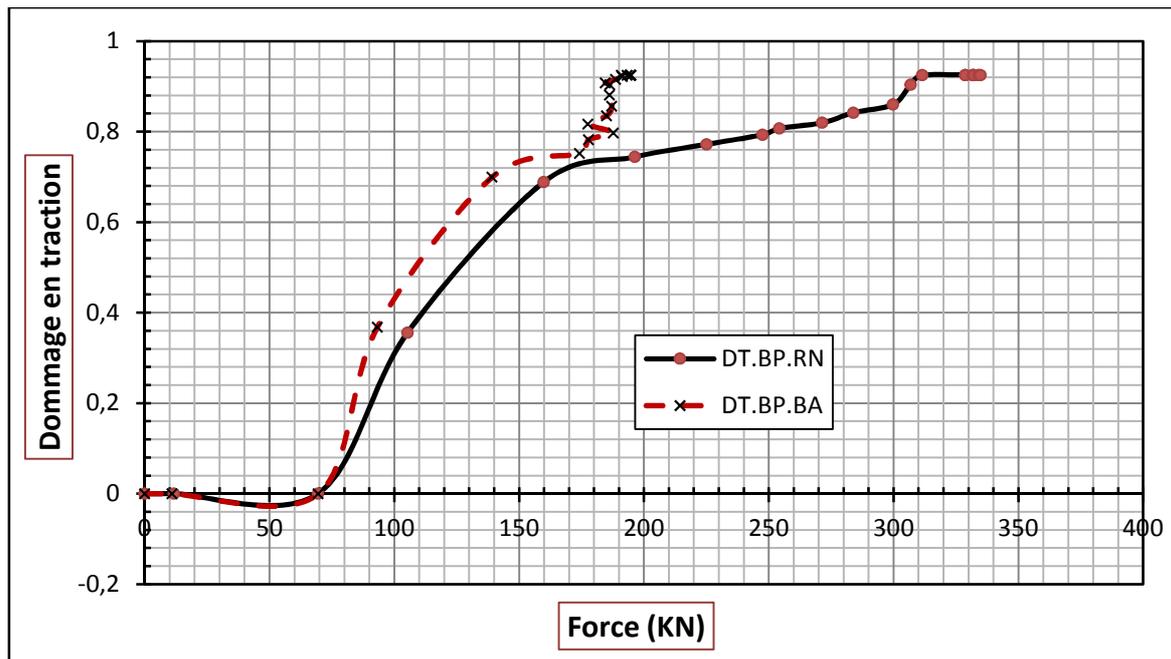


Figure IV.14 : Confrontation des courbes forces-dommages en traction dans la base des poteaux ; variation d'espacement.

Selon la **figure IV.13** l'apparition des fissures de traction sur un nœud choisis en zone nodale portique de référence correspond à un chargement extérieur de **69.42 KN**, tandis que cette dernière apparaisse pour une charge de **104.8 KN** pour le portique renforcé. La valeur d'endommagement critique est atteinte pour une charge de **174.14 KN** pour le portique de référence, cependant celle du portique renforcé est atteinte pour une charge de **285.09 KN**.

Pour une même charge sismique de **100 KN**, le portique en béton armé non renforcé est à **56%** endommagé, or que celui renforcé est à seulement **20%** endommagé.

Selon la **figure IV.14** l'apparition des fissures de traction sur un nœud choisis en base des poteaux de référence correspond à un chargement extérieur de **93.18 KN**, tandis que cette dernière apparaisse pour une charge de **105.28 KN** pour le portique renforcé. La valeur d'endommagement critique est atteinte pour une charge de **190.91 KN** pour le portique de référence, cependant celle du portique renforcé est atteinte pour une charge de **311.54 KN**.

Pour une même charge sismique de **100 KN**, le portique en béton armé non renforcé est à **44 %** endommagé, or que celui renforcé est à seulement **30 %** endommagé.

IV.3 Application sur un portique à deux niveaux

Après optimisation des paramètres des renforcements sur un portique à un niveau, on se propose de modéliser un portique à deux niveaux renforcé par bandes **PRFV**, avec les meilleures configurations issues de l'étude paramétrique.

• Confrontation des courbes (F-U)

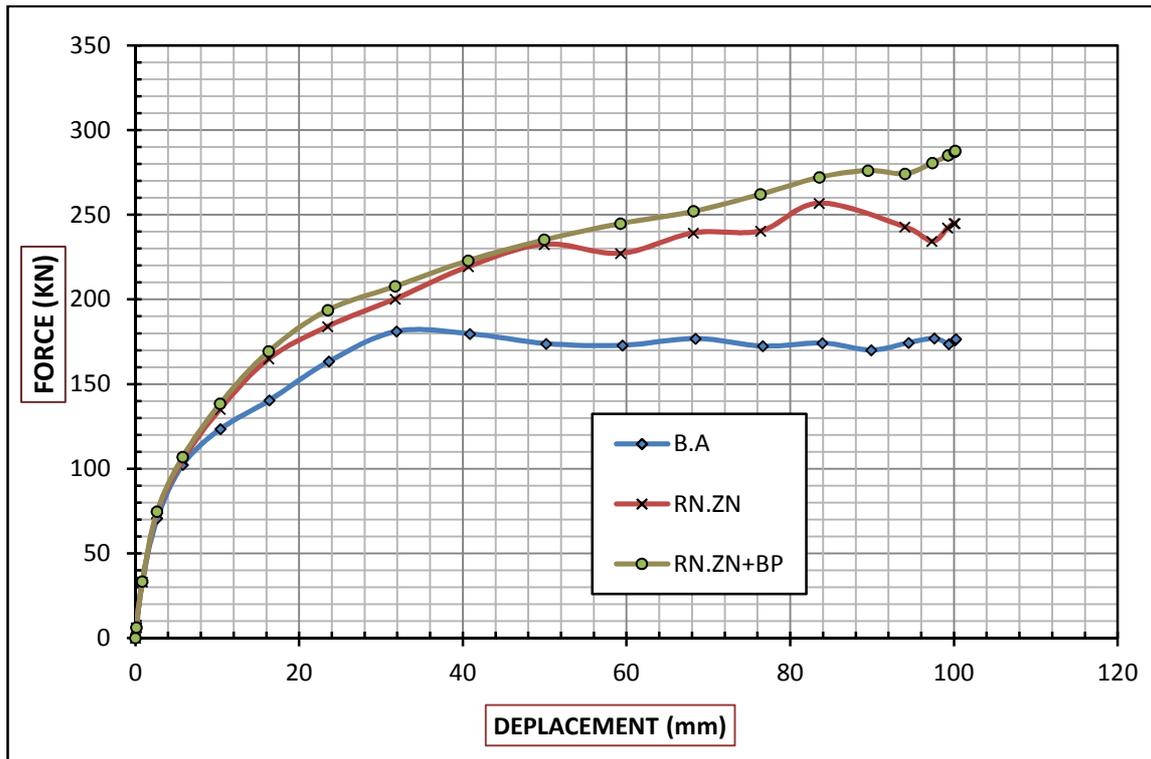


Figure IV.15 : Confrontation des courbes (F-U) : Portique à deux niveaux.

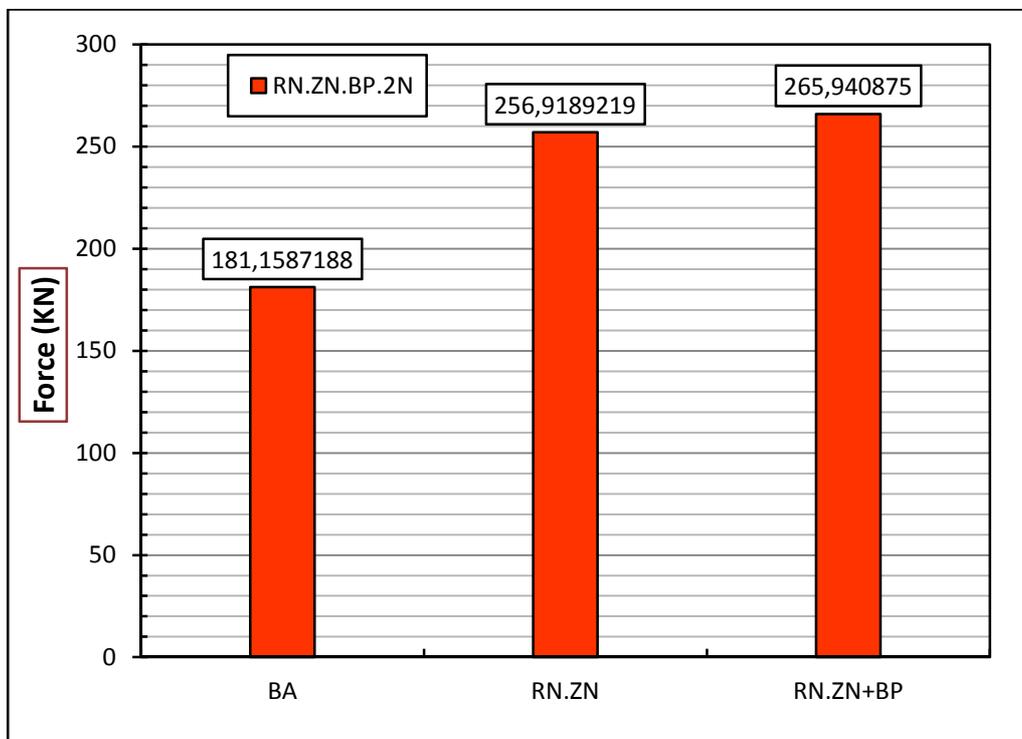


Figure IV.16 : Histogramme des forces : portique à deux niveaux

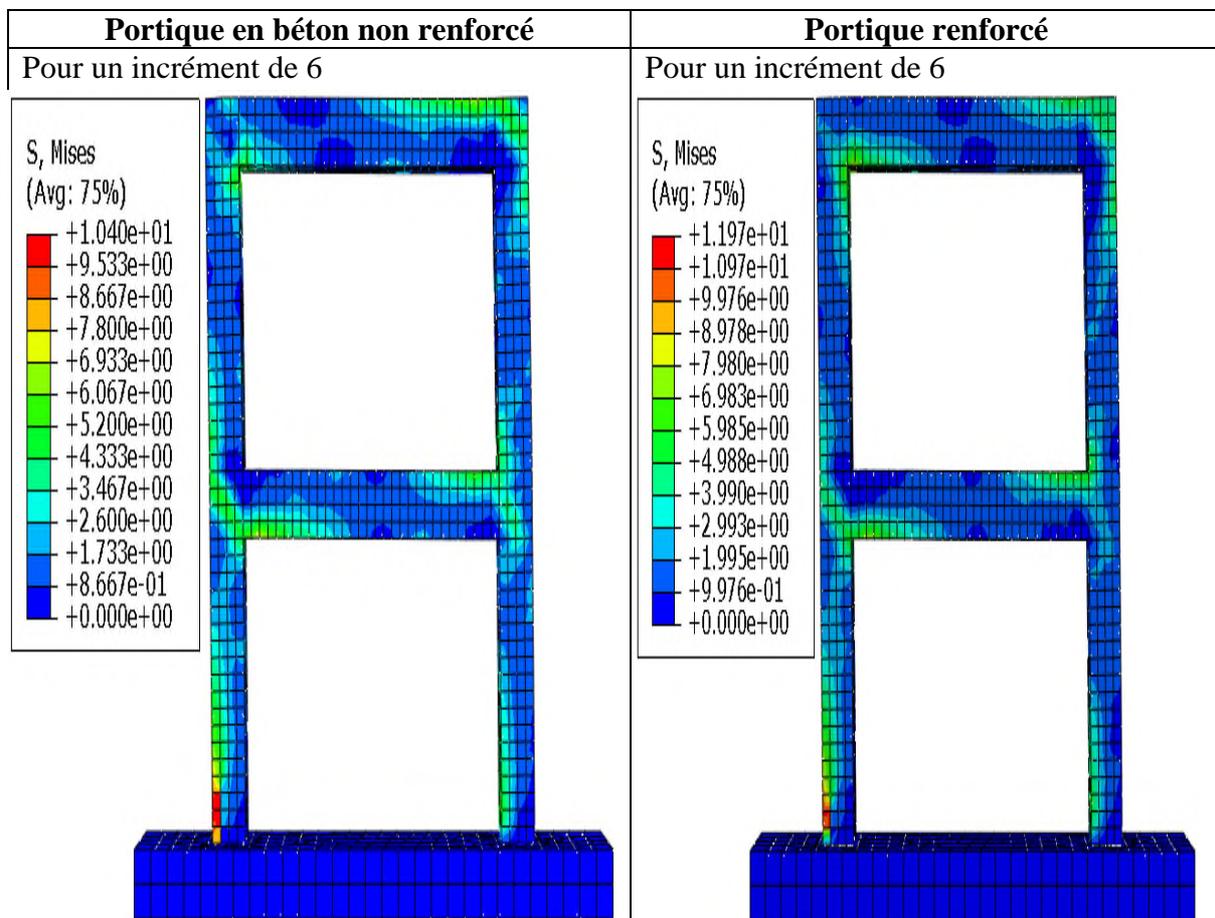
Variantes d'étude	B,A	RN,ZN	RN,BP
Résistance en (KN)	181,158719	256,918922	287,8401875
Apport (%)		41,819	58,888

Tableau IV.4 : Comparaison des résistances ; portique à deux niveaux.

L'analyse des résultats montre clairement l'amélioration résistance des portiques renforcés par des bandes **PRFV** comparativement au portique de référence en béton armé. Le portique étagé renforcé en zone nodale présente une résistance de **256,91KN** avec un gain de résistance de **41,81%**. Le portique renforcé en zones nodales et base des poteaux atteint une résistance maximale de **287,84KN**, soit un apport de **58,88%**.

- **Cartographies des contraintes**

La **Figure IV.17** illustre l'évolution de la distribution des contraintes dans le portique témoin et renforcé avec des bandes **PRFV**. On observe que l'évolution du champs de contrainte dans le portique non renforcé est rapide, l'élément atteint la phase de densification des fissures après un temps de chargement très court, l'élément analysé soumis à un effort sismique connaît des concentration de champs de contraintes dans les zones nodale et a base des poteaux suite de l'ouverture des fissures , qui donnera par la suite la rupture de l'élément.



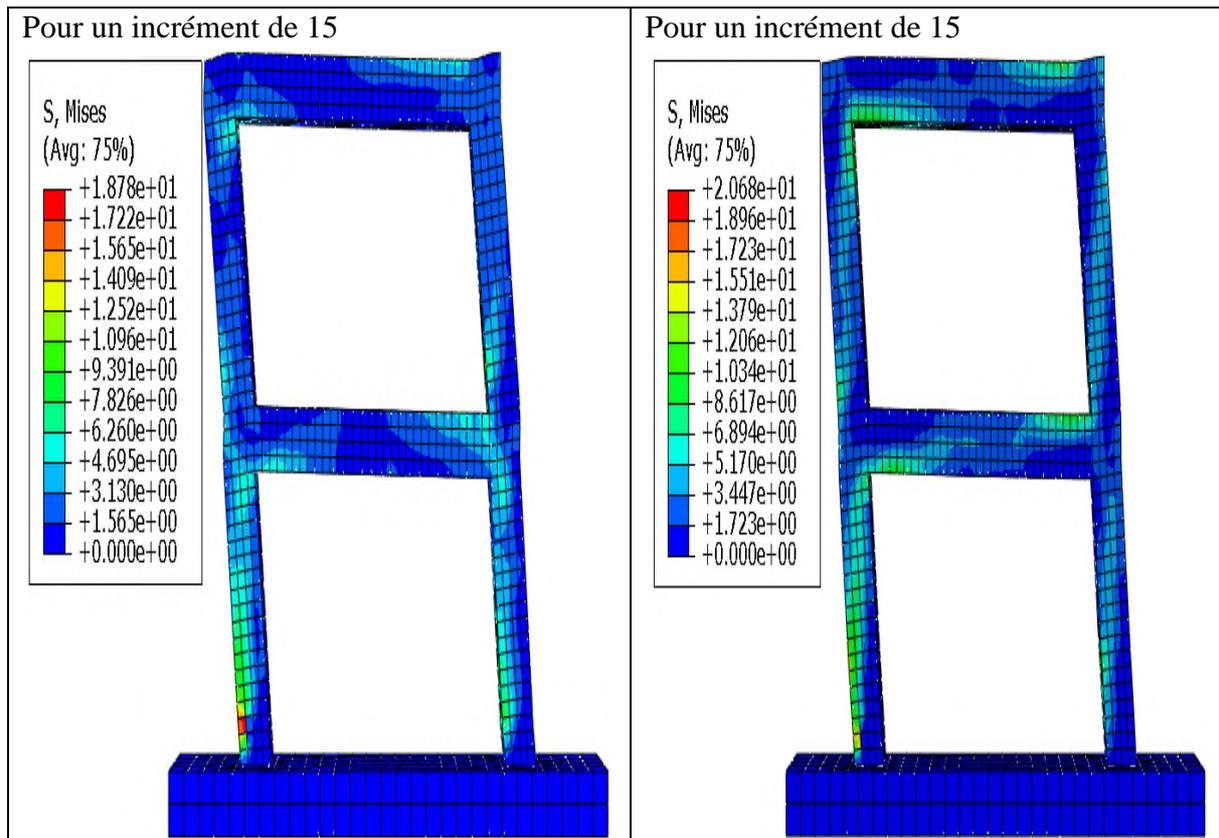


Figure IV.17 : Evolution des contraintes dans le portique à deux niveaux.

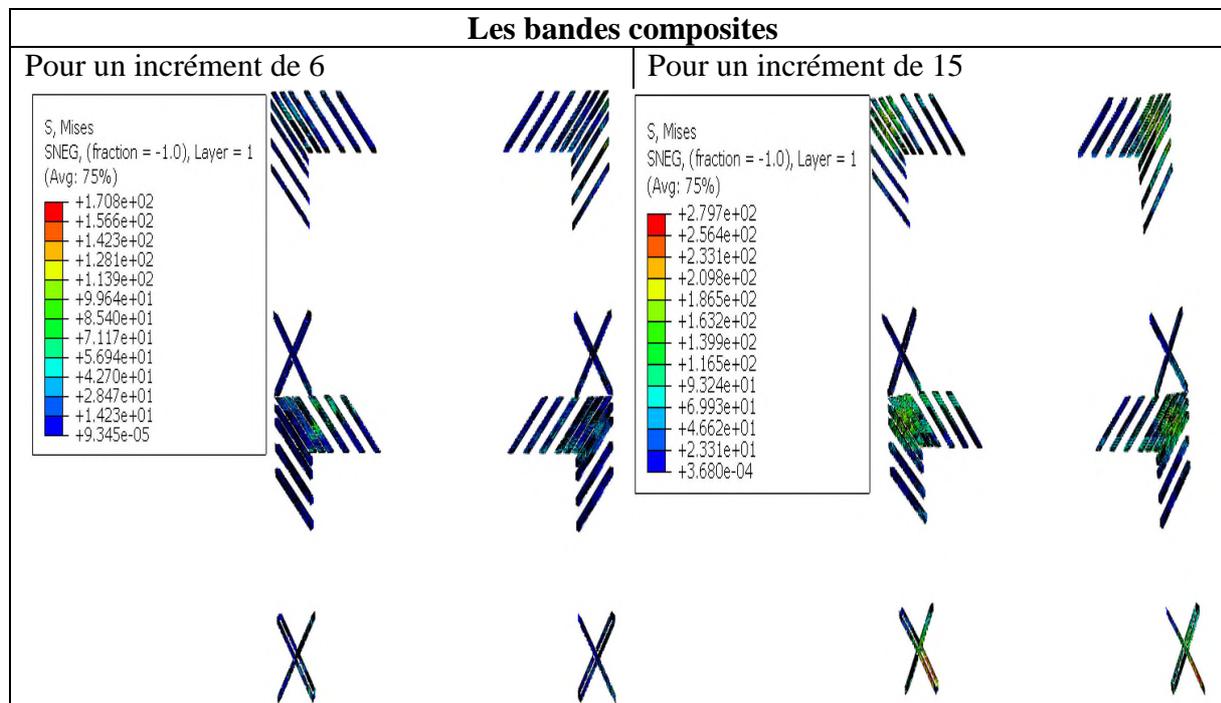
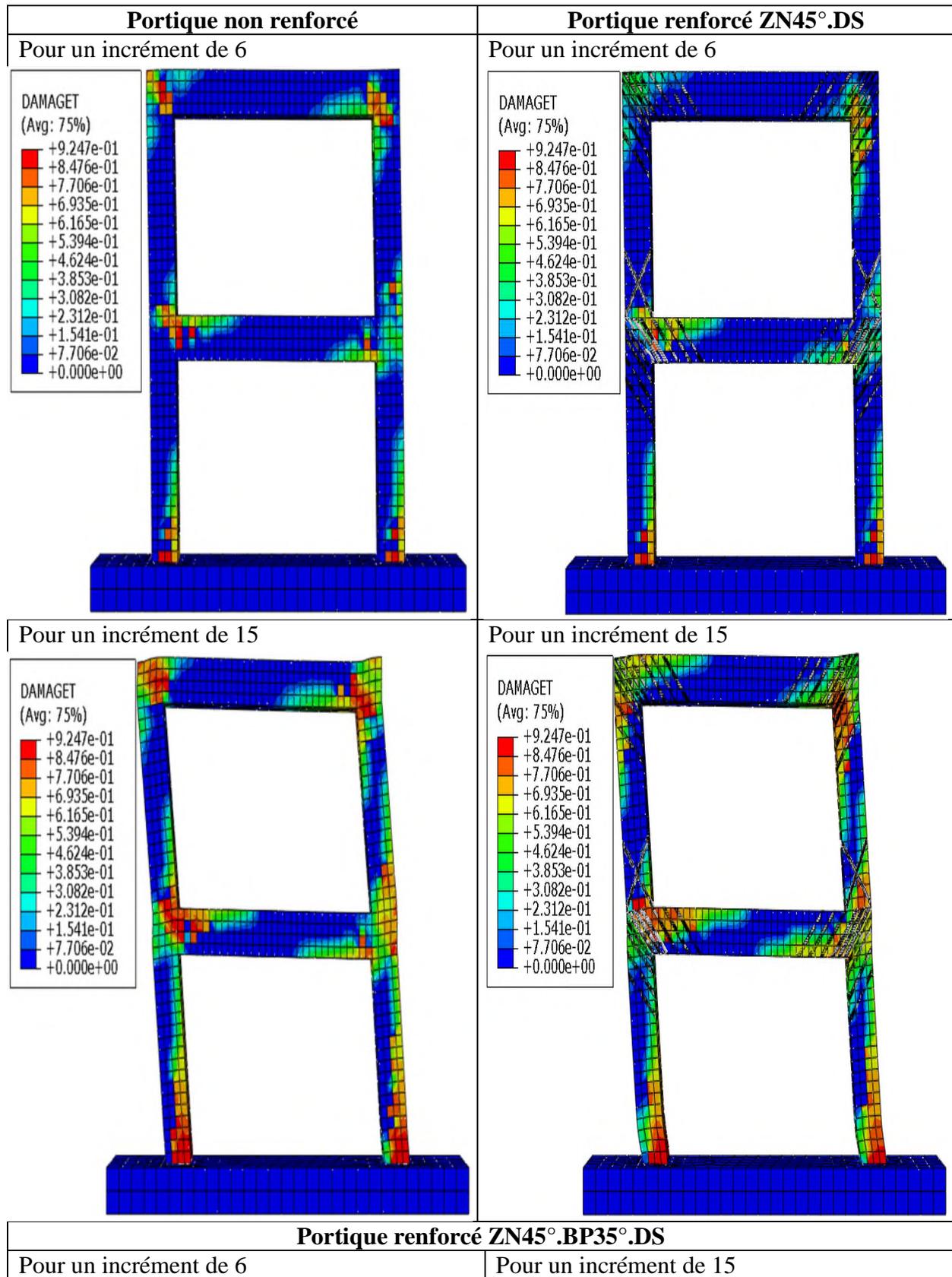


Figure IV.17 (Suite) : Evolution des contraintes dans le portique à deux niveaux.

On remarque que l'évolution des contraintes est largement empêchée en présence des bandes **PRFV**, dans les zones critiques du portique, à savoir les zones nodales et les base des poteaux comme montré sur La suite de la figure IV.17.

- Cartographie des endommagements



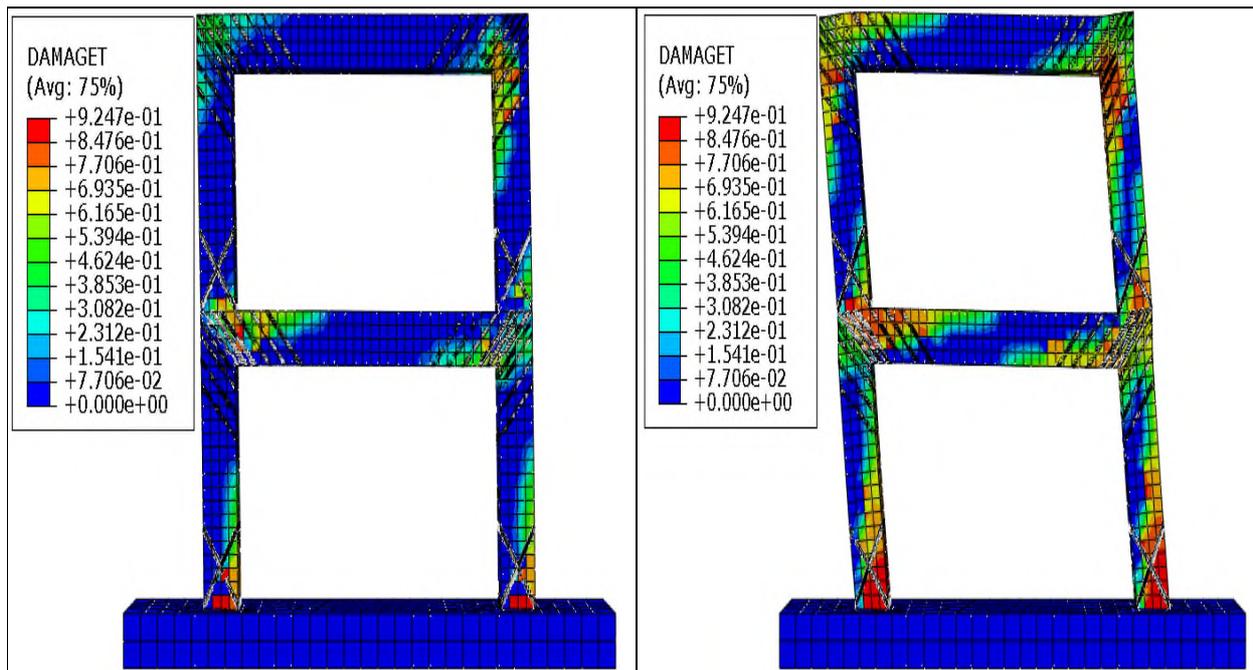


Figure IV.18 : Evolution des dommages dans le portique à deux niveaux.

La Figure IV.18 illustre l'état d'endommagement des portiques à deux niveaux témoin et renforcé. Sous le même taux de chargement, portique en béton armé connaît un endommagement plus important qui se propage sur la zone nodale et aux pieds des poteaux comparativement aux portiques renforcés. Nous observons une diminution des endommagements, accompagnée par une augmentation de la résistance.

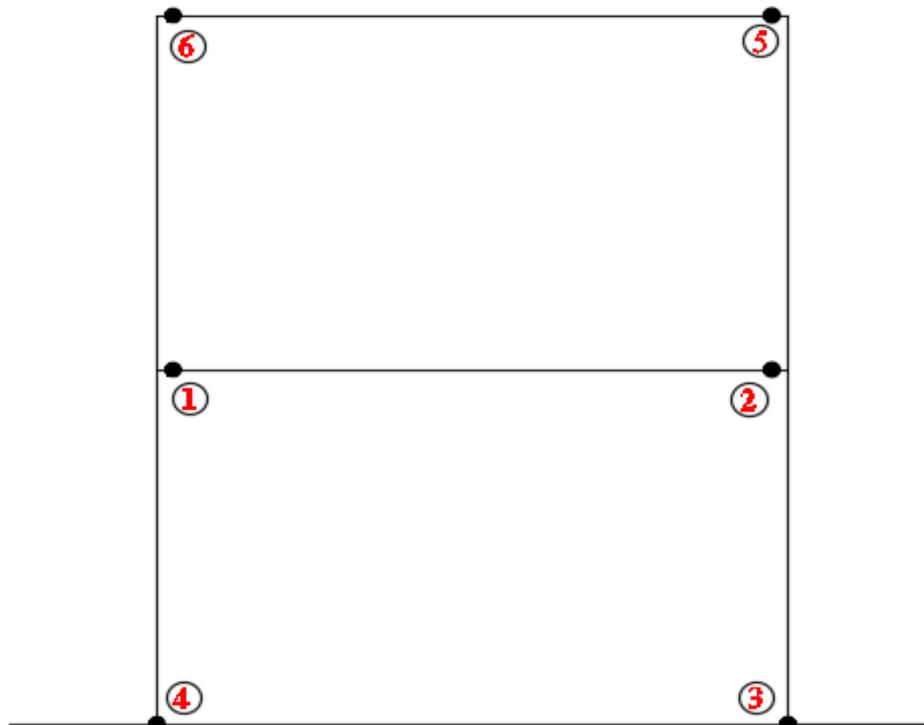


Figure IV.19 : Ordre d'apparition des dommages sur le portique à deux niveaux.

La figure IV.19 indique l'ordre d'apparition des dommages sur un portique en béton armé à deux niveaux. On constate que les premiers dommages apparaissent dans les poutres du premier niveau (la zone nodale), puis sur la base (le pied du poteau), enfin dans les poutres du dernier niveau.

- Confrontation des courbes forces-dommages

- Base du poteau

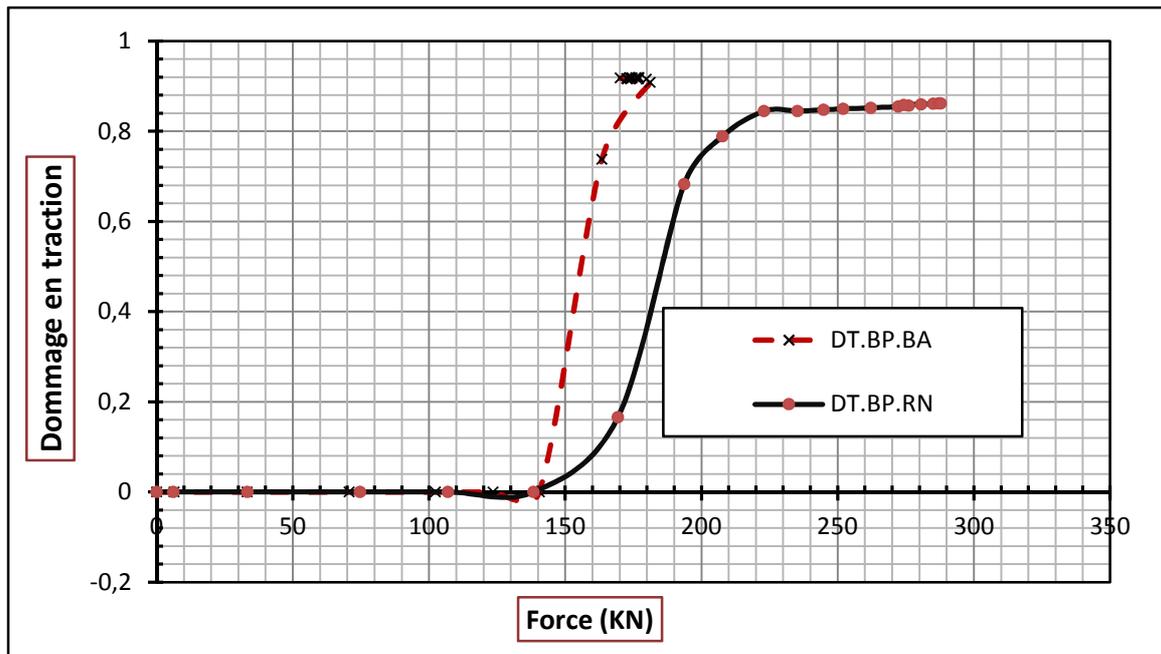


Figure IV.20 : Confrontation des courbes forces-dommages en traction dans la base des poteaux.

L'apparition des fissures de traction sur un nœud choisis aux pieds des poteaux du portique de référence correspond à un chargement extérieur de **140,49 KN**, tandis que cette dernière apparaisse pour une charge de **169,36KN** pour le portique renforcé.

La valeur d'endommagement critique en traction est atteinte pour une charge de **181,15KN** pour le portique de référence, celle du portique renforcé est atteinte pour **222,95KN**.

Pour une même charge sismique de **160 KN**, le portique en béton armé non renforcé est à **82%**endommagé, or que celui renforcé est à **10%**endommagé seulement.

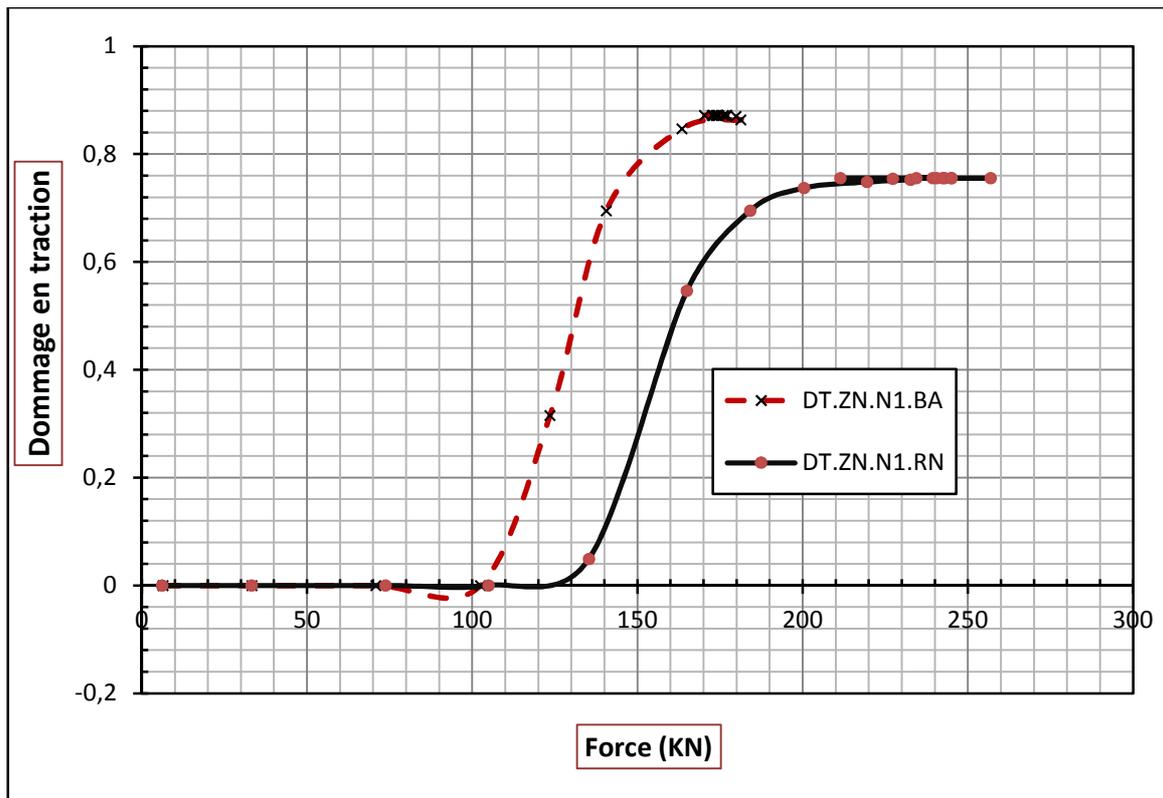
➤ 1^{er} niveau

Figure IV.21 : Confrontation des courbes forces-dommages en 1^{er} niveau

Selon **La figure IV.21**, l'apparition des fissures de traction sur un nœud choisis pour la zone nodale du premier niveau du portique de référence correspond à un chargement extérieur de **123.48 KN**, tandis que cette dernière apparaisse pour une charge de **135.27KN** pour la zone nodale renforcée par **PRFV**.

La valeur d'endommagement critique en traction est atteinte pour une charge de **172.90 KN** pour le portique de référence, cependant celle de portique renforcé en zone nodale est atteinte pour un chargement de **240.52 KN**.

Pour une même charge sismique de **150 KN** par exemple, le portique en béton armé non renforcé est à **78%**endommagé, or que celui renforcé est seulement à **28 %** endommagé.

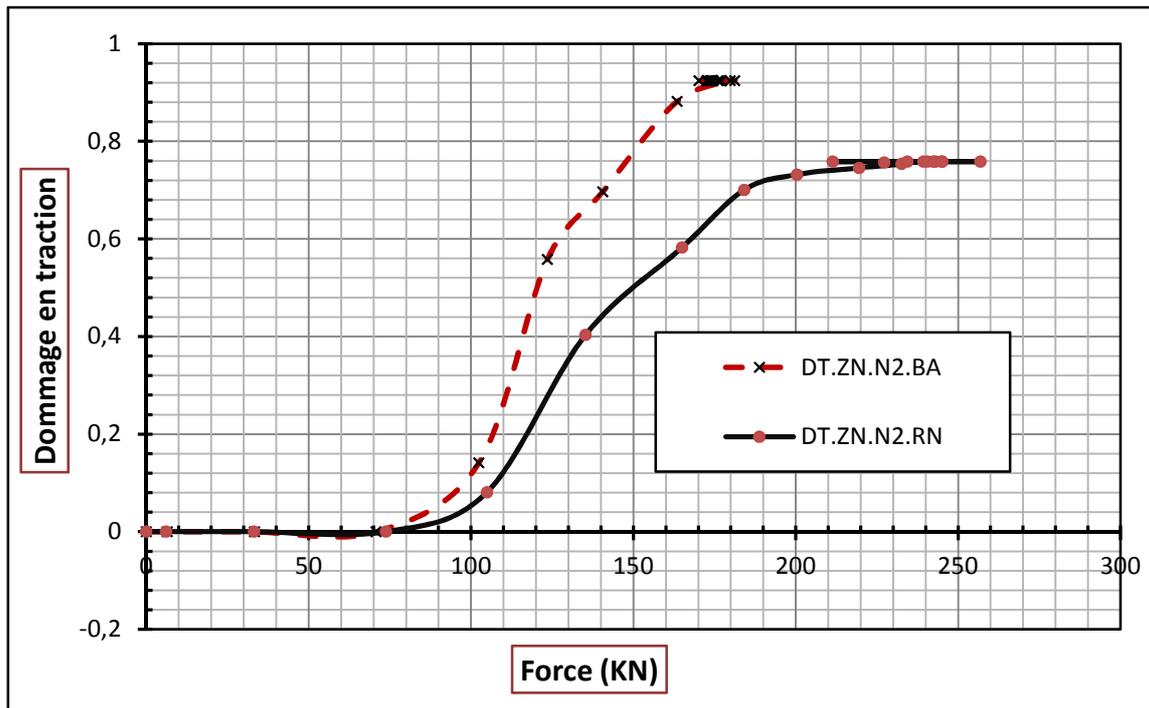
➤ 2^{ème} niveau

Figure IV.22 : Confrontation des courbes forces-dommages en traction dans le 2eme niveau.

L'analyse des courbes de la **figure IV.22** montre que l'apparition des fissures de traction sur un nœud choisis dans la zone nodale du deuxième niveau correspond à un chargement de **102.38 KN**, tandis que cette dernière apparaisse pour une charge de **104.89 KN** pour la zone nodale renforcée. La valeur d'endommagement critique en traction est atteinte pour une charge de **181.15 KN** pour le portique de référence, cependant celle de portique renforcé en zone nodale est atteinte pour un chargement de **240.522 KN**.

Par exemple, pour une même charge sismique de **150 KN**, le portique en béton armé non renforcé est à **78 %**, endommagé, tandis que celui renforcé est à seulement **50 %** endommagé.

IV.4 Conclusion

Les différents résultats obtenus montrent que le renforcement par les matériaux composites engendre un apport considérable en termes de capacité portante des portiques en béton armé sous chargement horizontal. L'analyse de ces résultats confirme que les bielles de rupture des se propagent diagonalement, avec une densification au voisinage de l'intersection poteau-poutre (nœud).

En effet, la disposition inclinée des bandes sur les zones nodales et bases des poteaux, avec des espacements rapprochés au voisinage du nœud a permis :

- Un gain en termes de capacité de l'ordre de 71%, pour un portique d'un niveau ;
- Un gain en termes de capacité de l'ordre de 59%, pour un portique de deux niveaux ;
- Une réduction significative de la vitesse de propagation des fissures.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Les différents séismes qui ont touché plusieurs pays à travers le monde, ont montré l'urgence de développer des techniques de réhabilitation permettant de redonner aux structures des capacités nécessaires pour résister aux sollicitations de service. Dans cette démarche, notre travail de mémoire entrepris, s'inscrit dans la contribution des matériaux composites dans le confortement des portiques auto stables en béton armé sous charges horizontales monotones. Les objectifs de cette étude étaient d'améliorer le comportement mécanique d'un portique en béton armé par collage diagonale des bandes composites en fibre de verre « **PRFV** », au voisinage des zones critiques.

L'analyse des différents résultats obtenus dans ce travail de recherche, en termes de comportement global (courbes de capacité) et local (visualisation des endommagements) des différentes configurations de renforcement diagonale considérées à savoir : les angles d'inclinaisons ainsi que leur espacement, a permis de lister les conclusions suivantes :

❖ **Portique à un niveau**

Comparativement au portique en béton armé, le gain de résistance est de l'ordre de **22%** pour un renforcement de la zone nodale avec des bandes **PRFV** de même espacement inclinées de **45°**. Ce gain est de l'ordre de **35%** pour un renforcement de la zone nodale et les pieds des poteaux avec des bandes de même espacement inclinées de **35°**. Cependant, pour les mêmes configurations de renforcement avec des espacements des bandes rapprochés au voisinage du nœud, ces gains sont de l'ordre de **46%** et **71 %** respectivement.

❖ **Portique à deux niveaux**

Comparativement au portique classique en béton armé, l'amélioration en termes de capacité sismique des portiques renforcés, passe de **41%** pour un renforcement des zones nodales (bandes **45°**) à **58.88%** pour le renforcement des pieds des poteaux (zone nodale **45°** avec pied du poteau **35°**).

En guise de conclusion, le renforcement par collage de matériaux composites permet d'améliorer considérablement la résistance des portiques sous chargement sismique. La technique de renforcement proposée s'avère pratique sur le plan mécanique et économique :

- ✚ La variation de l'angle d'inclinaison des bandes diagonales en **PRFV** au voisinage des zones nodales a un effet considérable sur la résistance du portique en béton armé renforcé. En effet, la meilleure configuration est donnée par un angle de **45°**.
- ✚ La variation de l'angle d'inclinaison des bandes **PRFV** au voisinage des pieds de poteaux a un effet considérable sur la résistance du portique en béton armé renforcé. En effet, la meilleure configuration est donnée par un angle de **35°**.
- ✚ La variation de l'espacement des bandes a un effet considérable sur la résistance du portique en béton armé renforcé. En effet, un espacement resserré au voisinage de la zone nodale et des pieds des poteaux permet d'améliorer la résistance.

Conclusion générale

- ✚ Pour tous les cas de figures de renforcement, l'évolution des endommagements en traction et compression sont largement diminuée. En effet, pour un même taux de chargement, le portique en béton armé est sévèrement endommagé.

Les différents résultats obtenus sont très encourageants, toutefois, des études complémentaires devraient être réalisées pour confirmer et améliorer ces résultats. Par conséquent, pour la suite du travail, nous proposons les perspectives suivantes :

- ❖ Appliquer cette technique de renforcement sur un portique en béton armé pré-endommagé, à fin d'évaluer l'effet du taux d'endommagement initial ;
- ❖ Tenir en compte l'adhérence entre les matériaux composites et le béton, à travers des modèles de glissement et de contact ;
- ❖ Modéliser un portique sous chargement sismique réel, de type cyclique monotone, ou par intégration d'un accéléro-gramme.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] - **ARMY TM.** "Appendix E : Guidelines for the évaluation of existent matériels [en ligne], Sismique Design Guidelines for Upgradant Existions Buildings". Nagy NAVFAC P-355.2, 1988. Disponible sur:<http://www.usace.army.mil/inet/usacedocs/armytm/tm5-809-10->
- [2] - **Jean -Pierre Adam** ; " *La Construction romaine. Matériaux et techniques* ". Sixième édition. Grands manuels picards, 2011
- [3] - **BREYSSE D., ABRAHAM O.** " *Méthodologie d'évaluation non destructive de l'état d'altération des ouvrages en béton* ". Association Française de Génie Civil. Editeur : Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 1er Edition, 556p. ISBN : 285978-405-5.
- [4] - **E. Freyssinet**, " *Progrès pratiques des méthodes de traitement mécanique des bétons* ", Deuxième Congrès de l'Association internationale des ponts et charpentes, octobre 1936.
- [5] - **Glannoum W.M, (1998)**, " *Size effect on Sears straight of reinforce concrète teams* ". Mémoire de master école normale supérieure de Cachan.
- [6] - **SARGIN.M (1971)**, " *stress-strain relationships for concrete and the analysis on the Structural concrete section* ", S.M study n°4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Canada.
- [7] - **[SINHA64J : B. P. SINHA, K. H. GERSTLE, L. G. TULIN ;** " *Stress - strain relations for concrete Under cyclic loading* ", ACI Journal, V.61, N°2, Feb. 1964.
- [8] - **J.M. Schmidt.** " *High pressure and high strain rate behaviour of cementitious materials, experiments and elastic /vicoplastic* ". Modeling Ph thesis. University of Florida, USA 2003
- [9] - **Apprentissage de crash sur Abaques**, Université du Maine
- [10] - **ADAM et NEVILLE.M.** " *Propriétés des bétons* ". Editions Eyrolles, Paris, 2000
- [11] - **ROTILIO.J. D (1998)**. " *Contribution des actions variables aux déformations à long terme des ponts en béton* ". Thèse de doctorat ; Université libre de Bruxelles, Belgique
- [12] - **(GOPALARATNAM85) : V. S. GOPALARATNAM, S. P. SHAH ;** " *Softening response of plain concrete in direct tension* ", ACI Journal, May - June 1985
- [13] - **MerabetWided**, thèse " *MODELISATION DU COMPORTEMENT DES POUTRES APRES FISSURATION « TENSION STIFFENING EFFECT* »", UNIVERSITE MENTOURI CONSTANTINE.
- [14] - **SARGIN.M (1971)**, " *stress-trains Relationship for concrète and the analyses on the Structural concrète section* ", S.M stady n°4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Canada.
- [15] - **Fuentes. A, (2005)**, " *Béton armé, fissuration – flèche* ", office des publications universitaires. Alger

- [16] - **B.A.E.L.** Règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton armé aux états limite, fascicule 62 du CCTG, règlement français
- [17] - **Mazars J.**, “*Application de la mécanique de l’endommagement au comportement non-linéaire et à la rupture du béton de structure*”, Thèse de docteur d’état. Université Pierre et Marie Curie (paris VI), France, 1984.
- [18] - **Coenen J.**, “*Equations de comportement du béton armé et application au calcul des structures par éléments finis*”, Thèse de doctorat, Université Libre de Liège, (1978).
- [19] - **Lemaitre J. et Cha boche J.L. (1985, 1988)**, “*Mécanique des matériaux solides,*” éd. Dunod, Paris, 2e édition 1988.
- [20] - **Terrien M.**, [1980]. “*Emission acoustique et comportement mécanique post critique d’un béton sollicité en traction Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées numéro 106*”
- [21] - **Comité Euro -international du Béton**, “Bond Action and Bond Behaviour of Reinforced – State of the Art Report”, Bulletin d’information, N°151, Avril 1982.
- [22] - **Ferguson P.M.**, “*Bond stress the state of the art*”, A.C.I Journal, vol.63, N°11, 1966.
- [23] - **J.M. Berthelot.** “*Matériaux composites, comportement mécanique et analyse des structures*”. Edition. Lavoisier, (2005), ISBN : 2-7430-0771-0. pp 72
- [24] - **Luyckx, J. (1999).** “*Composites à fibres de carbone dans le génie civil*”, Technique de l’ingénieur, Traité Plastiques et Composites, AM 5 620
- [25] - **Berreur, L., De Maillard, B., et Nösperger, S. (2002).** “*L’industrie française des matériaux composites*”, Etude stratégique réalisée par Nodal Consultants pour le compte de la DiGITIP / SIM, Rapport final, Révision 2 du 13 mai 2002
- [26] - **Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T. et Lam, L. (2002).** “*FRP strengthened RC structures*”, John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK, 245p.
- [27] - **Carolin, A. (2003).** “*Carbon fibre reinforced polymers for strengthening of structural elements*”, Doctorate Thesis, Lulea University of Technology, 178 p.
- [28] - **Chatain, M. (2001).** “*Matériaux composites présentation générale*”, AM 5 000, Technique de l’ingénieur, Traité Plastiques et Composites, Vol. AM 6.
- [29] - **Foo, S., Naumoski, N. et Saatcioglu, M. (2001).** “*Aléas sismiques, codes du bâtiment et opinions d’atténuation des risques pour les immeubles canadiens*”, Bureau de la Protection des Infrastructures Essentielles et de la Protection Civil, Ministère des Travaux Publics et Service Gouvernementaux, N° du Catalogue : D 82-73/2002F-IN.
- [30] - **Mayes JS, Hansen AC.** “*Composite laminate failure analysis using multi continuum theory*”, Comp Sci Technol, 64, pp 379–394, 2004.
- [31] - **Madouni Lylia ;** “*simulation numérique des éléments en bétons confinés par des grilles métalliques*”, Thèse de Master ; p 26 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2011.

- [32] -**K. Saidani**. “*Analyse des composites sandwichs et qualification de leur intégrité vis-à-vis de la ruine*”, Thèse de Doctorat, L’université de Tizi Ouzou 2013
- [33]- **ZE YI WU**. “*Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré-fissurées et renforcées par matériaux composite sous chargement statique et de fatigue*”, Thèse de Doctorat, de l’école nationale des ponts et chaussées Paris 2004.
- [34] -**M. Achit-Henni1, M. Taazount, M.N. Farsi**, “*Influence du ferrailage transversal sur le comportement des nœuds poutres poteaux en béton armé soumis à des charges cycliques alternées*”, La Bourboule, (juin 2010).
- [35] - **RPA**, “*REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003*”
- [36] -**Brown et al**, “*shear requirements for load reversals on RC members*”, journal of structural division, 103(7):1461-1476, 1977.
- [37]-**Bertero et al**, “*Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitation*”, University of California, rapport no UCB/EFRC-83/23 of the national Science foundation, 1983.
- [38] - **Grelat A**, “*calcul non-linéaire des ossatures en béton armé*”, Thèse de Docteur Ingénieur Université Pierre et Marie Curie (Paris VI), France, 1978.
- [39] - **Sanya Johnson**, “*Comparison of Nonlinear Finite Element Modeling Tools for Structural Concrete*”, university of Illinois at Urbana Champaign, (December 15, 2006).
- [40] - **SaataggiogluetOzcebe**, (1987). “*Confinement of concrete columns for seismic loading*”. ACI Structural journal Volume 84, Issue 4, pages 308-315.
- [41] - [AOY 88] **AOYAMA H., OTANI S., KITAYAMA K**, “*Design criteria for reinforced Interior Beam-Column Connections*”, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, Tokyo, 1988, p.615-620.
- [42] - [NOR 98] **prEN 1998-1 – Eurocode 8 : calcul des structures pour leur résistance aux séismes– Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments**. Décembre 2003.
- [43]- **Milan Zacek**, *Conception parasismiques des bâtiments, formations techniques*,(septembre 2010).
- [44] - **Lynda CHERIFI**, “*Influence de la disposition du renforcement en matériau composite dans les zones nodales d’un portique étagé en béton armé*”, UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI OUZOU, Promotion 2013-2014.
- [45] - **ADAM M. NEVILLE**, “*propriétés des bétons*”, Eyrolles, Paris, (septembre 2000).
- [46] - **Xuân Huy NGUYEN**, “*Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation*”, INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DEGRENOBLE, (Juin 2006).

[47] - **Frank J. Vecchio and Mohamed Basil Emara**, “*Shear deformations in reinforced concrete frames*”, Article ACI Structural 89(1):46-56. January 1992.

[48] -**BACHIR KABAILI** “*Analyse de séisme Boumerdes*”, Juin 2003 et RPA).

[49] -**Patricia BALANDIER**, “*Les séismes et les sites constructibles*”: Document d’information à l’usage du constructeur - VOLUME I, Direction Départementale de l’Équipement de la Guadeloupe.

[50] -**Aboutaha, R.S., Engelhardt, M.D., Jirsa, J.O., and Kreger, M.E.** “*Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets.*” ACI Structural J., 96(1), 1999.

[51] -**Nekmouche A, Kezmane A, ChérifiL, Boukais S** « Simulation numérique d’un portique en béton armé renforcé par collage des plaques composites » *CMMS14* Le 13-14 novembre 2014.

[52] -**Khalifa, A., Nanni, A. and De Lorenzis, L.** “*Shear performance of RC beams strengthened with FRP*”. The International Workshop on Structural Composites for Infrastructure Applications, Cairo, Egypt, May, 217-230, 2001.

[53] - **Quiertant M., Toutlemonde F., (2005).** “*Experimental investigation of carbon FRP reinforced RC columns under combined flexure-compression loading*”. Composites in construction 2005, third international conference, Hamelin et al (eds), Lyon, France, July 11-13, 2005.

[54] - **Berthet J.F., Ferrier E., Hamelin P., (2005),** “*Compressive behavior of concrete externally confined by composite jackets*”. Part A: Experimental study – Construction and Buildings Materials 19, pp. 223-232.

[55] - **Hadi M.N.S., (2007),** “*Behaviour of FRP strengthened concrete column under eccentric compression loading*”. Composite Structures 77, pp. 92-96.

[56] - **Rochette P., Labossière P., (2000),** “*Axial testing of rectangular column models confined with composites*”. Journal of composites for construction, Vol.4, No.3, August 2000,

[57] **Todor ZHELYAZOV** “*Renforcement Des Structures En Béton Armé Par Collage De Matériaux Composites*”. Thèse de Doctorat de l’Université de Reims 2008. pp. 129-136.

[58] -**WBAC: Waston Bowman Acme Corp.** “*Engineered solutions: composite strengthening systems*”, WBA 5000-02-2003, USA, 11 p.

[59] - **Steiner, W. (1996)** , “*Strengthening of structures with FRP strips*” In: EI-Badry, M.M. (Ed.), Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, pp. 407-417.

[60] -**Spadea, G., Benchardino, F., et Swamy, R.N.(1998),** “*Structural behaviour of composite RC beams with externally bonded CFRP*”, Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 2, No. 3, pp. 132-137.

- [61] - **Mukhopadhyaya, P., Swamy, N., et Lynsdale, C. (1998)** “*Optimizing structural response of beams strengthened with GFRP plates*”, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 2, No. 2, pp. 87-95.
- [62] - **Arduini, M. et Nanni, A. (1997)** “*Behaviour of precracked RC beams strengthened with carbon FRP sheets*”, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 1, No. 2, pp. 63-70.
- [63] - **Teng, J.G., Smith, S.T., Yao, J. et Chen, J.F. (2003)** “*Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs*”, *Construction and Building Materials*, Vol. 17, pp. 447-462.
- [64] - **Pantelidis, C. P., Clyde, C et Reavaley, L. D. (2000)** “*Rehabilitation of RC building joints with FRP composites*”, 12th World Conference of Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- [65] - **C. Del Vecchio et al.** “*Modelling beam-column joints and FRP strengthening in the seismic performance assessment of RC existing frames*”. Department of Structures for Engineering and Architecture, University of Napoli “Federico II”, Italy. *Composite Structures* 142 (2016) 107–116.
- [66] – **Davood Mostofinejadaet Mohammadjavad Hajrasouliha**, “*3D beam–column corner joints retrofitted with X-shaped FRP sheets attached via the EBROG technique*”. *Engineering Structures* 183 (2019) 987–998.
- [67] – **Ayman Mosallam et al**, “*Analytical and numerical modeling of RC beam-column joints retrofitted with FRP laminates and hybrid composite connectors*”. *Composite structures* 214(2019) 486-503.
- [68] - **Florafaleschini et al**, “*Repair of severely-damaged RC exterior beam-column joints with FRP and FRCM composites*”. *Composite structure* 207 (2019) 352-363.
- [69] - **Wei Hong Chen et al**, “*Seismic Performance of Non-ductile RC Frames Strengthened with CFRP*, *Composite Structures* (2019)”,
- [70] - **HIBBIT, Karlsson & Sorensen, INC. ABAQUS** documentation version 6.14 ; 2014
- [71]- **Mickaël ABBAS**, “*Présentation du logiciel ABAQUS Principes et fonctionnement*,” Université de Technologie de Compiègne Laboratoires Roberval / UMRUTC-CNRS.
- [72]- **J. Lee, G.L. Fenves** “*Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures*” *Journal of Engineering Mechanics* (1998), 124 (8), pp. 892-900.
- [73]- **S. Oller, E. Onate, J. Oliver, and J. Lubliner** “*Finite element nonlinear analysis of concrete structure using a plastic-damage model*,” *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 35, pp. 219-231, 2001.
- [74] - **D.Ngo, A.C. Scordelis** “*Finite element analysis of reinforced concrete beams*” *Journal of the American Concrete Institute* (1967); 64 (14): 152-163.