

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de master académique

Spécialité : génie civil

Option : structure

Thème

*Influence de la disposition du
renforcement en matériau composite
dans les zones nodales d'un portique
étagé en béton armé*

Proposé et dirigé par :

M^r.BOUKAIS Said

Et

M^r.KAHIL Amar

Présenté par :

M^{elle} Lynda CHERIFI

Promotion 2013-2014

Remerciements

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

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

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

Je tiens à remercier aussi Mr Amine NEKMOUCHE pour son soutien et ses encouragements. Il m'a consacré beaucoup de son temps et mis à ma disposition ses connaissances dans le domaine.

Je remercie aussi M. OULD OUALI et MR Ali KEZMANE d'avoir répondu à toutes mes interrogations et me permettant ainsi de résoudre les problèmes rencontrés dans ABAQUS.

Sans oublier tous mes très chers amis qui m'ont soutenu et encouragé pendant la réalisation de ce travail : Assia, Nounouche, Lynda, Didir, Siham et l'adorable Bouba et les autres se reconnaîtront.

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

Dédicaces

Je dédie ce modeste mémoire à ma famille qui m'a toujours soutenu et encouragé pendant tout mon cursus d'étude, exceptionnellement à mon très cher père qui m'a toujours aidé et sans lui je ne serai pas parvenu à ce stade.

Ma très chère mère que j'admire.

Mon très cher mari Mr koulal Nacer.

Mes beaux parents.

Mes beaux frères et sœurs.

Mon adorable grand-mère.

Mes chères sœurs Kahina et Souad et mon adorable petit frère Moumouh

Mes ami(es) et tous ceux qui ont contribué et participé à la réalisation de ce mémoire.

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I.1: Caractéristiques d'un séisme	02
Figure I.2: Les différentes ondes sismiques	04
Figure I.3: influence du temps sur la propagation des onde sismiques.....	04
Figure I.4: Schéma des caractéristiques relatives d'une faille et d'une flexure.....	07
Figure I.5: Caractéristiques d'une faille [Simpson]	07
Figure I.6: différents types de failles.....	08
Figure I.7: Phénomène d'apparition de la tectonique des plaques.....	10
Figure I.8 : Carte du monde montrant les principales plaques tectonique	10
Figure I.9: Carte de l'activité sismique dans le bassin méditerranéen	11
Figure I.10 : Contexte géodynamique de la marge Nord Africaine. Modèle Nuvel 1	12
Figure I.11 : Sismicité au XX ^{ème} siècle en Algérie [NEIC]	12

CHAPITRE II

Figure II.1: (a)poutre ferrailée normalement ;(b) boucles d'hystérésis	17
Figure II.2 : (a) poutre ferrailée normalement ; (b) boucles d'hystérésis	17
Figure II.3 : Loi Force-déplacement non-linéaire idéalisée pour les poutres et poteaux	19
Figure II.4: Performance structurelle typique et niveau d'endommagement associé2....	20
Figure II.5: Dispositions constructives NON - CONFORMES aux règles PS92	21
Figure II.6 : Rotules plastiques attribuées aux poutres et aux poteaux du portique	23
Figure II.7 : Différents modes de ruine des constructions face aux séismes récents	24
Figure II.8 : Rupture par formation des rotules plastiques aux pieds des poteaux Imperial Valley 1979 pieds de poteaux	24
Figure II.9 : Rupture fragile de portiques de béton armé (Arménie) Conception incorrecte des armatures	25
Figure II.10: Rupture pour mauvaise qualité des matériaux (Ceyhan 1998) Rupture en compression du béton de mauvaise composition (dosage, agrégats) et armatures non ductiles	25
Figure II.11 : Rupture des zones critiques	26
Figure II.12 : Mode de ruine des éléments élancés	26
Figure II.13 : Mode de ruine des éléments courts	26

Liste des figures

- Figure II.14** : portique (poutre-poteau) avant l'action sismique 27
- Figure II.15** : sous l'action sismique formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue 27
- Figure II.16**: changement de direction de séisme, inversion de sollicitation des diagonales 27
- Figure II.17** : portique (poutre-poteau) après l'action sismique (fissuration en X) 28
- Figure II.18** : cisaillement des poteaux par les bielles développés dans la maçonnerie insérées 29
- Figure II.19** : Création d'une section courte par des panneaux partiels 30
- Figure II.20** : Cisaillement du poteau dû au remplissage partiel 30
- Figure II.21** : Rupture par écrasement du béton du au remplissage partiel 31
- Figure II.22**: Non confinement du béton 32
- Figure II.23**: Kobe béton armé confiné : comportement ductile 32
- Figure II.24** : Nœud ductile en béton de fibres, Géométrie des nœuds d'ossature 33
- Figure II.25** : définition de la ductilité 33
- Figure II.26**: Courbe charge – déformation ´ Relation déformabilité –ductilité 34
- Figure II.27**: Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé 34
- Figure II.28**: Comportement d'un élément ´ductile et fragile 35
- Figure II.29** : Caractéristiques géométriques du portique testé 35
- Figure II.30** : Courbe effort-déplacement en statique 36
- Figure II.31** : Portique avec des nœuds d'ossature fragiles (CEA Saclay) 36
- Figure II.32**: Courbes force-déplacement pour des portiques avec des nœuds d'ossature fragiles (pointillés courts) ou résistants (tirets longs) 37
- Figure II.33** : géométrie du modèle 38
- Figure II.34**: Exemple de position des barres de renforcements 38
- Figure II.35** : courbes force-déplacement. 39
- Figure II.36** Plan du renforcement du composite (*Pantelidis et coll. 2000*). 40
- Figure II.37**: Réponse d'hystérésis de charge-déplacement pour le spécimen non modifié 40
- Figure II.38** : réponse d'hystérésis de charge déplacement pour le spécimen renforcé.41
- Figure II.39** : courbes dorsales (*Pantelidis et coll. 2000*). 41
- Figure II.40** :
- Figure II.41**

Liste des figures

CHAPITRE III

Figure III.1 : composants d'un béton. 43

Figure III.2: Comportement du béton en compression simple. 45

Figure III.3 : Comportement cyclique du béton en compression simple 46

Figure III.4 : Augmentation de la ductilité du béton avec le confinement 46

Figure III.5 : comportement du béton en traction simple (**Terrien 1980**). 47

Figure III.6: Comportement cyclique du béton en traction. 48

Figure III.7 : comportement du béton sous chargement cyclique. 48

Figure III.8: Comportement du béton confine 49

Figure III.9 : Exemples de modélisations 49

Figure III.10 : Réponse du modèle à la traction simple 50

Figure III.11 : Réponse du modèle à la compression simple 51

Figure III.12 : Récupération de rigidité en compression 52

Figure III.13 : Récupération de rigidité lors d'un cycle complet 53

Figure III.14 : Courbe de traction pour un acier de construction 56

Figure III.15 : Loi de comportement monotone de l'acier 56

Figure III.16 : Modèle numérique pour l'acier 58

Figure III.17 : Modèles d'écrouissage. 59

Figure III.18 : Constituants d'un matériau composite 60

Figure III.19 : organigramme illustrant les principaux matériaux de renfort. 62

Figure III.20 : organigramme illustrant les différentes familles de matrice. 63

CHAPITRE VI

Figure IV.1 : Illustration de la méthode de Newton2

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

Figure IV.3 : Schéma de fonctionnement d'ABAQUS [37].2

Figure IV.4 : dimensionnement et géométrie du portique2

Figure VI.5 : ferrailage du portique classique2.

Figure IV.6 : création de la matière béton.2

Liste des figures

Figure IV.7 : création des barres horizontales

Figure IV.8 : définition du comportement du béton.

Figure IV.9 : définition du comportement de l'acier.

Figure IV.10: création du modèle finale.

Figure IV.11: définition du step.

Figure IV.12 : définition du contact acier béton.2

Figure IV.13 : définition des conditions aux limites.2

Figure IV.14 : définition du maillage des barres.2

Figure IV.15 : présentation du maillage du portique.2

Figure IV.16 : définition du job.2

Figure IV.17 : quelque résultat tiré d'ABAQUS2

CHAPITRE V

Figure V.1 : Vérification des énergies.2

Figure V.2 : courbe force-déplacement.2

Figure V.3 : Propagation des déplacements dans le portique2

Figure V.4 : Propagation des dommages en traction dans le béton.2

Figure V.5: Propagation des déformations dans le béton.2

Figure V.6: Propagation des contraintes dans le béton.2

Figure V.7(a): Propagation des contraintes dans les aciers au deuxième niveau du portique.2

Figure V.7(b) : Propagation des contraintes dans les aciers au premier niveau du portique2

Figure V.7(c) : Propagation des contraintes dans les aciers au pied du portique.2

Figure V.8(a): Propagation des déformations dans les aciers au deuxième niveau du portique2

Figure V.8 (b) : Propagation des déformations dans les aciers au premier niveau du portique.2

Figure V.8 (c) : Propagation des déformations dans les aciers au pied du poteau.2

Figure V.9: comparaison de la courbe force-deplacement du modele numerique par apport au modèle experimental.2

Figure V.10 comparaison de propagation des fissures dans le nœud en tête du portique.2

Figure V.11 comparaison de propagation des fissures dans le nœud au pied du portique.2

Liste des figures

Figure V.12 MR-poutre2

Figure V.13 MR-poteau2

Figure V.14 MR-poutre et poteau2

Figure V.15 MR- toute la zone nodale

Figure V.15 superposition des courbes force-déplacement.2

Figure V.16 Comparaisons des dommages en traction.2

Figure V.17 comparaison des contraintes dans les aciers.2

Figure V.18 Propagation des dommages en traction en tête du portique.2

Figure V.19 Comparaison des contraintes dans les aciers en tête du poteau.2

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Vitesse de quelques types de sols	05
Tableau I.2: Récapitulatif des séismes d'Algérie depuis 640 ans.....	13
Tableau II.3 : propriétés des matériaux qui forment le portique en RDC+1 a l'étude.....	39
Tableau IV.4: Tableau des unités correspond à ABAQUS.....	69

Toutes les études menées sur le comportement des structures auto-stables en béton armé sous sollicitations horizontales (statiques, monotones ou bien sismiques) montrent bien que les endroits les plus sollicités sont les zones critiques des poutres et poteaux [24].

Notre étude consiste à évaluer le comportement d'un portique à deux niveaux en béton armé par une simulation numérique réalisée par le code de calcul « ABAQUS » d'un modèle classique élasto-plastique endommageable pour le béton, élasto-plastique avec écrouissage isotrope pour les aciers et domaine élastiques orthotrope pour les plaques composites. Les résultats numérique montrent une bonne concordance par rapport à l'expérimental [43].

Après visualisation des zones endommagées, on effectue un renforcement local par collage des plaques composites (fibre de carbone+résine époxy) au voisinage des zones nodales. Plusieurs modèles sont simulés (M-classique- MR-poutre, MR-poteau, MR-poutre et poteau, MR-tout la zone nodale).L'objectif de cette étude est d'améliorer le comportement de ces zones localement et voir l'influence de ce renfort sur la performance et la capacité du portique à l'échelle globale comparés au MC.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale

• Introduction	1
----------------------	---

Chapitre I : Généralités sur le mouvement sismique

I. Introduction	4
I.1 Qu'est-ce qu'un séisme ?	4
I.2 Origine des tremblements de terre	4
I.3 Typologies	4
I.4 Caractéristiques d'un séisme	5
I.5 Ondes sismiques	5
I.6 les mécanismes de ruine.....	9
I.6.1 : définition des failles.....	9
I.6.2 les différents types des failles :	10
I.6.3 Caractéristiques d'une faille.....	11
I.6.4 Rhéologie des failles	11
I.7 Tectonique des plaques.....	12
I.7.1 Phénomène physique	12
I.8 Les séismes dans le bassin méditerranéen	13
I.8.1 Historique des séismes en Algérie	13
I.9 Aléa sismique.....	15
I.9.1 Caractérisation de l'aléa sismique.....	16
I.9.2 Risque sismique.....	16

Chapitre II : Comportement des structures en portiques :

Introduction:	17
II.1 Comportement des éléments d'ossatures auto stables :	17
II.1.1 Comportement des éléments poutres :	17
II.1.2 Comportement des éléments poteaux :	18

II.2 Comportement non linéaire des poutres et des poteaux :	19
II.2.1 Lois Force-Déplacement généralisées associées aux poutres et poteaux :	19
II.2.2 Définition des performances:.....	20
II.3 Spécification pour les nœuds:.....	21
II.4 Comportements des nœuds poutres- poteaux:	22
II.4.1 Comment favoriser la plastification des éléments horizontaux avant celle des éléments verticaux ?	22
II.5 Les rotules plastiques :	23
II.6 Les mécanismes de ruines :	23
II.6.1 Définition des mécanismes de ruine :.....	23
II.6.2 Pathologie des structures en portique auto-stables avec remplissage en maçonnerie.....	26
II.7 Quelques solutions pour ces mécanismes :.....	30
1. Le confinement:.....	30
2. Le béton de fibre :	31
II.8 La ductilité :.....	32
II.8.1 Définition de la ductilité :.....	32
II.8.2 Relation déformabilité ductilité :	32
II.9. Travaux antérieures :	34
II.9.1 Exemple de simulation d'un portique en béton armé : [30]	34
II.9.2 Simulation de deux portiques (à nœuds rigides et à nœuds flexibles) en utilisant le (modèle à fibre de CAST3M): [31].....	35
II.9.3. investigation du comportement dans les zones des rotules plastiques dans les portiques en béton armé [32]	36
I.9.4 Renforcement d'un nœud poutre-poteau par composites [29]:.....	37
I.9.5 Déformation au cisaillement d'un portique en béton armé : (Shear Deformations in Reinforced Concrete Frames) [43] :	39

Chapitre III : Généralités sur les matériaux

Introduction :	41
III.1. Le béton :	41
III.1.1 : Généralités :	41
III.1.2 COMPOSANTS DU BETON:.....	41
III.2 Comportement mécanique du béton :.....	43

III.2.1 Comportement en compression :.....	43
III.2.2 Comportement en traction :.....	45
III.3 Comportement du béton confiné :.....	47
III.4 Modélisation numérique du comportement du béton :.....	47
III.4.1 Présentation du modèle concrete damaged plasticity :.....	48
III.5 LES ACIERS :	51
III.5.1 Présentation :.....	51
III.5.2 Caractéristiques mécaniques :	51
III.5.3 Classification des aciers pour le béton armé :.....	52
III.5.4 Dispositions constructives :.....	52
III.6 Comportement mécanique de l'acier :.....	52
III.7 L'association béton-acier :.....	54
III.7.1 Définition de l'adhérence :.....	54
III.8 Modèle numérique pour les aciers:	55
III.9 Matériaux composites :	56
III.9.1 Définitions :.....	56
III.9.2 Matériaux composites renforcés de fibres :.....	56
III.9.3 L'Intérêt et inconvénients des polymères renforcés de fibres dans le bâtiment et les travaux publics :.....	57
III.9.4 Les constituants d'un polymère renforcé de fibres :	57
III.9.5 Quelques applications des matériaux composites « PRF » en génie civil :.....	59
Conclusion.....	60

Chapitre IV : Simulation numérique

Introduction.....	61
IV.1 Présentation du logiciel ABAQUS	61
1- ABAQUS/Standard :.....	62
2- ABAQUS/Explicit :	63
3- Le CAE (complète Abaqus environnement) :.....	65
IV.2 Définition du modèle expérimental à simuler :.....	65
IV.3 Présentation des étapes suivies dans cette simulation pour le modèle classique	67
IV.3.1 La géométrie du portique (module part)	67

IV.3.2 La géométrie des barres horizontales.....	68
IV.3.3 Propriétés des matériaux (Module Property)	68
IV.3.4 Assemblage du modèle (Module Assembly)	70
IV.3.5 Définition du « steps » et des variables à calculer :	71
IV.3.6 Définition du contact acier béton (Module Interaction).....	71
IV.3.7 Définition des conditions aux limites (Module Load)	72
IV.3.8 Définition du maillage des barres.....	73
IV.3.9 Maillage du portique	74
IV.3.10 Définition du job	74
IV.3.11 Visualisation des résultats de l'analyse.....	75

Chapitre V : Analyse et interprétation des résultats.

Partie A : MODELE CLASSIQUE.....	77
V.A.1.Présentation des résultats du modèle classique:	77
V.A.1.1 Comparaison des énergies du modèle classique en (Mili joule).....	77
IV.A.1.2 Visualisation de la courbe force-déplacement (N-mm) du modèle classique	78
V.A.1.3 visualisation des déplacements dans le portique (mm).....	78
V.A.1.4 Propagation des dommages en traction dans le béton	79
V.A.1.5 visualisation des déformations dans le béton.....	80
V.A.1.6 Propagation des contraintes dans le béton en (Mpa)	81
V.A.1.7 Propagation des contraintes dans les aciers en (Mpa) :	82
V.A.1.8 Propagation des déformations dans les aciers	85
V.A.1.9 Comparaison des courbes force-déplacement des modèles numerique et expérimental	88
V.A.1.10 Comparaison de la propagation des dommages en traction dans les modèles classique et experimental.	89
Partie B : MODELES RENFORCES.....	90
V.B.1 Présentation des résultats des modèles renforcés	90
V.B.1.1 Méthode d'investigation du renforcement.....	90
V.B.1.2 Représentation des modèles renforcés	91
V.B.1.3 Etude comparative globale.....	92
V.B.1.3.1 Comparaison des courbes forces-déplacement	92
V.B.1.3.2 Comparaison des dommages en traction	93

V.B.1.3.3 Comparaison des contraintes dans les aciers	95
V.B.1.4 Etude comparative locale.....	96
V.B.1.4.1 Comparaison des dommages en traction dans le béton dans la poutre en tête du portique	97
V.B.1.4.2 Comparaison des contraintes dans les aciers longitudinales en tête du poteau	98
• Conclusion générale :	98



- **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.

Les recherches récentes ont montrées que le rapport de la résistance flexionnelle des éléments de contreventement joue un rôle significatif dans la détermination de la réponse de la structure. D'ailleurs, les structures en béton armé en portique dans les régions sismiques sont habituellement confectionnées pour être ductiles. L'approche de conception ductile est associée avec ce qui est généralement connu comme «poteau fort – poutre faible», suivant cela, les rotules plastiques sont désignées pour se former dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Les nœuds dans de telles structures 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.

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. L'insuffisance structurale des jonctions poutre-poteau a été justifiée comme étant le résultat des observations répétées des ruptures dans des tremblements de terre. Diverses techniques existent actuellement pour assurer une mise en conformité des structures, notamment via les matériaux traditionnels tels que le béton et l'acier. Le renforcement d'éléments structuraux par matériaux composites peut également offrir une solution intéressante et se révèle être une technique de plus en plus répandue.

- **Position du problème**

Les problèmes majeurs des structures auto stables en béton armé se résument aux zones critiques qui sont les zones nodales ou les rotules plastiques se produisent.

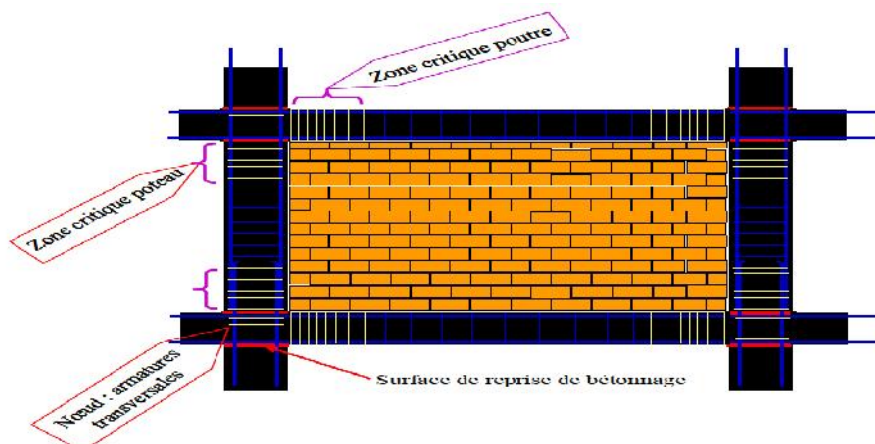


Figure I-6. : Dispositions constructives conformes aux règles PS[24]

- **Objectif de l'étude**

Dans le cadre du présent mémoire, on s'intéresse à l'étude du comportement d'un portique à deux niveaux en béton armé au voisinage des zones critiques. En visionnant les premières zones endommagées dans le portique après validation du modèle classique par rapport à l'expérimental. On effectue un renforcement local par des plaques composites (fibre de carbone+résine-époxy) afin d'améliorer le comportement de ces zones critiques. L'objectif principal de cette étude est de localiser les zones critiques et de voir les pourcentages d'apport de ces plaques dans les différents modèles renforcés par rapport au modèle classique sans renfort que ce soit en terme d'endommagement, contraintes ou bien le niveau de performance en comparant les courbes de capacités.

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

- ✓ Béton: le modèle numérique est élasto-plastique en dommageable en utilisant le modèle inclus dans ABAQUS «concrete damaged plasticity».
- ✓ Acier : le modèle numérique est un modèle élasto-plastique avec écrouissage isotrope.
- ✓ Matériau composite : suivant un modèle élastique orthotrope dans l'hypothèse des contraintes planes.

Le mémoire est structuré comme suit :

- Chapitre I : « **Généralités sur le mouvement sismique** » comprend un aperçu sur les mouvements sismique en Algérie en précisant les types de ce dernier, ces caractéristiques, ainsi les différentes ondes sismiques et ces mécanismes.
- Chapitre II : « **Comportement des structures en portique** » ce chapitre est consacré aux comportements des éléments (poteaux-poutre), en suite on s'est intéressé aux rotules plastiques ainsi les mécanismes de ruines qu'elles causent. A la fin nous avons cité quelques travaux antérieurs qui sont réalisés dans cette thématique.
- Chapitre III : « **Généralités 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.

Introduction générale

- Chapitre IV : «*Simulation numérique*» cette partie du mémoire est destinée à la présentation du logiciel utilisé pour la partie simulation numérique, et les étapes suivies pour élaborer cette simulation.
- Chapitre V : «*Analyse et interprétation des résultats* » l'ensemble de tous les résultats de l'analyse ont été présentés dans ce chapitre, ces résultats nous ont permis de quantifier l'apport positif des différents renforcements.
- Conclusion Générale.
- Références bibliographiques.

I-GENERALITES :

Introduction :

En Algérie, l'activité sismique demeure relativement modérée dans la région nord, Ces séismes sont souvent de fortes amplitudes et engendrent des dégâts sévères. Pour mieux éviter les risques qui résultent des séismes, la seule protection réellement efficace est la construction parasismique est basée sur le choix du site, une bonne conception architecturale et un respect des règles parasismiques, enfin exécution de qualité.

I-1 Qu'est-ce-qu'un séisme ?

Un séisme est une fracturation brutale des roches en profondeur le long de failles en profondeur dans la croûte terrestre (rarement en surface). Le séisme génère des vibrations importantes du sol qui sont ensuite transmises aux fondations des bâtiments.

Les séismes sont, avec le volcanisme, l'une des manifestations de la tectonique des plaques. L'activité sismique est concentrée le long de failles, en général à proximité des frontières entre ces plaques. Lorsque les frottements au niveau d'une de ces failles sont importants, le mouvement entre les deux plaques est bloqué. De l'énergie est alors stockée le long de la faille. La libération brutale de cette énergie stockée permet de rattraper le retard du mouvement des plaques. Le déplacement instantané qui en résulte est la cause des séismes. Après la secousse principale, il y a des répliques, parfois meurtrières, qui correspondent à des réajustements des blocs au voisinage de la faille.

I-2 : Origine des tremblements de terre :

Lorsqu'un matériau rigide est soumis à des contraintes de cisaillement, il va d'abord se déformer de manière élastique. Puis, lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il se rompra, en dégageant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulée durant la déformation élastique. C'est ce qui se passe lorsque la lithosphère est soumise à des contraintes. Sous l'effet des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques, la lithosphère accumule de l'énergie. Lorsqu'en certains endroits, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une/des rupture(s) qui se traduisent par des failles. L'énergie brusquement déagée le long de ces failles cause des séismes (tremblements de terre).

A noter que les séismes ne se produisent que dans du matériel rigide. Par conséquent, les séismes se produiront toujours dans la lithosphère, jamais dans l'asthénosphère qui est plastique [01].

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme **foyer** (ou hypocentre), le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que l'**épicerentre** désigne le point à la surface terrestre à la verticale du foyer (figure I.1).

I-3 : Typologies :

Les séismes peuvent être classés selon la profondeur de l'hypocentre :

- **Séisme de foyer superficiel** : hypocentre jusqu'à 60 km de profondeur.
- **Séisme de foyer intermédiaire** : entre 60 et 300 km.
- **Séisme de foyer profond** : au-dessous de 300 km.
-

Les séismes superficiels sont les plus dévastateurs. Très souvent ils sont suivis de nombreuses secousses moins importantes (répliques) qui touchent la même zone pendant les heures ou les jours qui suivent.

I-4 Caractéristiques d'un séisme :

Les caractéristiques essentielles d'un séisme sont : (figuel.1)

1. **Foyer** : c'est le point de départ de la rupture des roches.
2. **Magnitude** : elle mesure l'énergie libérée par le séisme au niveau du foyer.
3. **Intensité** : elle mesure les conséquences du séisme en surface.
4. **Épicentre** : c'est le point de la surface terrestre situé à la verticale du foyer.

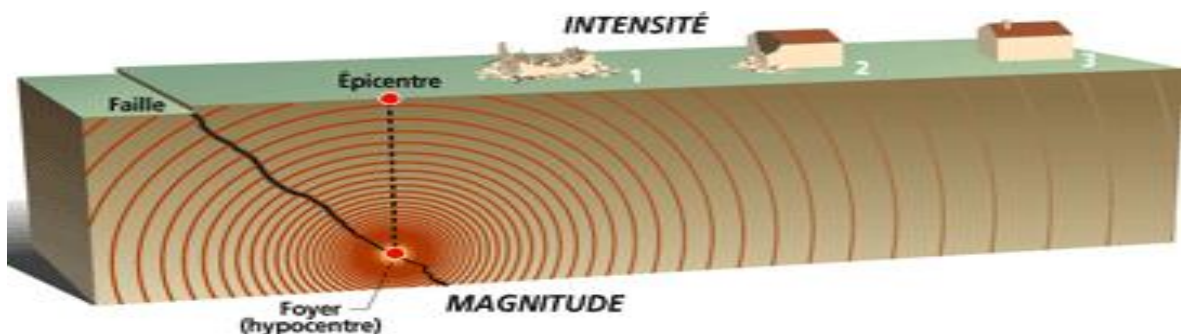


Figure I.1: Caractéristiques d'un séisme [© Graphies / Alp'Géorisques]

I-5 Ondes sismiques :

L'essentiel des effets des séismes provient des vibrations associées aux ondes émises par le glissement soudain des deux lèvres de la faille [02]. Ces vibrations peuvent être caractérisées par :

- leur fréquence (pouvant aller de 0.01 à 50 Hz),
- leur amplitude,

Les ondes qui les propagent sont elles caractérisées par :

- leur type (par exemple compression ou cisaillement),
- leur vitesse de propagation.

Les ondes sismiques provoquent des déformations élastiques (figure I.3), qui dans un milieu isotrope peuvent être caractérisées, par le type de mouvement qui affecte les particules le constituant [03]. Elles sont classées selon plusieurs types:

1. Les ondes de compression (P) (primaires): Ce sont les plus rapides ; elles correspondent à un mouvement de compression et de détente dans la direction de propagation de l'ébranlement [4]. Elles sont encore appelées ondes longitudinales.

2. Les ondes de cisaillement (S et L) : Elles sont cantonnées au milieu solide. La direction de déplacement des particules est perpendiculaire à celle du déplacement de l'onde. La déformation s'effectue dans un plan perpendiculaire au cheminement de l'onde : les particules sont affectées de mouvements en cisaillement. Les ondes L se déplacent horizontalement dans les niveaux de surface. Les ondes S (secondes), plus lentes que les ondes P ; correspondent à un mouvement du sol transversal à la direction de propagation de l'ébranlement. Ce sont des ondes de cisaillement ou ondes transverses.

3. Les ondes de Rayleigh (R) : le mouvement des particules s'effectue dans une ellipse à grand axe vertical et à petit axe dans la direction de déplacement de l'onde. Le sens de déplacement des particules est rétrograde par rapport à celui de l'onde. Ce type d'onde est cantonné dans les niveaux de surface [05].

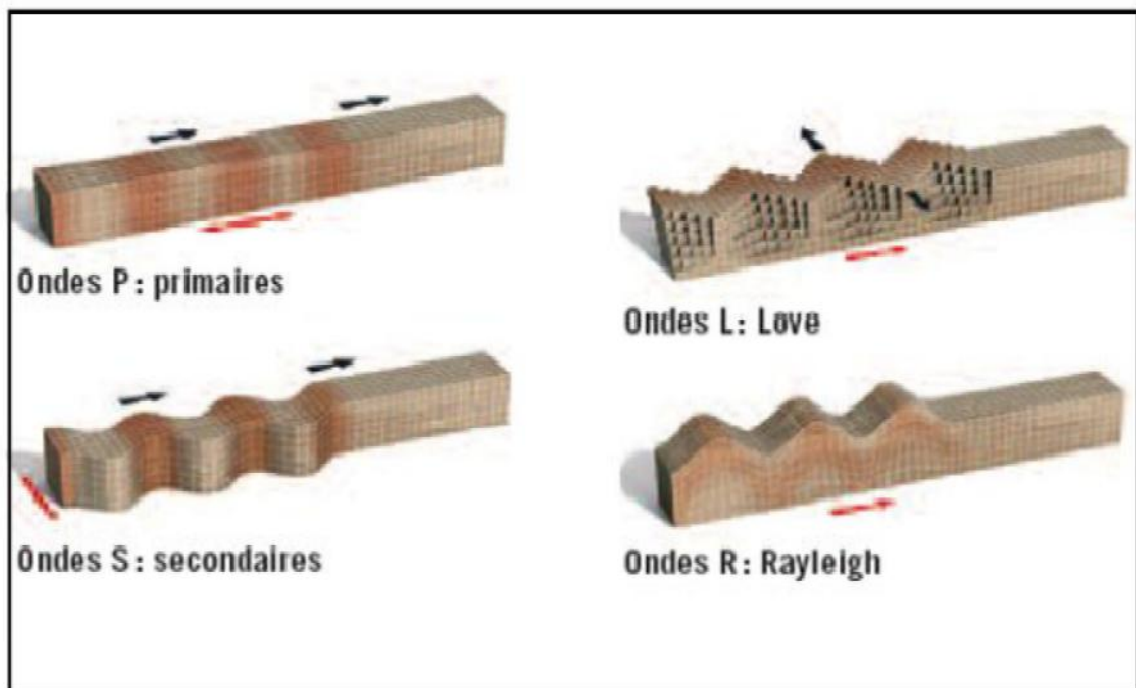


Figure I.2: Les différentes ondes sismiques.

Lorsqu'un séisme se produit dans une région donnée, on peut en connaître avec une approximation raisonnable, l'heure et l'épicentre [03].

Le temps étant enregistré avec une grande précision, il est possible d'établir la vitesse de chacune des ondes. La figure I.4 montre l'influence du temps sur la vitesse de propagation des ondes P, S et L.

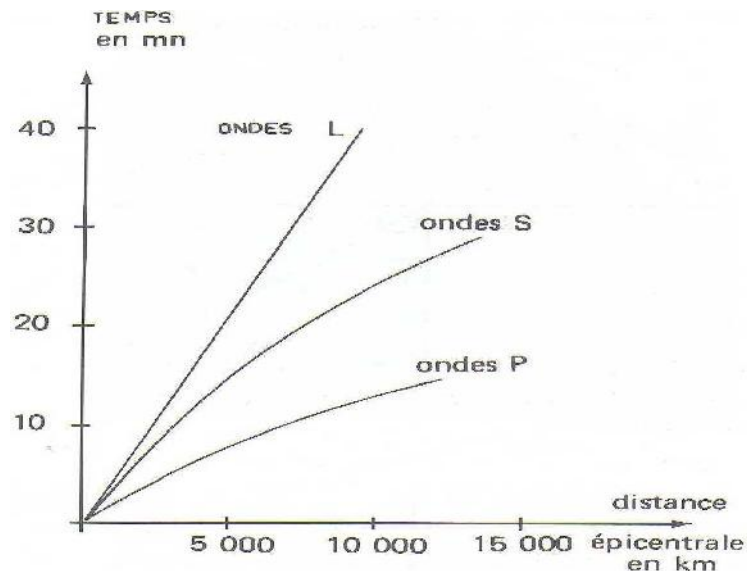


Figure I.3: influence du temps sur la propagation des ondes sismiques [Jean DERCOURT, Jacques PAQUET].

On constate que :

- Les ondes P et S ont des vitesses qui croissent avec les distances parcourues. Étant entendu que la vitesse de propagation d'une onde est fonction de la densité du milieu traversé, on en déduit que ces ondes traversent les couches profondes du globe et circulent dans les milieux denses, différents de ceux de la surface.
- Les ondes L ont des vitesses constantes ; on en déduit que le milieu parcouru ne change pas de propriétés avec l'éloignement du foyer.

Le temps qui sépare l'arrivée d'une onde P et d'une onde S dans une station donnée permet graphiquement de lire la distance de cette station au foyer. On utilise cette propriété pour localiser les séismes.

L'amplitude des vibrations, relativement stable en profondeur dans la croûte terrestre, devient très fortement variable à proximité immédiate de la surface, car elle est en relation directe avec la compacité des sols et roches : Ainsi, la vitesse des ondes de cisaillement varie de 3 km/s dans du granite sain, à parfois moins de 500 m/s dans le même granite mais cette fois fortement altéré, et de près de 1000 m/s dans des sédiments très compactés, à moins de 50 m/s dans des vases et tourbes (tableau I.3).

La propagation de ces ondes est très fortement affectée par ces hétérogénéités de surface et il en va de même pour la répartition spatiale de l'amplitude des vibrations sismiques associées. Cette variabilité spatiale liée à la géologie de surface est classiquement appelée "effets de site" [06].

Milieux	Vitesse (km.s ⁻¹)
Sable sec	0,2 – 1,0
Sable saturé en eau	1,5 – 2,0
Argile	1,5 – 2,5
Grès	2,0 – 6,0
Calcaires	2,0 – 6,0
Craie	2,0 – 2,5
Calcaire jurassique	3,0 – 4,0
Calcaire carbonifère	5,0 – 5,5
Dolomie	2,5 – 6,5
Sel	4,5 – 5,0
Gypse	2,0 – 3,5
Roches ignées	5,5 – 8,5
Granite	5,5 – 6,0
Gabbro	6,5 – 7,0
Roches ultrabasiqes	7,5 – 8,5
Serpentinite	5,5 – 6,5
Air	0,3
Eau	1,4 – 1,5
Glace	3,4

Tableau I. : Vitesse de quelques types de sols [Jean-François SEMBLAT, 2004].

Les équations de vitesses des ondes P et S sont :

$$V_p = \sqrt{\frac{\alpha}{\rho}}, \text{ Pour une onde plane longitudinale.}$$

α : module d'allongement transversal des plaques.
 ρ : masse volumique du milieu.

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}, \text{ Pour une onde plane transversale.}$$

μ : module de glissement, ou module de cisaillement, ou module de rigidité [14].

Remarque :

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{\alpha}{\mu}}$$

Dans un milieu donné, il y a une relation entre la vitesse de propagation des ondes de volume dans le milieu et la densité du milieu.

Comme les paramètres α et μ sont variables en fonction de la nature des milieux, on peut passer facilement d'un paramètre (densité) à l'autre (vitesse). A partir de mesures expérimentales faites en laboratoire, un certain nombre de lois empiriques a été établi pour différents types de roches.

I-6 les mécanismes de ruine :

Le dépassement localisé de la capacité des roches à stocker l'énergie, provoque une rupture suivant le chemin de moindre résistance, c'est la formation des failles terrestres, ces failles peuvent être classées en trois grands mécanismes de rupture[7]. (figure I.2)

I.6.1 : définition des failles :

Une faille est une cassure accompagnée d'un mouvement relatif de deux compartiments qu'elle détermine dans les terrains qu'elle affecte. On distingue [4]:

1. Les diaclases: qui sont des cassures sans déplacement visible.
2. Les flexures: qui sont de brusques changements de pendages selon une surface déterminée, mais sans rupture : il arrive souvent qu'une flexure résulte de l'amortissement d'une faille dans les couches sédimentaires (Voir figure I.5).

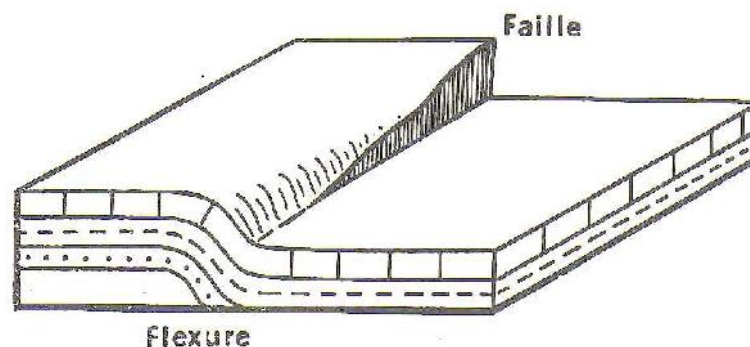


Figure I.4: Schéma des caractéristiques relatives d'une faille et d'une flexure [J. AUBOUIN, R. BROUSSE, J.P. LEHMAN, 1973].

- Comme l'indique la figure I.6, le mouvement d'une faille donne naissance à :
- un plan de faille, qui est une surface le long de laquelle s'est fait le déplacement,
 - un toit de faille, qui est le compartiment situé au dessus du plan de faille,
 - un mur de faille, qui est le compartiment situé sous le plan de faille [3],
 - un rejet est une distance qui sépare deux points situés de part et d'autre du plan de faille, et qui étaient en contact avant la cassure. On en mesure surtout les composantes verticale et horizontale.

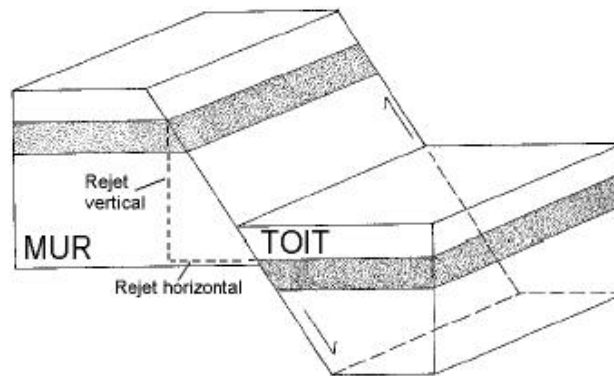


Figure I.5: Caractéristiques d'une faille [Simpson].

I.6.2 : les différents types des failles :

- **failles normales :**

La composante horizontale du glissement correspond à un écartement qui s'accompagne de l'affaissement d'un des blocs par rapport à l'autre. Ces failles se rencontrent dans les régions étirées et amincies comme les dorsales médio-océaniques et les rifts continentaux. Sur le terrain, l'escarpement de faille est un bel exemple du jeu d'une faille normale. Cet escarpement déchire la steppe et correspond à un affaissement de plusieurs mètres du bloc aval par rapport au bloc amont.

- **failles inverses :**

La composante horizontale du glissement correspond cette fois à un rapprochement qui s'accompagne du chevauchement d'un des blocs sur l'autre. Ces failles se rencontrent dans les régions raccourcies et épaissies comme au front des chaînes de montagne.

- **failles de décrochement :**

Le troisième type de faille correspond à un plan vertical sur lequel se produit un glissement horizontal. Ces failles que l'on appelle décrochements ne créent généralement pas de reliefs car les déplacements se font parallèlement à la surface de la terre. Pour un observateur arbitrairement placé sur l'un des blocs, on parle de décrochement dextre lorsque l'autre bloc auquel il fait face, se déplace vers sa droite, et de décrochement sénestre lorsqu'il se déplace vers sa gauche. Voir la figure (I.6)

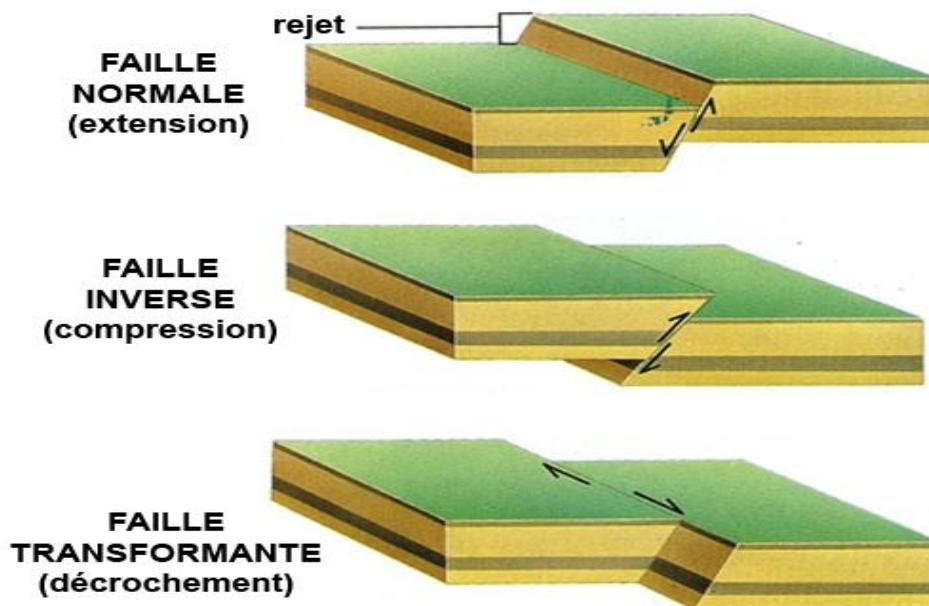


Figure I.6: différents types de failles

I.6.3 : caractéristiques d'une faille :

Les failles sont classées selon trois critères :

1. Leur rejet horizontal latéral
2. Leur rejet horizontal transversal
3. Leur disposition par rapport à la structure antérieure des roches qu'elles affectent.

Dans la figure I.7, les valeurs des rejets associées au pendage du plan de faille, caractérisant la fracture sont donnés comme suit :

OA, rejet horizontal longitudinal dans la direction du plan de faille,

CO', rejet horizontal transversal,

AC, rejet vertical et AB, rejet pente,

On définira quelques types simples de failles :

➤ Le rejet horizontal longitudinal OA est nul. S'il y a élargissement du volume initial, il s'agit de failles en extension ou failles normales d'effondrement.

Par contre, s'il y a aplatissement du volume initial, les failles sont dites inverses. Lorsque la largeur ou la longueur est conservée, les failles sont verticales,

➤ Le rejet horizontal longitudinal OA n'est pas nul. Si le rejet vertical est nul, il s'agit de décrochements. Le cas figuré montre un décrochement caractérisé par un rejet horizontal et un rejet vertical [4].

N.B : En étudiant la géométrie des terrains déformés, le géologue est en mesure de définir la nature des contraintes qui ont produit une géométrie donnée et d'en déduire l'histoire de la dynamique d'une région.

- **Rhéologie des failles :**

Les interactions entre les écoulements fluides et le comportement des failles actives ont un intérêt central pour comprendre les processus de rupture lors des tremblements de terre.

Lors d'un glissement rapide, comme c'est le cas pour un séisme ou un glissement de terrain où les vitesses peuvent atteindre plusieurs mètres par seconde, la chaleur produite par la dissipation de l'énergie de frottement est emprisonnée à l'intérieur de la zone de glissement sans avoir le temps de se dissiper en raison de la rapidité du processus.

Il en résulte une augmentation importante de la température. Les zones de faille sont souvent caractérisées par d'importantes quantités de matériaux argileux qui montrent un comportement contractant lorsque qu'ils sont chauffés. Ce phénomène d'effondrement thermique des matériaux argileux conduit ainsi à une augmentation de la pression des fluides interstitiels, contenus dans la faille, donc à une réduction de la résistance au frottement, qui peut tendre au cas limite d'un glissement libre sur une base non frottante [08].

Ce mécanisme peut expliquer le relâchement des contraintes observé lors d'un séisme.

- **Tectonique des plaques :**

La tectonique est cette partie de la géologie qui étudie la nature et les causes des déformations des ensembles rocheux, plus spécifiquement dans ce cas-ci, les déformations à grande échelle, de la lithosphère terrestre.

Une plaque est un volume rigide, peu épais par rapport à sa surface (Voir figure I.8).

La tectonique des plaques est une théorie scientifique planétaire unificatrice, qui propose que les déformations de la lithosphère sont reliées aux forces internes de la terre et que ces déformations se traduisent par le découpage de la lithosphère en un certain nombre de [plaques](#) rigides (14), qui bougent les unes par rapport aux autres en glissant sur l'asthénosphère [01].

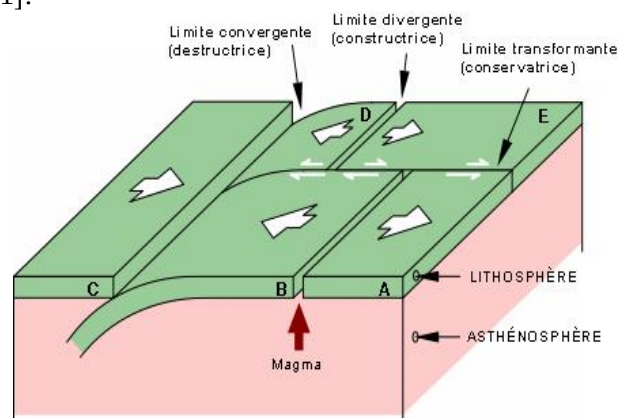


Figure I.7: Phénomène d'apparition de la tectonique des plaques [Pierre-André BOURQUE, 1997].

- **Phénomène physique :**

Les séismes majeurs sont liés à l'existence de mouvements tectoniques globaux continuellement en action qui soulèvent des chaînes de montagnes et creusent des tranchées océaniques à la surface de la terre [09]. Ces mouvements affectent une quinzaine de "plaques" sphéroïdales et engendrent des contraintes sur les lignes de contact des plaques.

Il existe des régions du monde à plus ou moins haut risque sismique, suivant qu'elles soient plus ou moins proches des zones de jonctions des "plaques", Figure I.9.

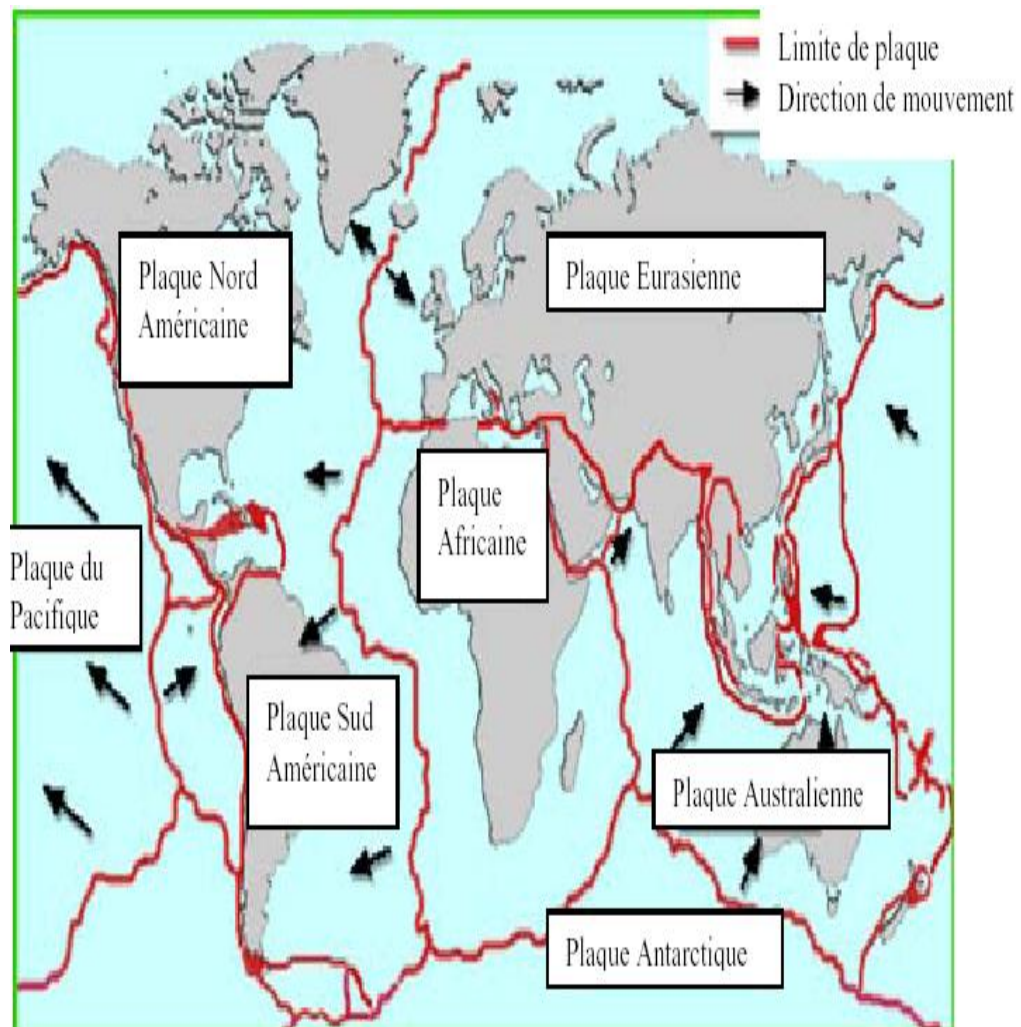


Figure I.9 : Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques.
[Bristol University]

I-8 Les séismes dans le bassin méditerranéen :

La figure I.10 montre l'activité sismique dans la région Europe-méditerranéenne pendant la période 1973-2002, ayant une magnitude $m_b > 3.0$ du catalogue USGS/NEIC PDE.

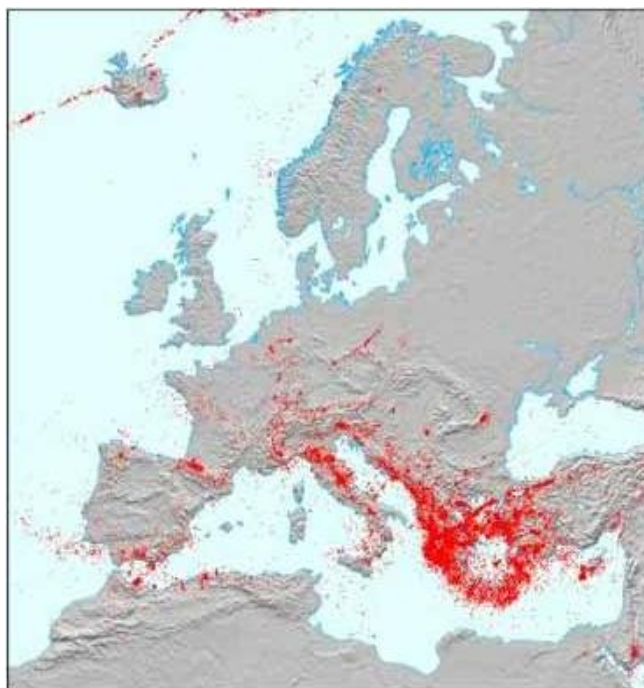


Figure I.9: Carte de l'activité sismique dans le bassin méditerranéen [Bristol University].

- **Géodynamique, sismotectonique :**

L'Algérie est située sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques : la plaque Eurasienne et la plaque Africaine. Le séisme du 21 mai 2003 est lié à un contexte tectonique compressif créé par la remontée Nord-Ouest de la plaque Africaine contre la plaque Eurasienne. D'après le modèle global « Nuvel 1 » (Argus *et al*, 1991), la vitesse de raccourcissement entre les deux plaques est estimée entre 5 et 6 mm/an dans la région d'Alger (Figure I.11).

L'affrontement entre les deux plaques a donné naissance notamment à la chaîne de l'Atlas Tellien. Ce massif forme une zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène inférieur [10].

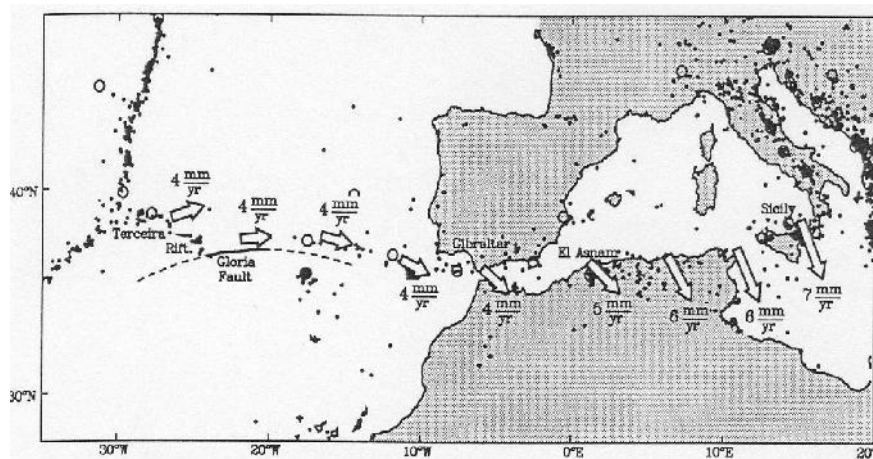


Figure I.10 : Contexte géodynamique de la marge Nord Africaine.

Modèle Nuvel 1 [Argus *et al.*, Issu de east.ustrasbg. fr, M. Megrahoui, 1991].

• **Historique des séismes en Algérie :**

Le séisme du 21 mai 2003 dans la région d'Alger est l'expression du séisme type qui peut affecter une grande partie de l'Afrique du Nord, en particulier l'Algérie [10]. Les séismes les plus importants qu'a connus notre pays sont résumés dans la figure I.12.

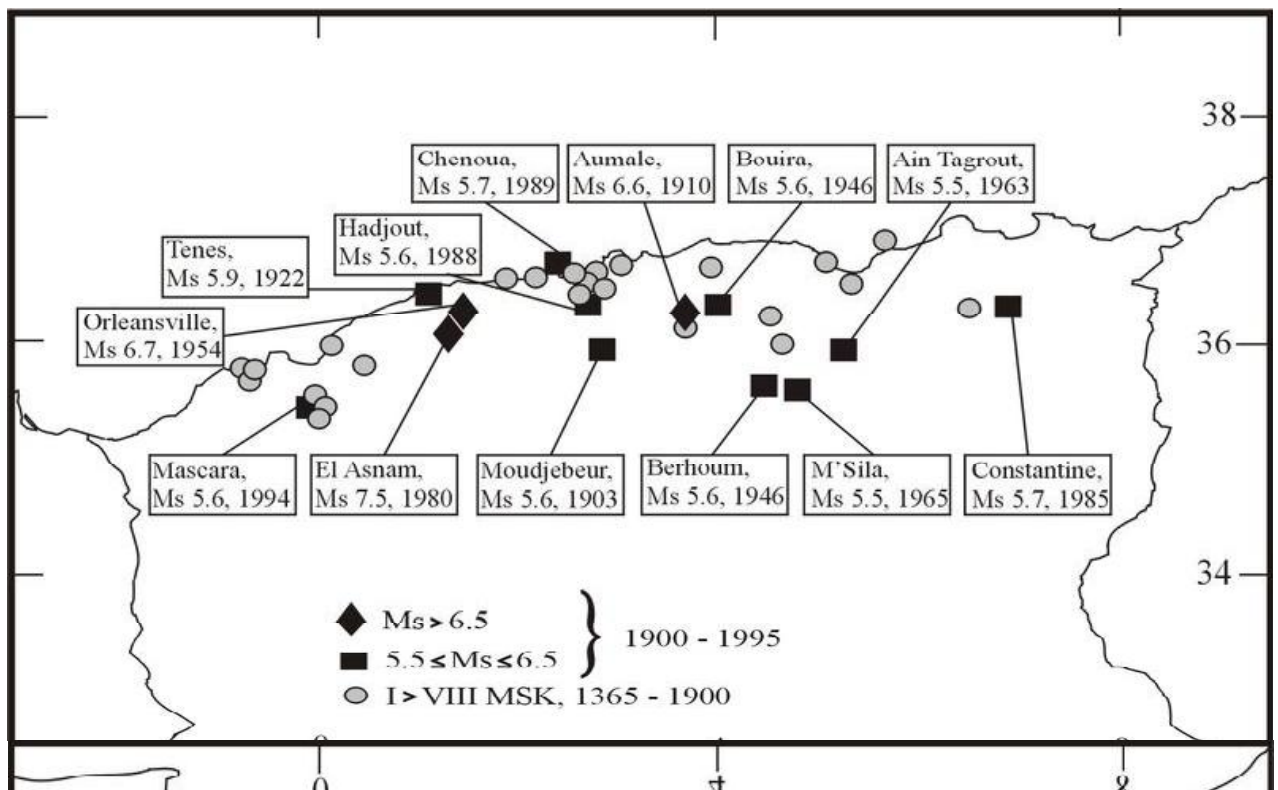


Figure I.11 : Sismicité au XX^{ème} siècle en Algérie [NEIC].

Plusieurs séismes de magnitude comprise entre 5 et 6 se sont produits à l'Ouest d'Alger dans les régions de Cherchell, Tipaza et Médéa (70 morts - 150 000 sans abris). Tous ces séismes ont été largement ressentis à Alger (Tableau I.4).

Lieu	Année	Magnitude (Richter)	Intensité (MSK)	Décès
Alger	1365		Sup à VIII	
Alger	1716		Sup à VIII	20.000
Alger	1722		Sup à VIII	
Cherchell	1735		Sup à VIII	
Hadjout	1756		Sup à VIII	
Oran	1790		Sup à VIII	
Koléa	1802		Sup à VIII	
Cherchell	1847		Sup à VIII	
Mitidja	1867		Sup à VIII	
Aumale	1910	6,4		
Tenes	1922	5,9		
Berhoum	1946	5,6		
Bouira	1946	5,6		
Orléon Ville	1954	6,7		1000
Ain Tagrout	1963	5,5		
M'Sila	1965	5,5		
El Asnam	1980	7,5		5000
Constantine	1985	5,7		
Hadjout	1988	5,6		
Chenoua	1989	5,7		70
Médéa	1990et1996	5 à 6		
Mascara	1994	5,6		

Tableau I.2: Récapitulatif des séismes d'Algérie depuis 640 ans.

I-9 Aléa sismique :

L'aléa sismique peut être défini comme étant la probabilité qu'un événement sismique d'une certaine intensité survienne au cours d'un intervalle de temps donné. Il est calculé à partir de la répartition statistique de l'ensemble des tremblements de terre historiques répertoriés [11]. Selon la terminologie actuelle, l'aléa sismique est une

estimation probabiliste des conséquences d'un tremblement de terre, mais limitée aux mouvements de sol susceptibles de se produire, sans référence à leur action sur les constructions [12].

Dans une région sismique donnée, il se produit de nombreux tremblements de terre au fil du temps et on constate qu'il existe une relation entre la magnitude de ces séismes et leur fréquence d'apparition : les petits séismes sont nombreux, les gros sont rares [13].

Des lois statistiques ont été établies par différents chercheurs, dont Gutenberg-Richter, Ambraseys. Une fois que la loi (magnitude - fréquence d'apparition) est connue pour une région donnée, il est possible de définir l'aléa sismique à utiliser dans les projets de construction, à condition de définir la probabilité d'arrivée du séisme contre lequel on décide de se prémunir. Ce choix doit résulter d'une balance entre sécurité et coût, car plus la probabilité d'arrivée du séisme choisie est faible, plus le niveau d'action et le coût de l'aspect parasismique de la construction sont élevés.

- **Caractérisation de l'aléa sismique :**

La pratique actuelle d'évaluation de l'aléa sismique en France pour les installations à risque (installations nucléaires et chimiques, barrages) est une approche déterministe. Cette approche estime le niveau d'accélération qui serait produit par le plus fort séisme historique ramené au plus près du site, augmenté d'une marge de sécurité.

Cette marge est définie en augmentant d'un demi-degré la magnitude du séisme retenu [14].

Pour pouvoir estimer l'aléa sismique, il faudra estimer :

- la taille de la faille,
- la vitesse de déformation,
- la magnitude du séisme.

- **Risque sismique :**

C'est l'estimation probabiliste, en termes de pertes humaines et matérielles, des conséquences des séismes.

La distinction entre les deux définitions ci-dessus est très importante. En effet, des zones sans habitation ont été répertoriées comme zones touchées par le séisme du 21 mai 2003 (Zemmouri, Algérie). Celles-ci ont subi une liquéfaction du sol aux abords des Oued Isser et Sébaou. Elles peuvent donc présenter un aléa sismique élevé mais un risque faible !

Introduction:

La bonne tenue d'une structure à portiques sous séisme, dépend en grande partie de la bonne conception des nœuds la composant (très vulnérables en cas de séisme). Ils 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 et doivent assurer la continuité des efforts, entre poutres et poteaux, pour lesquels ils ont été calculés. Pour prévoir une résistance adéquate, les nœuds poteau- poutre ont besoin d'une attention mécanique spécifique.

II.1 Comportement des éléments d'ossatures auto stables :

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

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

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

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

II.1.1 Comportement des éléments poutres :

Les éléments poutres sont généralement soumis à la flexion simple, sans effort normal.

La revue bibliographique montre que la majorité des études expérimentales sont portées sur des consoles, en béton armé, qui représentent la moitié des poutres courantes dans les structures réelles, parmi ces études, on peut citer :

- Les essais de Brown et Jirsa [15]
- Les essais de Wight et Soze [16]
- Les essais de Bertero et Popov [17]

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

- Le comportement des poutres est non linéaire dès que la charge dépasse la résistance du béton à la traction. L'aire des boucles d'hystérésis caractérisant la capacité d'absorption et de dissipation d'énergie croît au fur et à mesure que la charge augmente.
- La dégradation de la rigidité est due, essentiellement à la fissuration du béton. Cette dégradation est amplifiée par l'effet de Bauschinger, la détérioration de l'adhérence acier-béton et le cisaillement dans la section critique. L'allure des boucles d'hystérésis devient plus pincée lorsque le cisaillement est important.

- La disposition des armatures en diagonales permet un meilleur comportement d'hystérésis, comme on peut le constater sur les figures (II.1) et (II.2), tirées des essais de Bertero et Popov [17].

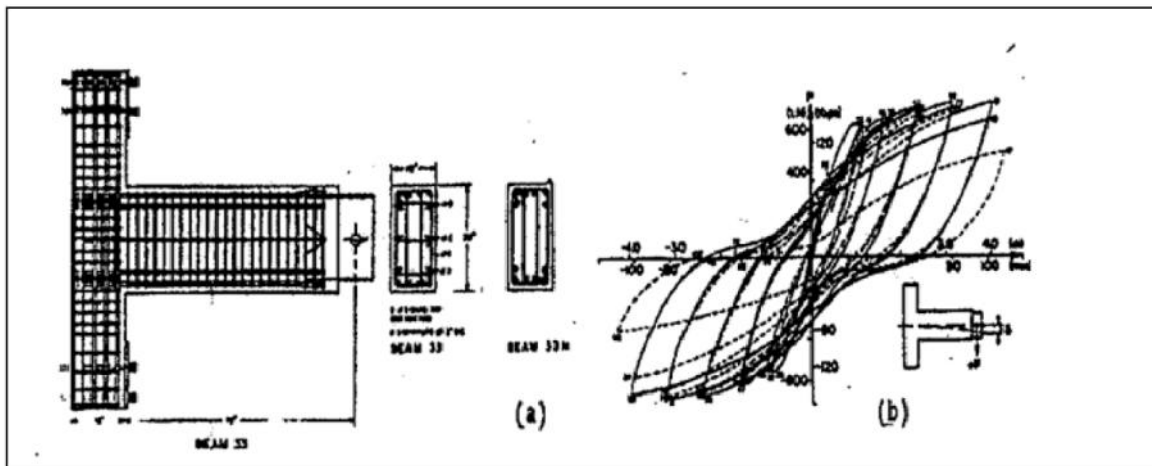


Figure II.1: (a) poutre ferrailée normalement ; (b) boucles d'hystérésis.

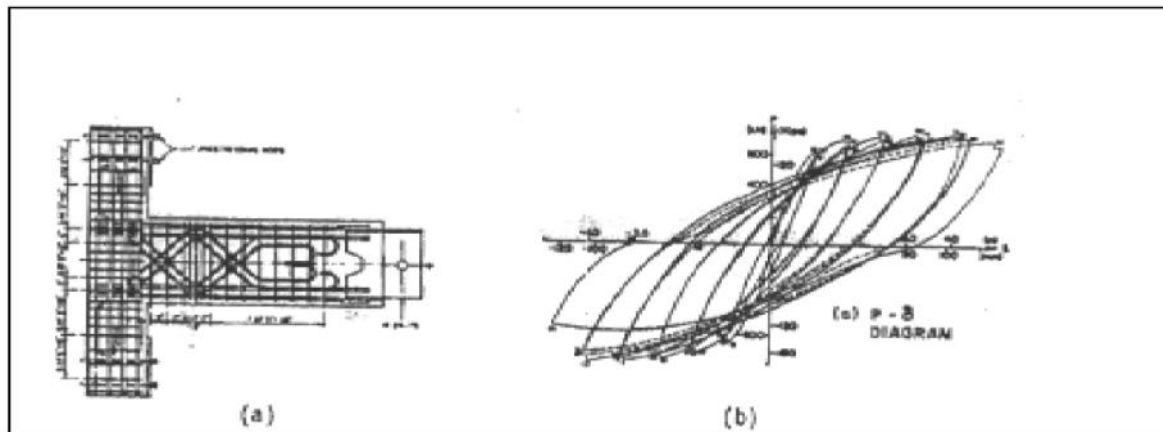


Figure II.2 : (a) poutre ferrailée normalement ; (b) boucles d'hystérésis

II.1.2 Comportement des éléments poteaux :

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

- Essai de Kaverchine et Grelat [18]
- Essai de Park, Priestley et Gill [19]
- Assai d'Abram [20]
- Essais Saataggioglu et Ozcebe [21]

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

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

II.2 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.2.1 Lois Force-Déplacement généralisées associées aux poutres et poteaux :

La figure II.3 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'adaptations liées aux niveaux de performance de la structure.

La courbe 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 (pente du segment AB). 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.3 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.

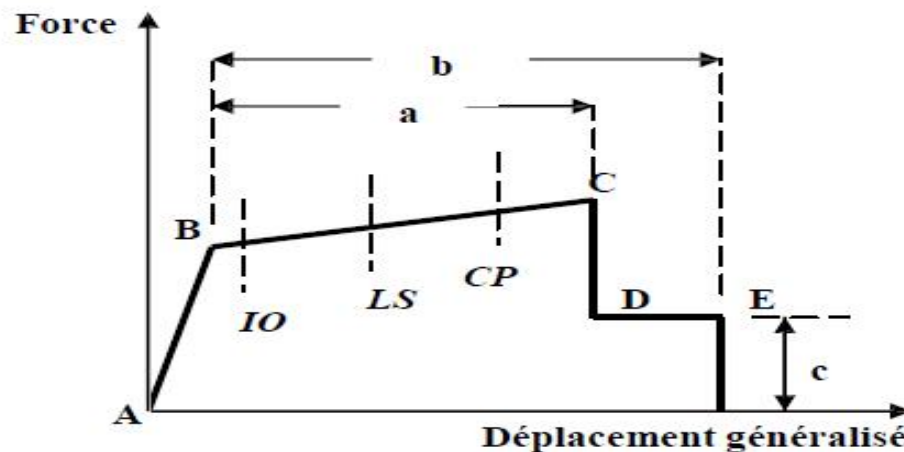


Figure II.3 : Loi Force-déplacement non-linéaire idéalisée pour les poutres et poteaux [22].

- ✚ Niveau **IO**=Immédiate **O**ccupancy (occupation immédiate)
- ✚ Niveau **LS**=Life **S**afety (sécurité de la vie)
- ✚ Niveau **CP**=Collapse **P**révention (prévention de la ruine)

Au niveau **Immédiate Occupancy**, les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance.

Au niveau **Life Safety**, la structure a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.

Au niveau **Collapse Prévention**, 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.2.2 Définition des performances:

Un niveau de performance décrit une condition limite d'endommagement d'une structure donnée sous une action sismique donnée. 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 limite 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.4 représente la relation entre les différents niveaux de performance et les états d'endommagement correspondants.

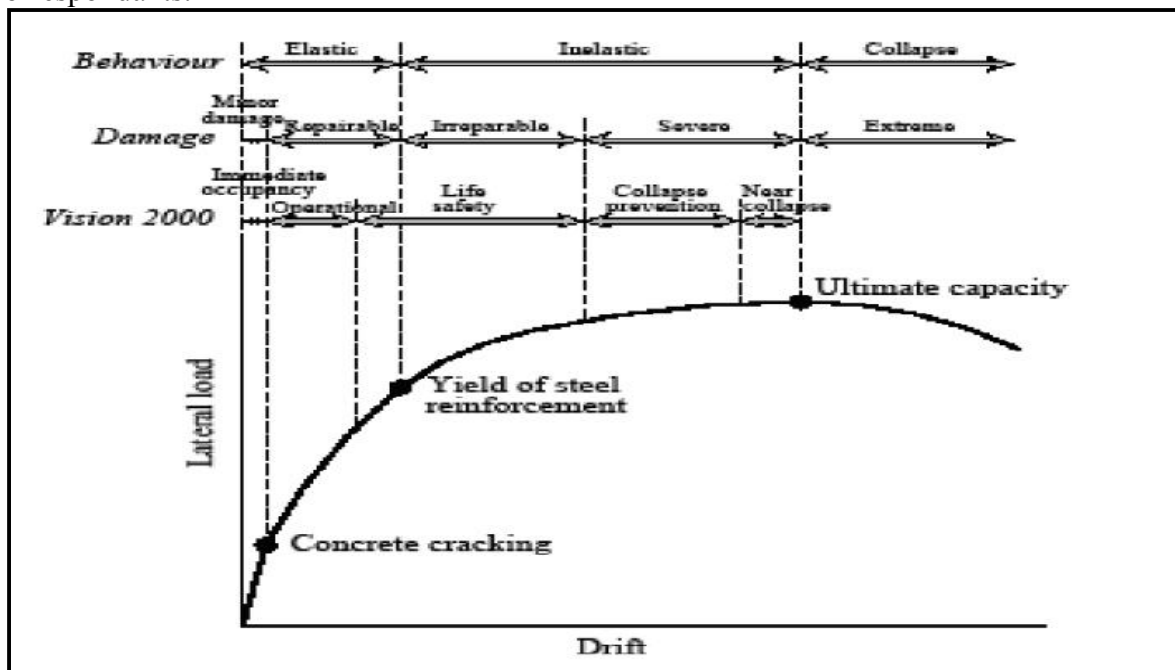


Figure II.4: Performance structurelle typique et niveau d'endommagement associé [23]

- **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 et dans le domaine post-élastique, cette dernière ne reviendra pas à sa condition initiale, et des déformations permanentes subsisteront.

II.3 Spécification pour les nœuds:

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.

La figure ci-dessous représente une disposition constructive non conforme aux règlements à cause de :

- L'absence des armatures transversales dans les zones critiques d'extrémité des poteaux et des poutres,
- L'absence des armatures transversales dans les nœuds au croisement poteau – poutre,
- La mise en place d'une talonnette en pied du poteau d'environ 5 à 10 cm en mortier de mauvaise qualité.
- Quatre surfaces de reprise de bétonnage en pied et en tête du poteau à cause de la présence des deux talonnettes.

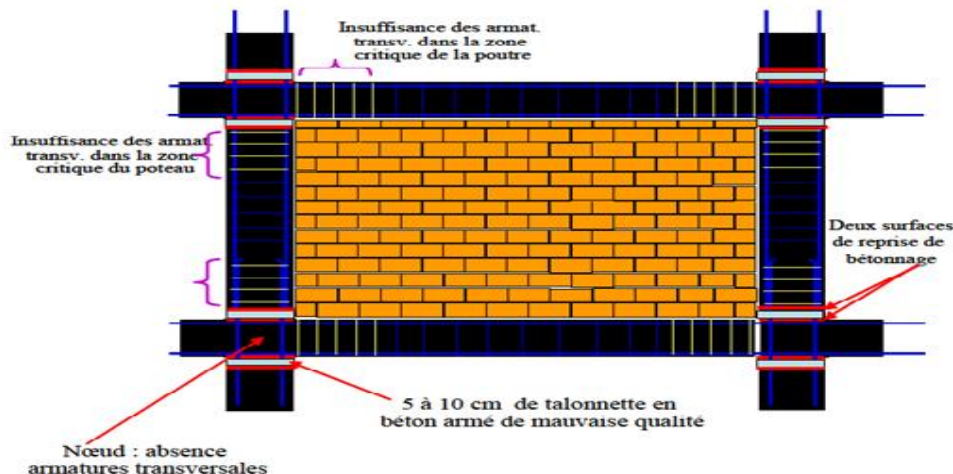


Figure II.5: Dispositions constructives NON - CONFORMES aux règles PS92 [24]

II.4 Comportements des nœuds poutres- poteaux:

Afin d'avoir un comportement ductile des portiques, vis-à-vis des sollicitations sismiques, les assemblages poutres - poteaux (ou nœuds) sont conçus de façon à obtenir la plastification des éléments horizontaux avant celle des éléments porteurs verticaux.

Le comportement d'un assemblage poutre poteau dépend essentiellement de la géométrie, du confinement du béton et de la résistance au cisaillement de l'assemblage.

II.4.1 Comment favoriser la plastification des éléments horizontaux avant celle des éléments verticaux ?

Le moment de calcul sous la combinaison la plus défavorable incluant la sollicitation sismique a permis de trouver la section et le ferrailage des éléments poutre et poteau formant le nœud. Evidemment le poteau est en flexion composé. Les sections de béton et d'acier retenues sont telles que la justification limite des matériaux est satisfaite.

La construction est terminée et le nœud de notre structure est conçu avec les sections adoptées. Sous l'action sismique, le nœud, zone privilégiée pour la dissipation de l'énergie, doit résister pour éviter l'effondrement éventuel s'il y a défaillance de l'élément vertical porteur (formation de rotules à ces extrémités).

Pour éviter cet état il faut favoriser les rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Ci-dessus, il a été signalé que l'apparition de la plastification des sections des extrémités des poutres doit survenir avant celle des sections d'extrémités des poteaux. L'apparition des rotules plastiques dans la poutre avant le poteau est assurée en faisant la vérification imposée par les règlements, soit :

- **RPA: Article 7.6.2 : 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 possible de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou moments 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 de majoration de 1.25.

Néanmoins cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

II.5 Les rotules plastiques :

On désigne par rotule plastique la dimension fictive qui permet le calcul simplifié de déformations d'un élément de construction en cours de plastification. Toute rotule plastique est caractérisée par sa position, ses rotations et la valeur de la longueur plastique L_p 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.

C'est une zone d'un élément de structure (poteaux, poutres, voile) subissant des déformations irréversibles, capable 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.

La figure (II.6) récapitule les différentes rotules plastiques attribuées aux poutres et poteaux du portique.

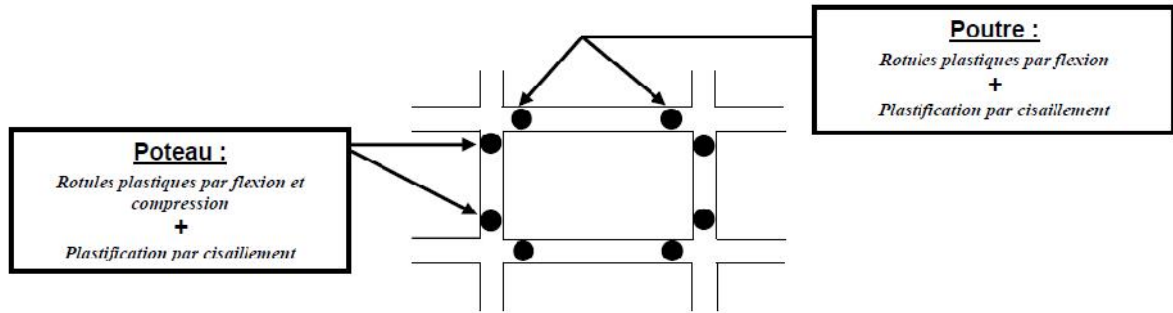


Figure II.6 : Rotules plastiques attribuées aux poutres et aux poteaux du portique

II.6 Les mécanismes de ruines :

II.6.1 Définition des mécanismes 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 ...).

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 en premier lieu au niveau des poteaux pouvant donner naissance à un niveau soft, ce mécanisme engendre une rupture précoce de la structure.

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.

Mécanisme 3: C'est le mécanisme mixte 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.



Destruction totale



Destruction partiel



Renversement de l'immeuble

Figure II.7 : Différents modes de ruine des constructions face aux séismes récents [27]



Figure II.8 : Rupture par formation des rotules plastiques aux pieds des poteaux [25]



Figure II.9 : Rupture fragile de portiques de béton armé (Arménie) Conception incorrecte des armatures [26]



Figure II.10: Rupture pour mauvaise qualité des matériaux (Ceyhan 1998)
Rupture en compression du béton de mauvaise composition (dosage, agrégats) et armatures non ductiles [25].

- Les zones critiques.



Figure II.11 : Rupture des zones critiques [27].

- Les pièces courtes et les pièces élancées.



Figure II.12 : Mode de ruine des éléments élancés [27].



Figure II.13 : Mode de ruine des éléments courts [27].

II.6.2 Pathologie des structures en portique auto-stables avec remplissage en maçonnerie

Les bâtiments constitués par une structure en portique (poteaux et poutres) en béton armé avec des remplissages en maçonnerie représentent entre 80% à 90% des constructions réalisées dans la zone sinistrée lors le séisme de **Boumerdes** du 21 mai 2003, où a été constaté la quasi-totalité des effondrements. [28] Qu'ils soient pris en compte ou non dans les justifications de résistance aux efforts sismiques, les panneaux de remplissage en maçonnerie

développent, suivant leurs diagonales dans un sens puis dans l'autre, des bielles actives fonctionnant en compression et constituant avec l'ossature un système triangulé. [28] Les conséquences de la présence de panneaux de remplissage dans un bâtiment comportant des portiques en béton armé peuvent se résumer sous deux aspects :

II.6.2.1 Interaction panneau-poteau dans le plan du portique :

Si l'on considère un panneau soumis à des forces agissant parallèlement à son plan, ce panneau a tendance à se déformer en parallélogramme (Figure I.15). Il se découpe alors dans la maçonnerie une diagonale active comprimée et une diagonale active tendue ; cette dernière cède en donnant lieu à une fissure oblique. Lorsque les effets s'inversent, c'est au tour de l'autre diagonale de céder et on retrouve la classique fissuration en X (Figure I.17).

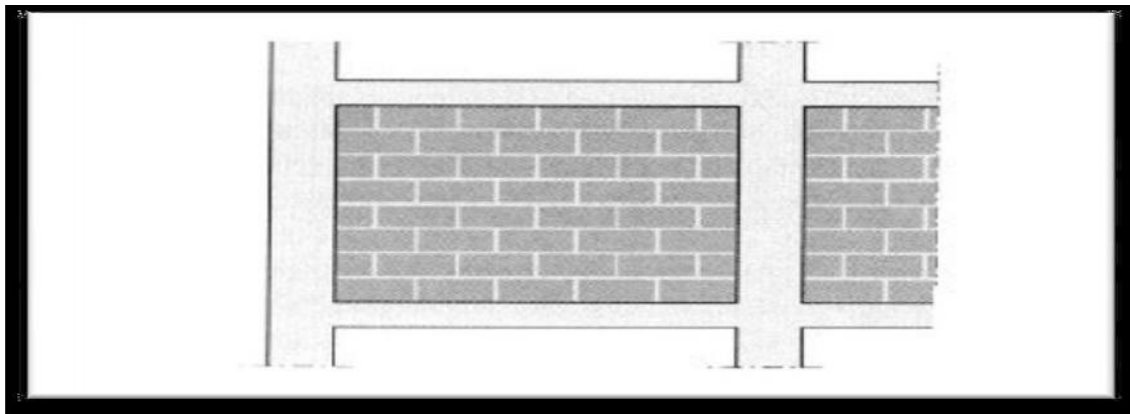


Figure II.14 : portique (poutre-poteau) avant l'action sismique

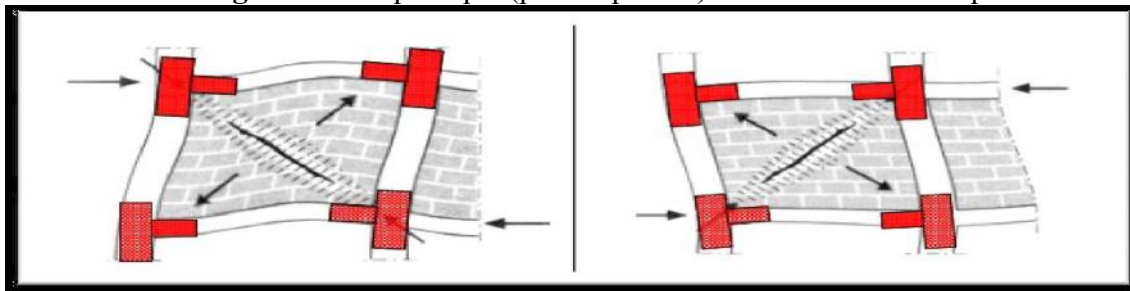


Figure II.15 : sous l'action sismique formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue

Figure II.16 : changement de direction de séisme : inversion de sollicitation des diagonales

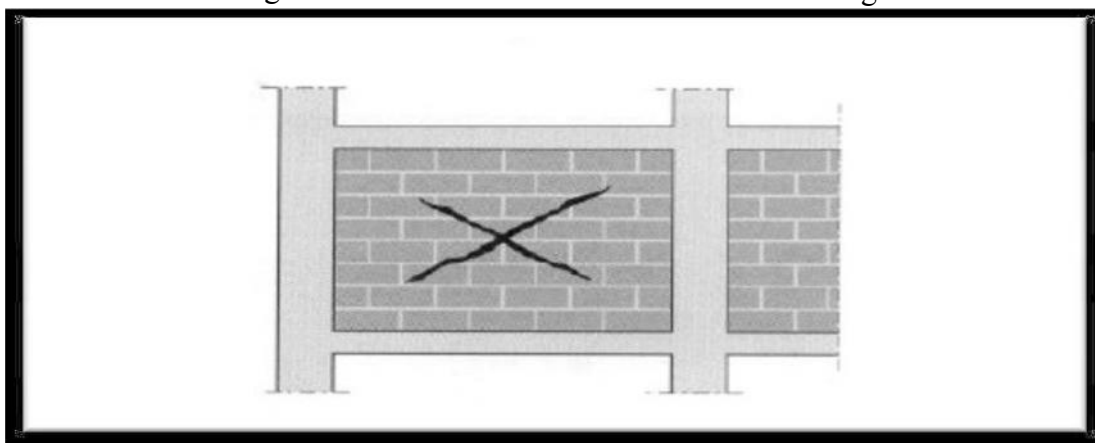


Figure II.17 après le séisme, si le portique a été calculé et réalisé suivant les règles parasismiques, le panneau en maçonnerie se trouve avec une fissuration en X

II.6.2.2 Sollicitation des poteaux d'angle :

La formation concomitante des bielles de compression dans la façade et dans le pignon situés de part et d'autre de l'angle du bâtiment qui a pour conséquence un délestage plus important du poteau, la simplification consistant à supposer que l'action sismique s'exerce seulement dans une direction horizontale, puis dans la direction perpendiculaire n'est pas acceptable, surtout pour la vérification de l'effort tranchant des poteaux situés à l'intersection de deux panneaux rectangulaires.

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

- Parce qu'ils reçoivent le cisaillement dans les deux directions horizontales, même si les deux efforts tranchants n'atteignent pas en même temps leur valeur maximale
- Parce qu'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.

La destruction des poteaux d'angle entraîne celle des poteaux des pignons, les étages supérieurs viennent s'asseoir entre les poteaux de pignons après avoir broyé le rez-de-chaussée. [28]

Outre les effets de site, la mauvaise qualité des matériaux et de l'exécution sont des facteurs aggravants, la plupart des effondrements sont dus essentiellement à des erreurs de surestimation de leur ductilité qui est en fait très limitée. La modification du comportement d'une structure résistante ayant une très bonne adaptation plastique à une structure rigidifiée par l'interaction avec la maçonnerie conduit au cisaillement induit par les bielles comprimées

Provoquant des ruptures fragiles aux niveaux des éléments structuraux (Figure I.15). [4][28]

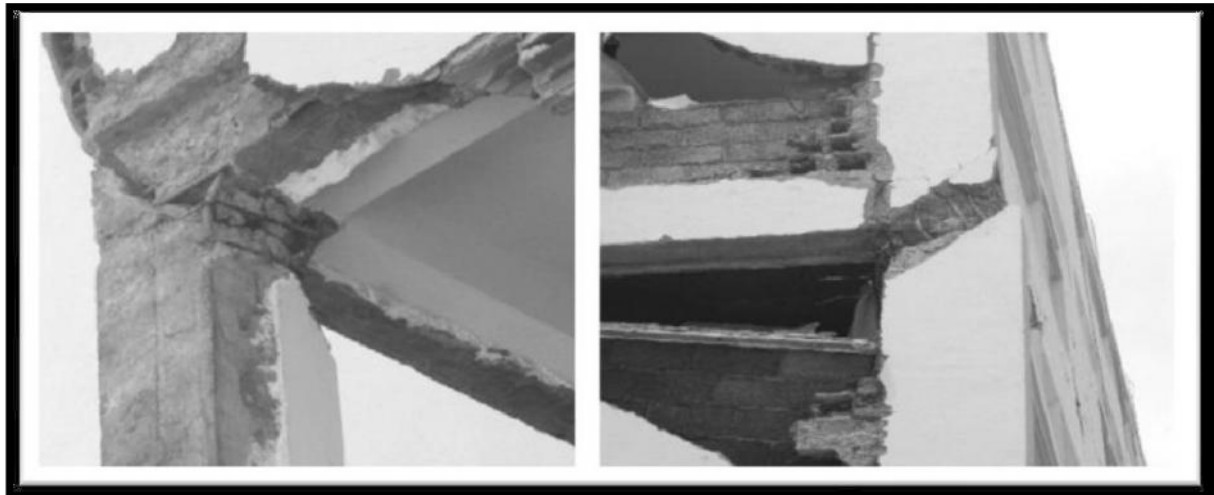


Figure II.18: cisaillement des poteaux par les bielles développées dans la maçonnerie insérées.

Ce type de structures très vulnérables doit être d'une utilisation très restreinte voir même définitivement interdites dans les zones de moyenne à forte sismicité et de fait substitués par des structures mixtes.

Le remplissage partiel des panneaux entre les éléments d'ossature crée un problème de tronçon court qui peut changer le comportement de ces éléments avec un mécanisme de rupture différent. La figure suivante nous montre la section courte créée lors d'un remplissage partiel qu'il faut considérer comme étant des zones critiques sur toutes leurs longueurs.

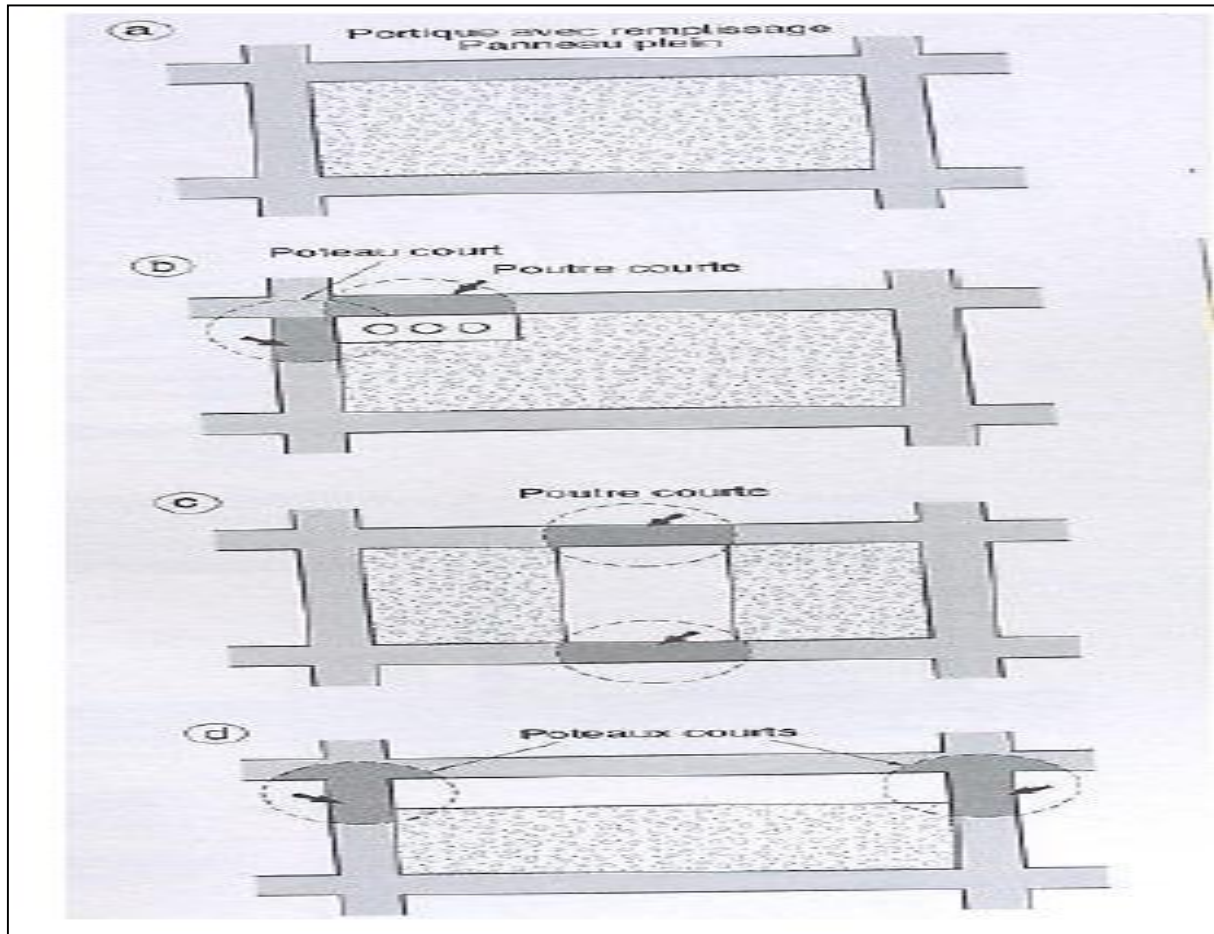


Figure II.19 : Création d'une section courte par des panneaux partiels.

Remarque

Lors du calcul du ferrailage des éléments des structures, il faut tenir compte du remplissage partiel car ce dernier peut nous produire des ruptures par effort tranchant des sections courtes qui ne sont pas calculées pour résister cette sollicitation.

Les images suivantes représentent les mécanismes de ruines dues au remplissage partiel des murs en maçonnerie.



Figure II.20 : Cisaillement du poteau dû au remplissage partiel [23].



Figure II.21 : Rupture par écrasement du béton du au remplissage partiel [23].

Les images précédentes :

Figure II.20 : Représente une rupture par apparition des rotules plastiques en tête et au milieu du poteau, le mur en maçonneries exerce des efforts sur le poteau lors du séisme du fait on a création d'une section courte sollicitées au cisaillement.

Figure II.21 : On a une rupture par écrasement de béton et flambement des armatures longitudinales, ce poteau est sollicité par un effort normal très important et le remplissage applique des contraintes de confinement qui offre au poteau une résistance en compression importante sur la hauteur du mur et ça crée une section courte qui est moins résistante.

II.7 Quelques solutions pour ces mécanismes :

Plusieurs techniques de renforcement sont utilisées en génie civil pour les structures, elles sont classées selon la facilité de la mise en œuvre, le cout du renfort et l'apport en termes de rigidité et de ductilité, parmi ces techniques:

1. 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 ainsi qu'au flambement des armatures. Délimitée en projection par le contour intérieur des armatures de confinement disposées à la périphérie de la section.

Le confinement a une incidence positive sur la courbe contrainte – déformation du béton.



Figure II.22: Non confinement du béton [10]



Figure II.23: Kobe béton armé confiné : comportement ductile [23]

2. Le béton de fibre :

Le béton est un matériau composite à matrice fragile. L'introduction de fibres a pour objectif le contrôle de la fissuration et améliore les performances des nœuds d'ossature. Le ferrailage des zones critiques est complexe et leur bétonnage est difficile. Son usage à 100 kg/m³ permettrait de supprimer les armatures transversales des nœuds et améliorerait l'adhérence du béton sur les barres de 40%. L'expérimentation montre que ce type de nœuds est plus ductile, plus rigide et plus résistant que les nœuds frettés et reporte la dégradation du béton armé hors de la zone critique ainsi traitée.

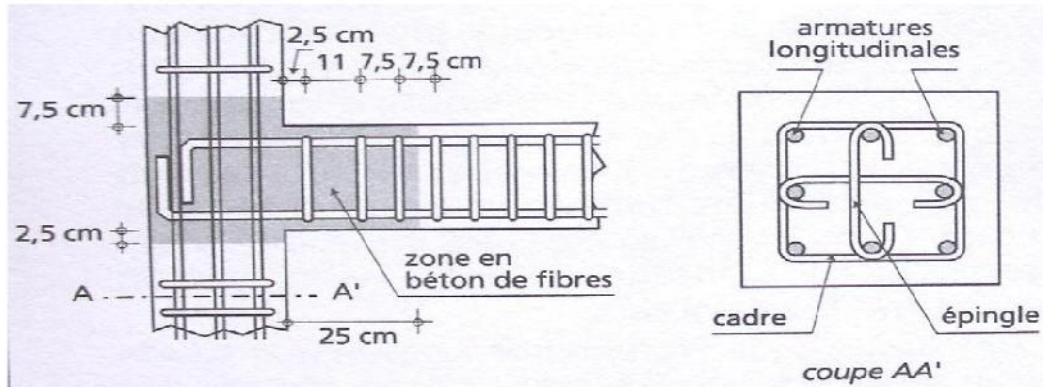


Figure II.24 : Nœud ductile en béton de fibres, Géométrie des nœuds d'ossature.

II.8 La ductilité :

II.8.1 Définition de la ductilité :

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global. Mais qu'est-ce que la ductilité? Le terme "Ductilité" définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur. Il n'y a pas qu'une seule manière d'évaluer la ductilité.

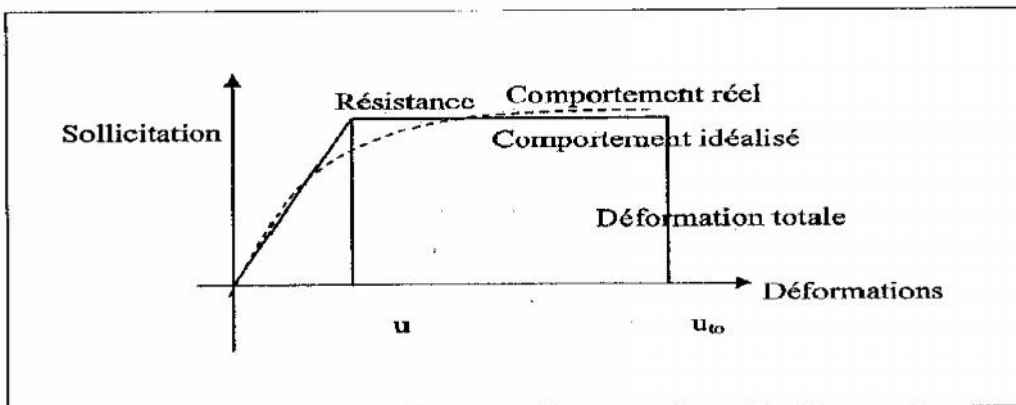


Figure II.25 : définition de la ductilité.

II.8.1 Relation déformabilité ductilité :

La déformabilité est la capacité d'un matériau, d'un élément de la structure ou d'une structure entière de se déformer avant l'effondrement; par contre, la ductilité est la capacité de subir une déformation après la fin de la phase élastique jusqu' avant la ruine, comme le montre la figure II-26.

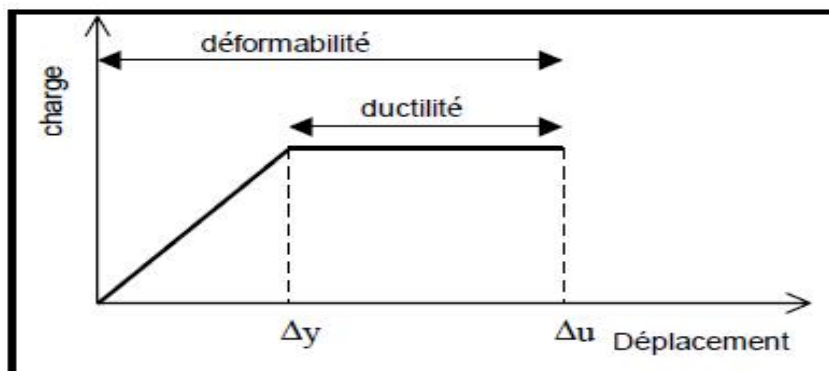


Figure II.26: Courbe charge – déformation ' Relation déformabilité –ductilité [29]

Il est à noter qu'une structure peut avoir une grande déformabilité, alors qu'elle est moins ductile comme le montre la figure II.27, où on constate que les murs en béton armé (voile) possèdent une faible déformation alors qu'ils sont plus ductiles comparativement aux portiques qui sont plus déformables et moins ductiles.

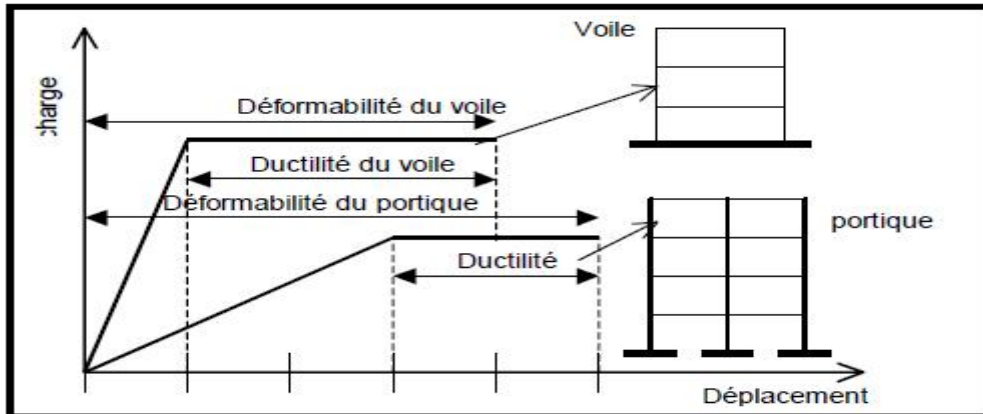


Figure II.27: Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé [29].

Pour les éléments en béton armé, lorsque le palier de non linéarité (plasticité) est long, on dit que l'élément est ductile. Cependant, lorsqu'il est court, l'élément est fragile (figure I-16). Un comportement fragile aura lieu dans le cas où l'élément est sous armé (quantité d'armature insuffisante) et dans le cas où l'élément est armé en excès, l'élément est dit rigide.

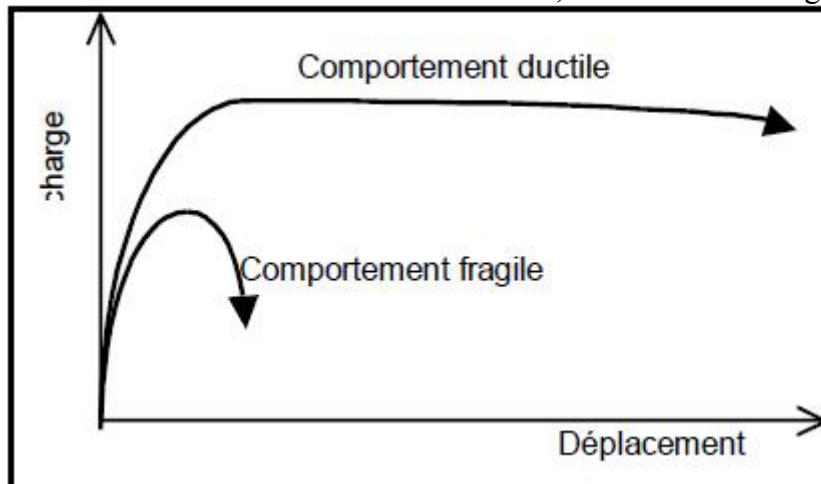


Figure II.28: Comportement d'un élément ductile et fragile. [29]

II.9. Travaux antérieures :

II.9.1 Exemple de simulation d'un portique en béton armé : [30]

L'exemple suivant représente les résultats obtenus par la simulation d'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 (Commissariat à l'Energie Atomique) et construit et testé par le service d'étude du CEBTP (Centre Expérimental de Recherche et d'Etude du Bâtiment et des Travaux Publics).

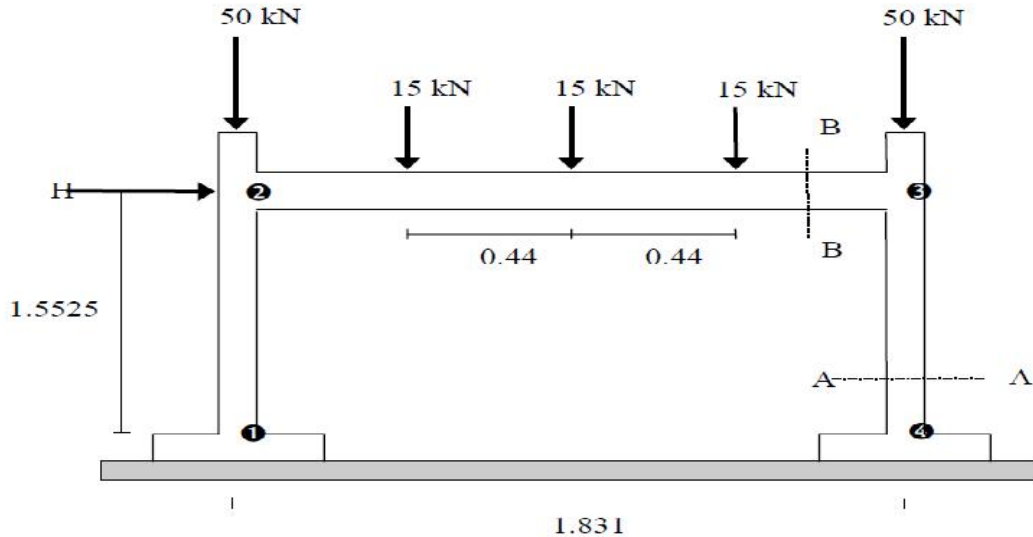


Figure II.29 : Caractéristiques géométriques du portique testé.

La simulation que nous présentons porte sur un essai monotone (charge latérale H monotone et chargements axiaux permanents de la poutre).

Résultats de simulation :

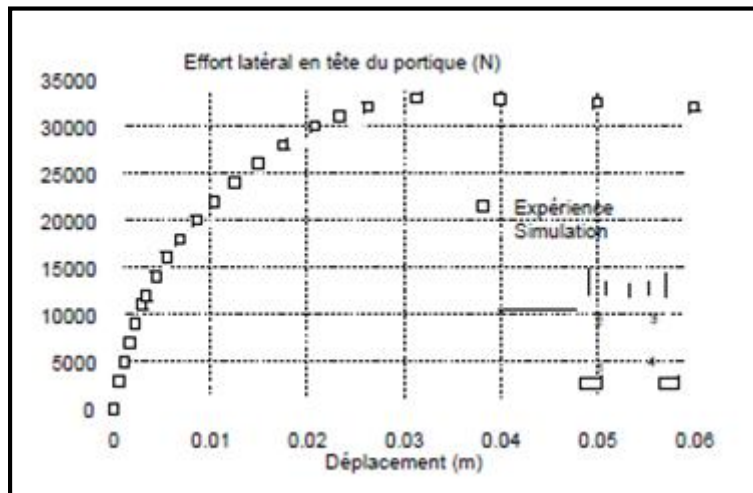


Figure II.30 : Courbe effort-déplacement en statique

On obtient une bonne adéquation entre la courbe obtenue lors de l'essai et la courbe issue de la simulation numérique (figure II.30).

Le rapport de l'essai précise que la ruine par instabilité a été obtenue pour un déplacement voisin de 35 mm, en tête du poteau non directement sollicité. A ce stade, 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.

II.9.2 Simulation de deux portiques (à nœuds rigides et à nœuds flexibles) en utilisant le (modèle à fibre de CAST3M): [31]

Le portique Figure II.31 ayant des dispositions constructives non conformes aux codes de dimensionnement actuels a été étudié en tenant compte du mécanisme de rupture fragile des nœuds.

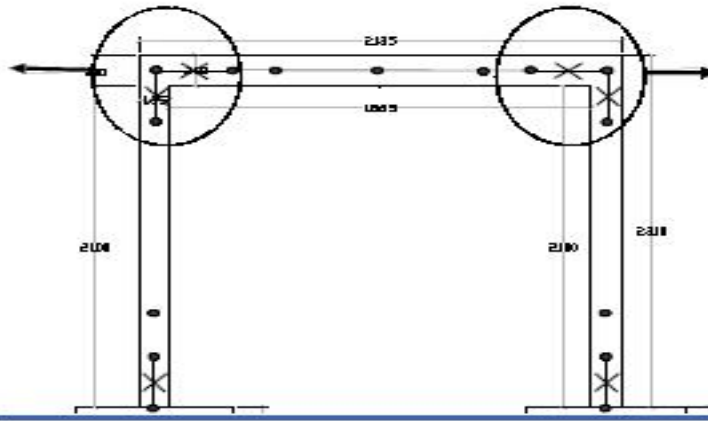


Figure II.31 : Portique avec des nœuds d'ossature fragiles (CEA Saclay)

- Résultats de la simulation :

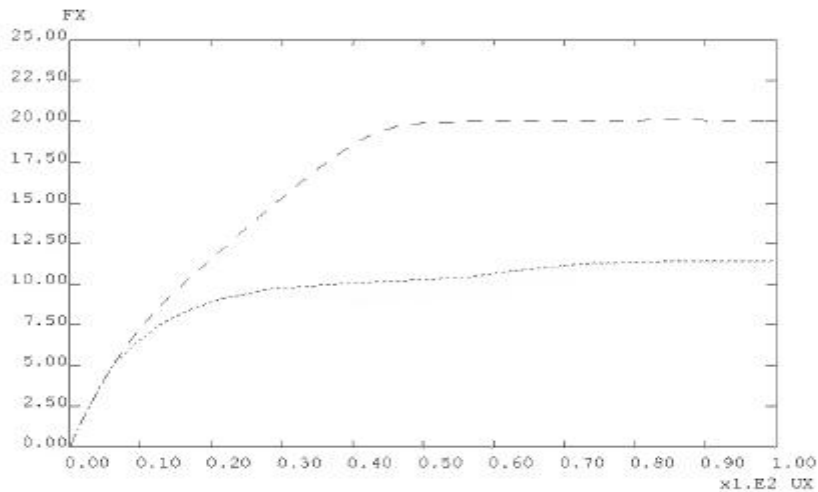


Figure II.32: Courbes force-déplacement pour des portiques avec des nœuds d'ossature fragiles (pointillés courts) ou résistants (tirets longs).

La figure II.32 met bien en évidence les différences de mécanismes de rupture suivant la modélisation des nœuds d'ossature (résistants ou fragiles). Lorsque les nœuds sont résistants, ils restent élastiques et permettent de transférer les moments de flexion de la poutre vers les poteaux. Les contraintes dans les aciers mettent bien en évidence le comportement bi-encasté des poteaux. Lorsque les nœuds sont fragiles, le moment transmis de la poutre vers les poteaux chute après la rupture des nœuds et les contraintes dans les aciers montrent que les poteaux ne sont plus encastés qu'à la base.

II.9.3. investigation du comportement dans les zones des rotules plastiques dans les portiques en béton armé [32]

Dans ce travail, on s'intéresse à l'étude des zones critiques des éléments des structures auto stables en béton armée (portique en poteau-poutre). L'apparition des premières zones endommagées dans le portique, renseigne sur la position du renfort à appliquer afin d'améliorer le niveau de performance.

a. Modèle classique :

➤ **Géométrie :**

- Longueur (H)= 3.5m (entre nus).
- Hauteur(V)= 3m.
- Section des poteaux = (25*25) [cm²].
- Section de poutre = (25*30)[cm²].
- Section de la fondation = (60*60)[cm²].

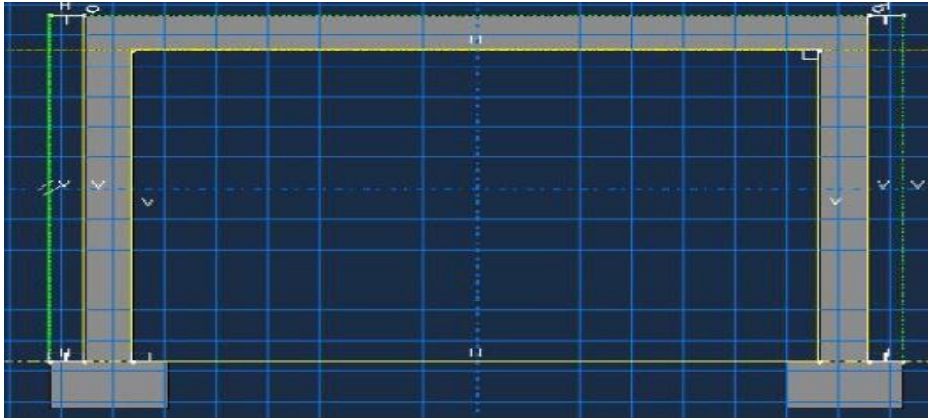


Figure II.33 : géométrie du modèle.

➤ **Ferraillage :**

• **Poteaux :**

Armatures longitudinales : 4HA14.

Armatures transversales : HA8 avec un espacement de 14 [cm] en zone nodale et 21[cm] en zone courante.

• **Poutres :**

Nous avons adopté une section d'armature qui vaut 3.75cm² et nous avons opté pour 4Ø12.

Armatures longitudinales : 4HA12.

Armatures transversales : HA8 avec espacement de 7.5 [cm] en zone nodale et 15 [cm] en zones courante.

Après renforcement :

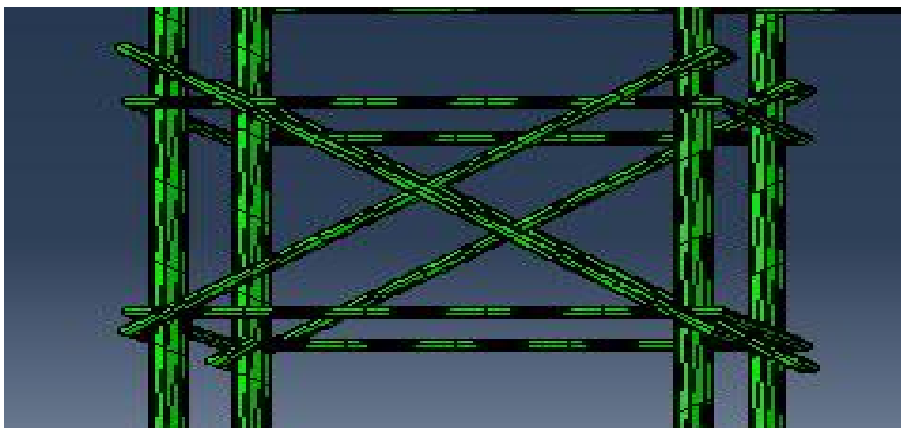


Figure II.34: Exemple de position des barres de renforcements

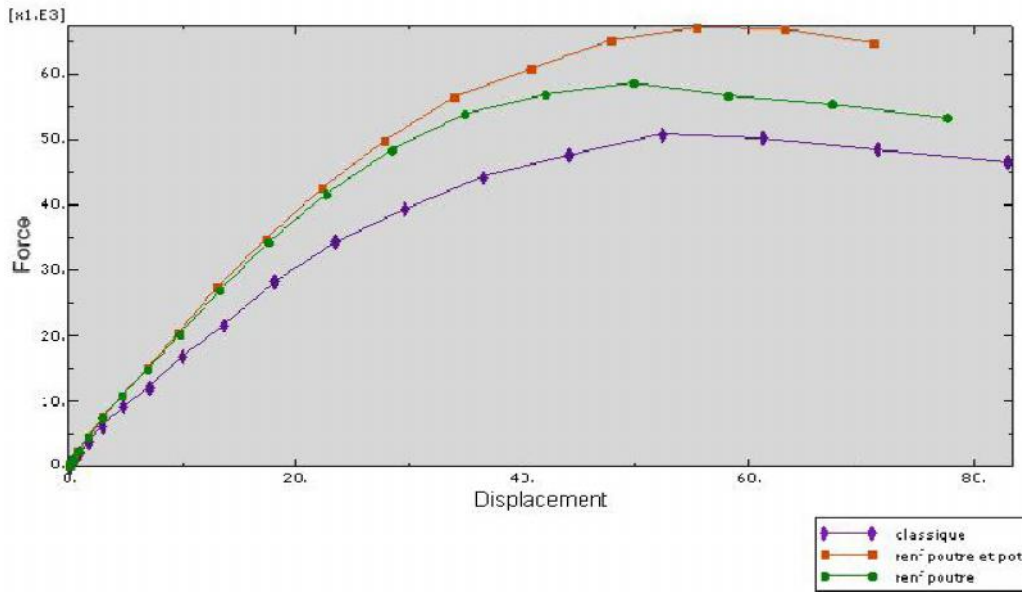


Figure II.35 : courbes force-déplacement

Résultats :

Il est à noter une redistribution importante des efforts par l'introduction des renforts en X dans les zones critiques. Ainsi la capacité portante du premier modèle renforcé (renfort au niveau de la poutre M-RP) a augmenté de 18 %, Alors que le gain pour celui présentant un renforcement dans la poutre et le poteau (M-RPP) est évalué à 34%. Cette disposition d'armatures dans les zones critiques du portique a permis d'améliorer son comportement global vis-à-vis d'un chargement horizontal.

I.9.4 Renforcement d'un nœud poutre-poteau par composites [29]:

Les études sur le renforcement des assemblages poutre-poteau à l'aide de feuilles de PRF sont très rares. Tout récemment, Pantelis et coll. (2000) [29] ont communiqué les résultats d'une étude expérimentale qu'ils ont effectuée à l'Utah University, 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'efficacité du polymère sur le plan du renforcement de la résistance au cisaillement.

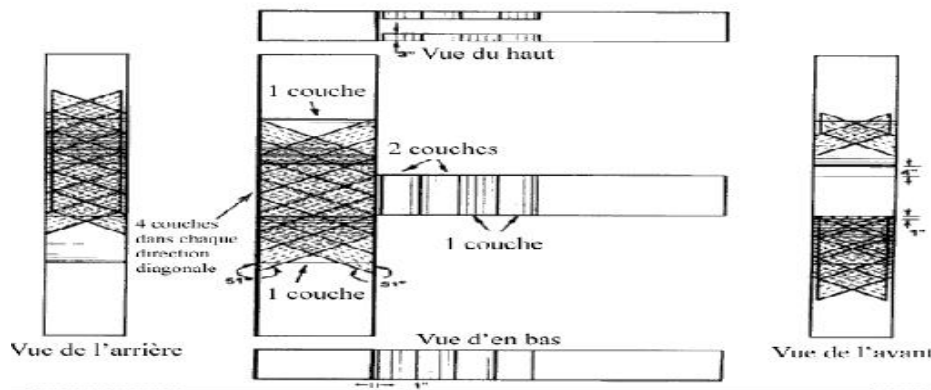


Figure II.36 : Plan du renforcement du composite (Pantelidis et coll. 2000).

• Resultat de l'essai :

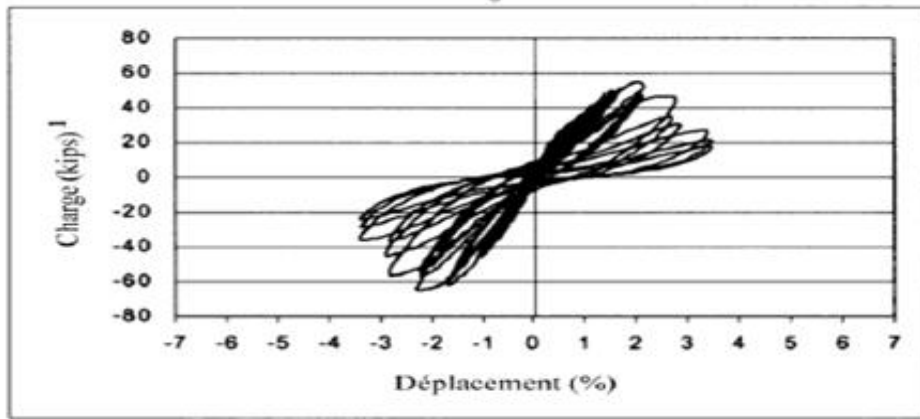


Figure II.37: Réponse d'hystérésis de charge-déplacement pour le Spécimen non modifié

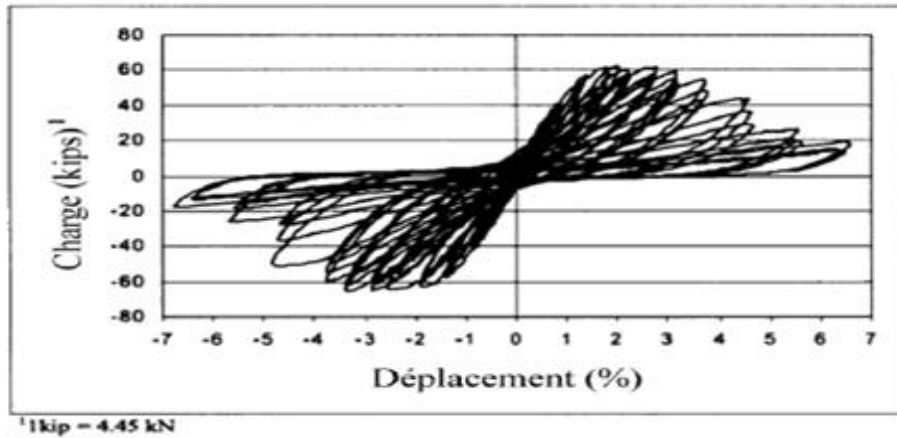


Figure II.38: réponse d'hystérésis de charge déplacement Pour le spécimen renforcé.

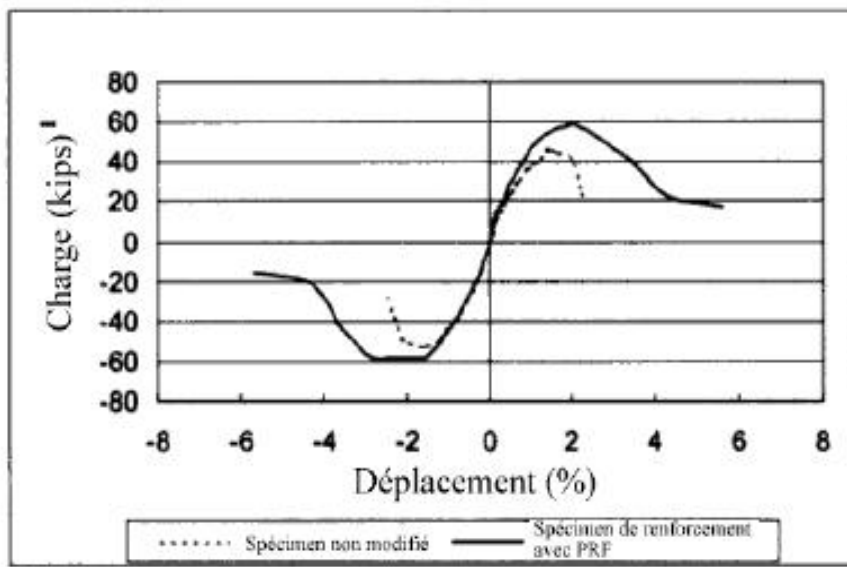


Figure II.39: courbes dorsales (Pantelidis et coll. 2000).

L'efficacité des composites de PRF pour le renforcement des assemblages poutre-poteau en béton armé n'a pas été étudiée de manière approfondie. Les résultats d'études expérimentales limitées ont indiqué certaines améliorations de la performance des spécimens renforcés. Des recherches expérimentales et analytiques plus approfondies doivent être entreprises avant de proposer des recommandations définitives. De plus, la mise en œuvre de la technique de renforcement poserait des problèmes pratiques en raison de la présence de dalles de plancher au niveau des assemblages poutre-poteau.

I.9.4 Déformation au cisaillement d'un portique en béton armé : (Shear Deformations in Reinforced Concrete Frames) [43] :

Afin de valider notre démarche, nous avons mené une étude numérique sur l'influence de la déformation au cisaillement d'un portique étagé en béton armé. Pour ce faire, nous avons choisi comme comparaison les résultats expérimentaux et analytiques obtenus par « **Frank J. Vecchio and Mohamed Basil Emara** » [43].

Nous résumons dans ce qui suit l'essentiel de ces travaux.

Des procédures analytiques ont décrit 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 impliquant un modèle de trame (cadre) à grande échelle. La théorie et les enquêtes expérimentales entreprises relate les effets de cisaillement, a travers divers moyens direct et indirect, peut contribuer significativement à la déformation de cadre. La capacité de la charge et le mécanisme de rupture peuvent aussi être influencée. On montre la procédure d'analyse pour fournir des prévisions assez précises de ces influences.

L'objet de l'investigation expérimentale est d'affirmer le travail analytique et d'avoir de ce fait un aperçu sur la nature de la déformation dans la structure en portique, pour parvenir a une modélisation descriptive de la réaction des différents élément composant la structure, permettant ainsi de relater les effets des différentes contraintes et de fournir des prévisions assez précises de leurs influences.

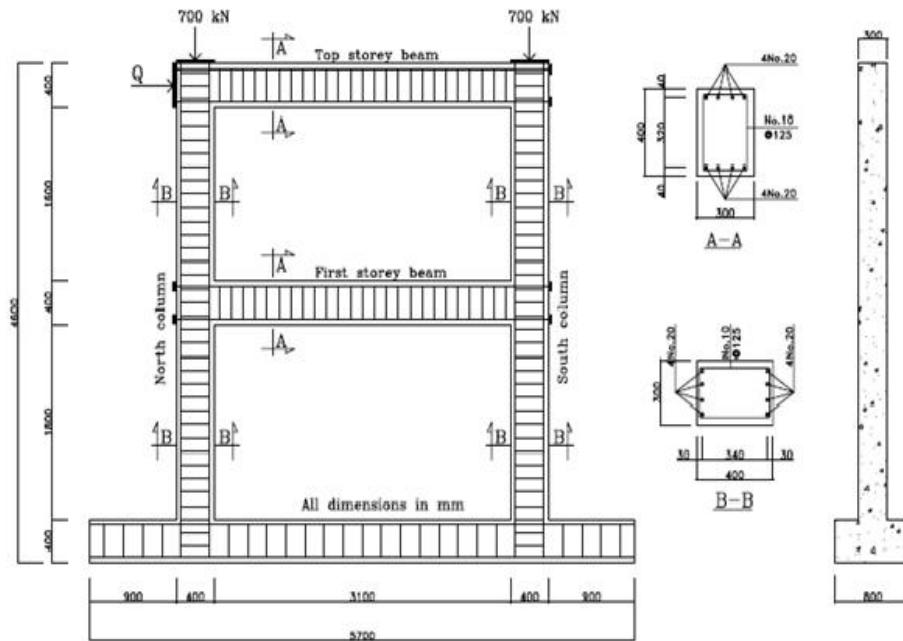


Figure II.39: Géométrie du portique testé dans [43]

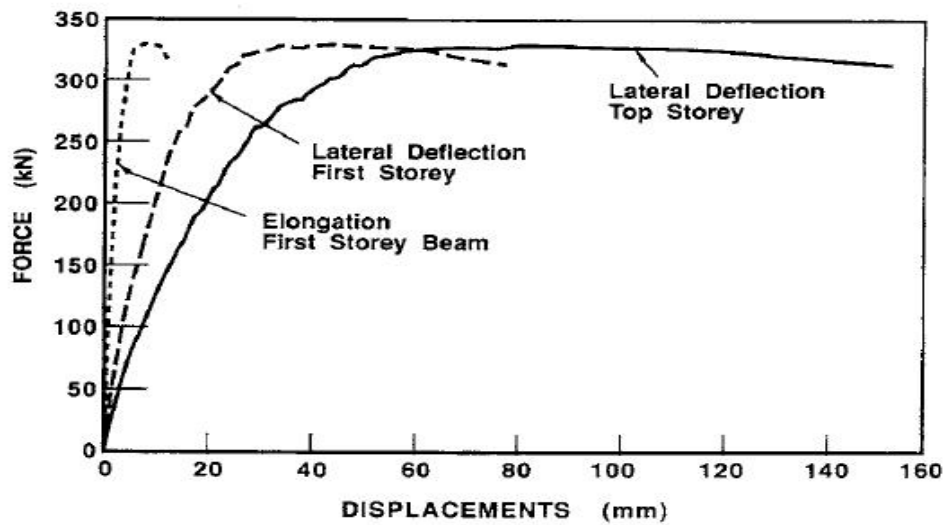


Figure II.32: Courbes force-déplacement

Conclusion :

Une rupture fragile est à éviter dans les structures du génie civil, pour cela, on cherche souvent à avoir un comportement ductile des éléments et des matériaux utilisés dans la construction. En effet, la rupture ductile n'est pas instantanée, elle se produit après d'importantes déformations dans le domaine plastique, à la différence d'une rupture fragile.

Il faut donc essayer d'obtenir les rotules plastiques dans les éléments horizontaux sollicités en flexion afin d'éviter la rupture fragile par cisaillement des poteaux (principe poutre faible poteau fort).

Introduction :

Le béton, un matériau qui 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. Dans ce dernier, les armatures, c'est-à-dire les barres en acier (initialement en fer), compensent son insuffisante résistance à la traction. C'est en 1848 que Joseph Louis Lambot, ingénieur français, décida d'associer l'acier avec du béton. Les prémices du béton armé étaient nées. Monier, jardinier à Versailles, décida quelques années plus tard d'utiliser la même technique pour fabriquer des bacs à fleurs.

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

III.1. Le béton :

III.1.1 : Généralités :

Vers 2600 avant JC, les assyriens et les Babyloniens ont employé l'argile comme un matériau liant. Les Egyptiens ont utilisé un ciment à base de chaux de gypses. En 1756, un ingénieur anglais, John SMEATON a fait le premier béton moderne (ciment hydraulique) en utilisant l'addition de gravillons naturels ressemblent aux graviers et d'un mélange de brique pulvérisées comme ciment. En 1824, un inventeur anglais, Joseph ASPDIN a inventé le ciment Portland qui est la méthode la plus utilisée à ce jour pour la production de béton. Ce premier ciment artificiel a été créé par le brulage simultané d'argile et de roches calcaires. Le processus de brulage change les propriétés chimiques de ces matériaux, et de cette façon ASPDIN a créé un ciment avec une résistance à la compression très supérieur à celle des mortiers de chaux qui étaient utilisées jusqu'alors. Le seul inconvénient de ce matériau nouveau est sa faible résistance à la traction. En 1849, un jardinier parisien, Joseph MONIER a inventé le béton armé à partir de l'idée de renforcer des bacs à fleurs qu'il construisait en béton en y incorporant des barres de fer. Cette nouvelle invention a été brevetée en 1867. Le béton 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. Il présente également d'autres qualités, telles une excellente tenue au feu, une grande résistance aux chocs, une bonne protection contre les radiations nucléaires, etc.... Toutefois, le matériau béton doit s'adapter de manière continue à de nouvelles exigences et à de nouveaux besoins. Ce béton est fabriqué puis mis en place en phase fluide, il durcit et se consolide ensuite, ce qui permet des réalisations techniques extrêmement variées.

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.

III.1.2 COMPOSANTS DU BETON:

Le béton est un mélange de ciment, granulats, d'eau et des ajouts (**Rossi 1988**). Chaque constituant a un rôle bien défini, celui de liant pour la pâte de ciment, celui de remplissage atténuateur de variations volumiques (retrait) et source de résistance ce pour les granulats.

Chapitre III : Généralités sur les matériaux

Le béton est un mélange de pâte de ciment et de granulat, la pâte elle-même représente environ 30% du volume totale du béton. Les granulats jouent le rôle de remplissage atténuateur de variation volumique, ils sont choisis de manière à avoir un béton moins poreux et plus compacte.

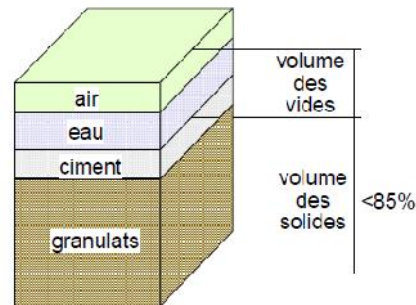


Figure III.1 : composants d'un béton.

III.1.2.1 L'eau de gâchage :

L'eau de gâchage est la quantité totale d'eau que l'on utilise pour faire un béton, c'est un constituant indispensable pour la fabrication de ce dernier. 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, pour la fabrication de béton armé ou précontraint. L'eau est nécessaire à l'hydratation du ciment, elle facilite aussi la mise en œuvre du béton. Sa quantité varie avec un très grand nombre de facteurs (dosage en ciment, granulats, consistance recherchée du béton frais) ; elle est en général comprise entre 140 et 200 l/m³.

Le rapport E/C est un critère important des études de béton ; c'est un paramètre essentiel de l'ouvrabilité du béton et de ses performances: résistance mécanique à la compression et durabilité.

III.1.2.2 Le ciment :

C'est un liant hydraulique qui se présente sous forme d'une poudre minérale fine, 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.

III.1.2.3 les granulats:

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

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

Les granulats naturels proviennent de dépôts de matériaux alluvionnaires roulés ou de roches concassées de natures très différentes.

On caractérise un granulats par sa courbe granulométrique qui donne en fonction de la dimension moyenne de grain, le pourcentage des grains de dimensions inférieurs à une valeur donnée. (Baron & al. 1982).

III.1.2.4 Les adjuvants:

Contrairement au ciment, aux granulats, et à l'eau, 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.

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés aux bétons frais en faible quantités(en générale moins de 3% du poids du ciment) afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils sont de plus en plus utilisés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton. Les principaux adjuvants sont :

- Les fluidifiants (ou réducteur d'eau).
- Les retardateurs de prise du ciment.
- Les accélérateurs de prise.
- Les entraîneurs d'air.
- Les hydrofuges.

III.2 Comportement mécanique du béton :

Le comportement du béton dépend de la nature de la sollicitation (compression ou traction).

Afin de mieux comprendre les phénomènes mis en jeu dans ce matériau hétérogène, Il serait intéressant de passer en revue quelques résultats tirés de l'abondante littérature qui traite les principaux aspects du comportement mécanique de ce matériau [32].

III.2.1 Comportement en compression :

III.2.1.1 Compression uni-axiale :

L'essai de compression uni axiale est utilisé pour connaître la résistance et le comportement du béton en compression. L'allure générale de la courbe contrainte-déformation est donnée par la figure III.2 [33].

Nous subdivisons les quatre phases suivantes :

- La réponse est linéaire jusqu' à 30% - 50% de la limite en compression f_c ,
- La courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75%-90% de la limite f_c ,
- Apparition de l'irréversibilité (déformations permanentes),
- La courbe présente un pic suivi d'une branche post-pic correspondant à un comportement adoucissant. Le coefficient de Poisson évolue (Figure III.2a),
- La rupture apparaît progressivement au-delà du pic par coalescence de microfissures avec une augmentation de volume (ϵ_1 , ϵ_2 , ϵ_3 sont les déformations principales Figure III.2b).

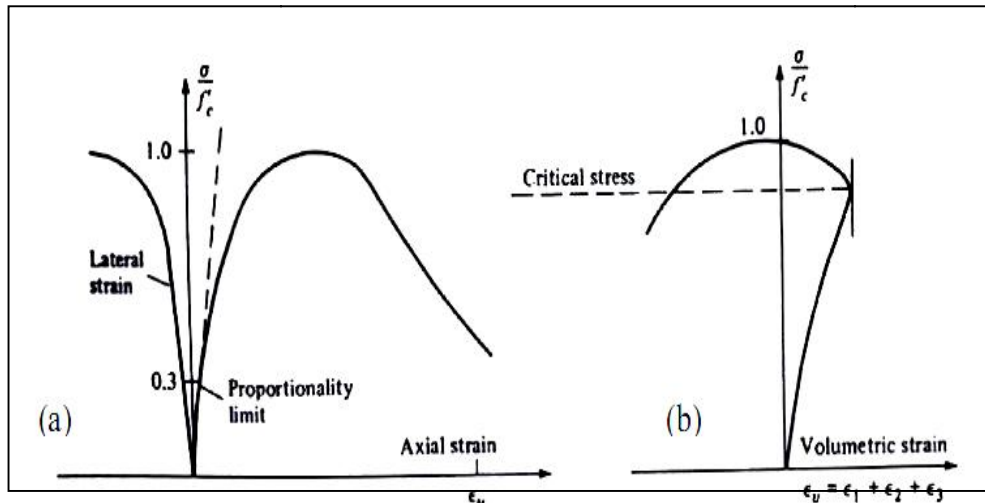


Figure III.2: Comportement du béton en compression simple.

Cette dégradation du matériau essentiellement liée au développement de microfissures, qui s'alignent perpendiculairement à la contrainte en traction, parallèlement à la contrainte en compression (verticalement). Cet endommagement a fait l'objet de nombreux travaux [33].

III.2.1.2 Compression cyclique :

L'essai cyclique en compression (figure III.3) montre également que les micros - fissures provoquent une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. De plus, nous distinguons clairement l'apparition de boucles d'hystérésis lors des cycles charge - décharge.

L'amplitude de ces boucles évolue avec l'endommagement du matériau. Cette dissipation d'énergie s'explique par la présence d'une certaine viscosité et d'une plasticité induite par le frottement et le glissement des lèvres des microfissures lorsque celles - ci s'ouvrent et se referment.

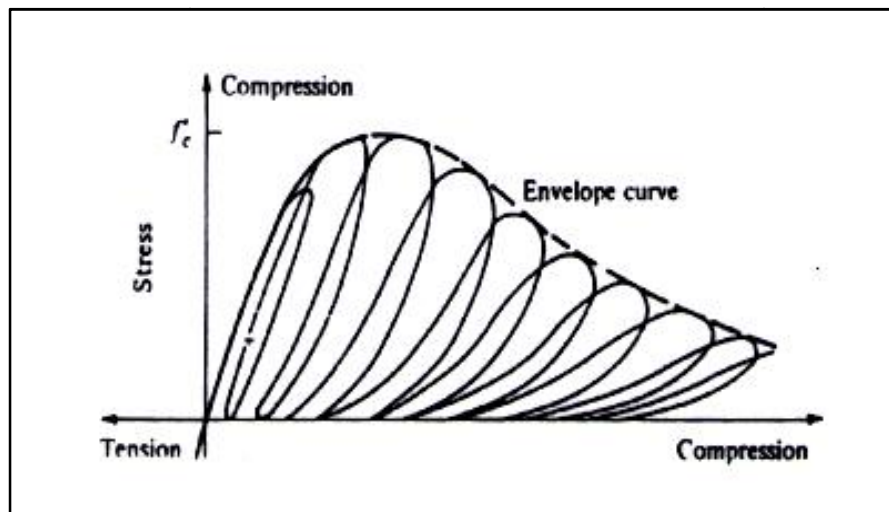


Figure III.3 : Comportement cyclique du béton en compression simple

III.2.1.3 Comportement triaxial :

Il est nécessaire d'analyser le comportement triaxiale du béton pour constater l'apport d'un certain confinement qui va modifier l'état de contrainte dans la troisième dimension, on constate clairement une augmentation des performances de béton comprimé lorsqu'il est confiné. [34].

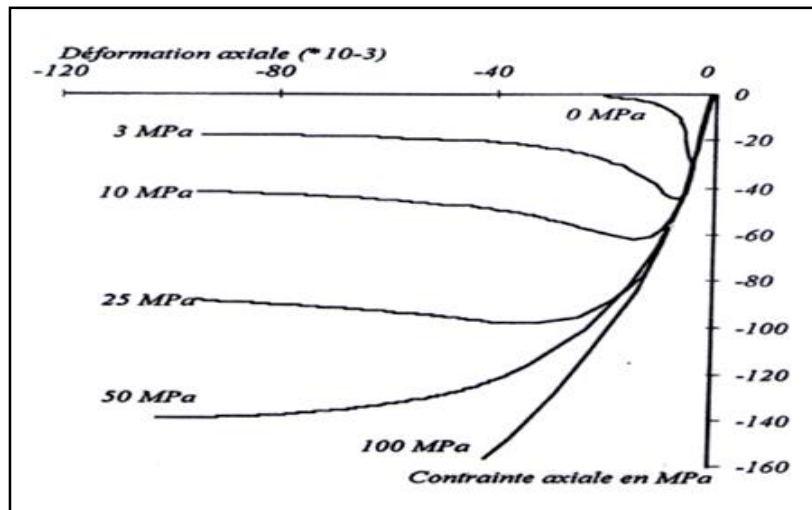


Figure III.4 : Augmentation de la ductilité du béton avec le confinement

III.2.2 Comportement en traction :

Bien que le béton soit principalement conçu pour résister à la compression, la connaissance de ses propriétés en traction est importante pour une description complète de son comportement matériel. On peut faire la remarque ici sur la difficulté de la réalisation de ce type d'essais, c'est pourquoi on fait souvent appel à des essais indirects pour déterminer ce comportement.

III.2.2.1 Comportement du béton en traction uni axial :

Bien que le béton soit principalement conçu pour résister à la compression, la connaissance de ses propriétés en traction est importante. Terrien a réalisé un essai de traction sur une éprouvette cylindrique carottée dans un bloc confectionné en micro-béton (figure III.5). Nous pouvons distinguer les deux phases suivantes :

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

La progression de microfissures conduit à la formation de fissures à l'échelle macroscopique. Ce mécanisme se traduit par un endommagement directionnel du matériau qui devient orthotrope (les fissures se propagent dans un sens perpendiculaire à la contrainte principale en traction). Les cycles charge - décharge permettent de constater une chute importante de module en fin d'essai ($E \approx E_0/2$, figure III.5).

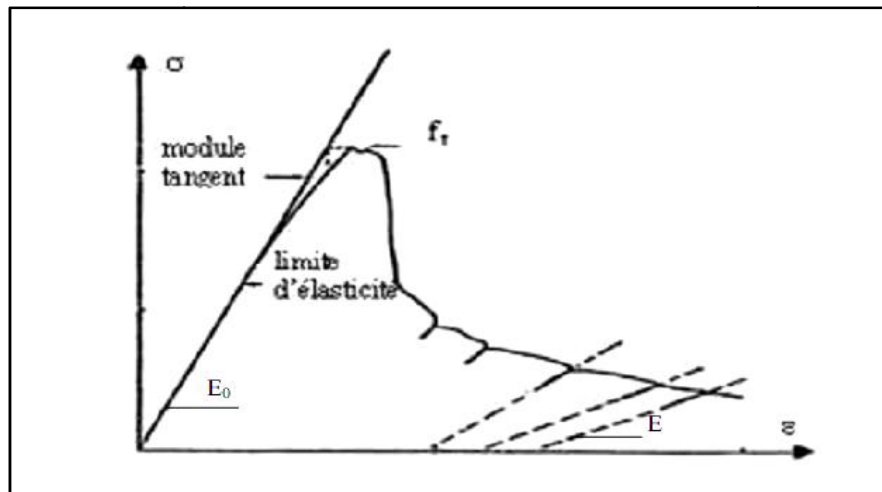


Figure III.5 : comportement du béton en traction simple (Terrien 1980).

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

III.2.2.2 Comportement du béton en traction cyclique :

L'essai de traction cyclique présenté à la figure III.6, permet de confirmer le rôle prépondérant du développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. On note sur la figure I.6 que les boucles d'hystérésis sont très faibles. Ceci paraît logique si l'on admet qu'elles sont principalement dues à des phénomènes de frottement entre lèvres de microfissures ; phénomènes est moins important qu'en compression.

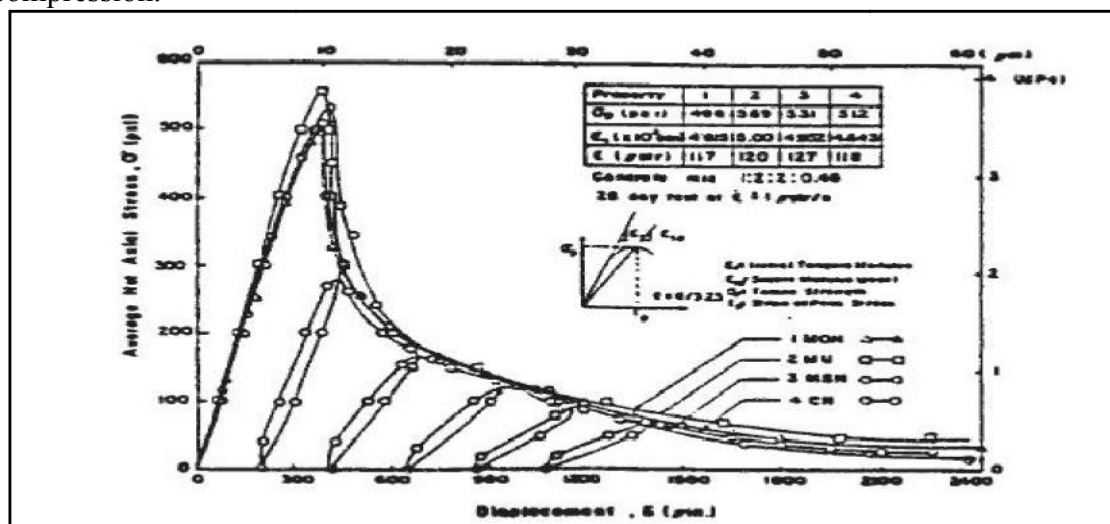


Figure III.6: Comportement cyclique du béton en traction [35]

III.2.2.3 Comportement cyclique traction-compression :

Les essais cycliques de traction – compression permettent de mettre en évidence le caractère unilatéral du comportement du béton. Il consiste en une restauration de la raideur lors du passage d'un chargement en traction, où cette raideur est initialement endommagée du fait de la fissuration, à un chargement en compression. Le béton retrouve sa raideur initiale grâce à la refermeture des fissures (Figure III.7).

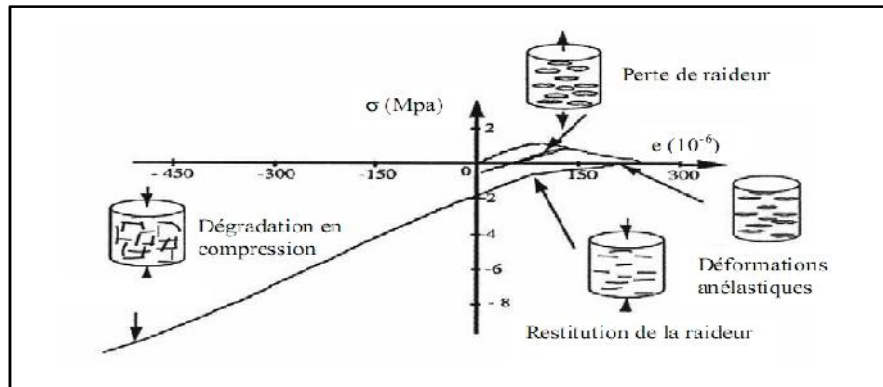


Figure III.7 : comportement du béton sous chargement cyclique.[36]

III.3 Comportement du béton confiné :

Les essais de Lyengar [43] ont montré que le béton confiné par les armatures transversales présente une résistance et une ductilité bien supérieure au béton non confiné, Figure (III.8) les études concernant l'influence du comportement du béton sur la résistance et la ductilité ont été effectuées par Richard [44], Ruch[45], Ahmed et Shah [46], ces études se sont intéressées à l'augmentation de la résistance et de la ductilité de colonnes circulaires en béton, par l'utilisation de spirales comme armatures transversales.

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

D'après les travaux de Sheik et Uzumer [47] la résistance du béton confiné dépend de plusieurs paramètres :

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

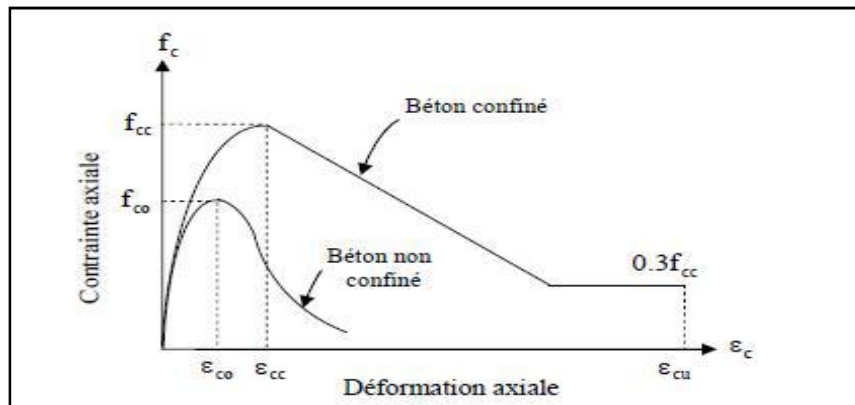


Figure III.8: Comportement du béton confiné [7]

III.4 Modélisation numérique du comportement du béton :

Le modèle numérique utilisé lors de la simulation est celui de *concrete damaged plasticity* qui a été développé dans le code des éléments finis ABAQUS. C'est un modèle couplé (plasticité, endommagement) basé sur l'endommagement en incluant les déformations irréversibles, afin d'allier les avantages de la théorie de l'endommagement (modélisation des effets de la micro-fissuration sur la rigidité du matériau au niveau macroscopique) et de la théorie de la plasticité (modélisation des déformations irréversibles ou permanentes).

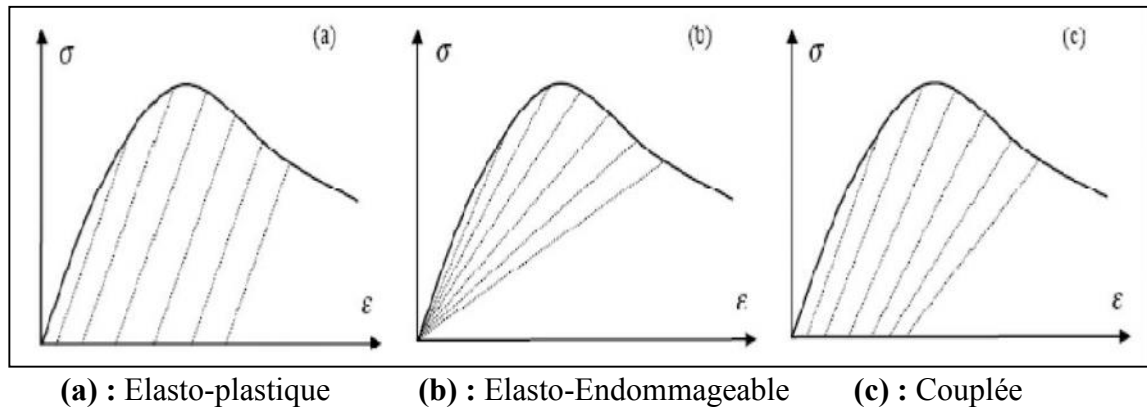


Figure III.9 : Exemples de modélisations [37]

III.4.1 Présentation du modèle concrete damaged plasticity :

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

- 1- Rupture par fissuration.
- 2- Rupture par écrasement de béton.

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

- 1- (ϵ_{tpl}) Déformation plastique équivalente, liée à un mécanisme de rupture sous un chargement de traction ;
- 2- (ϵ_{tpc}) Déformation plastique équivalente, liée à un mécanisme de rupture sous un chargement de compression.

III.4.1.1 Comportement à la traction :

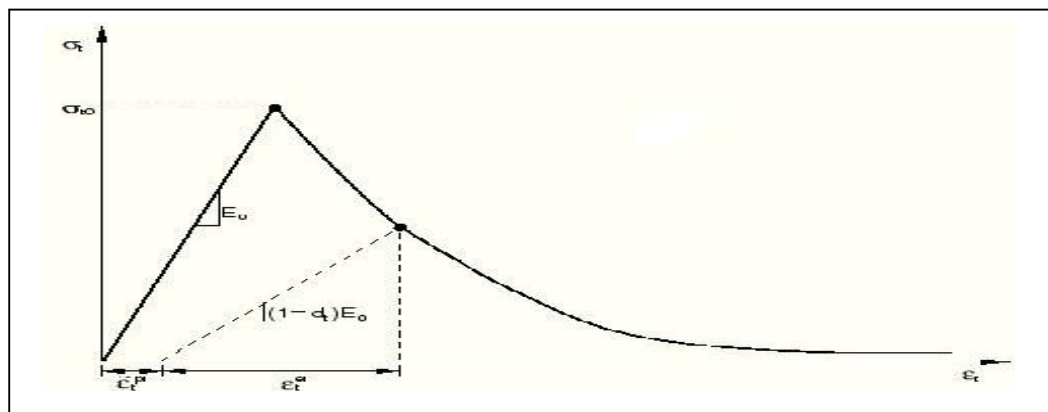


Figure III.10 : Réponse du modèle à la traction simple [38]

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

III.4.1.2 Comportement à la compression :

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

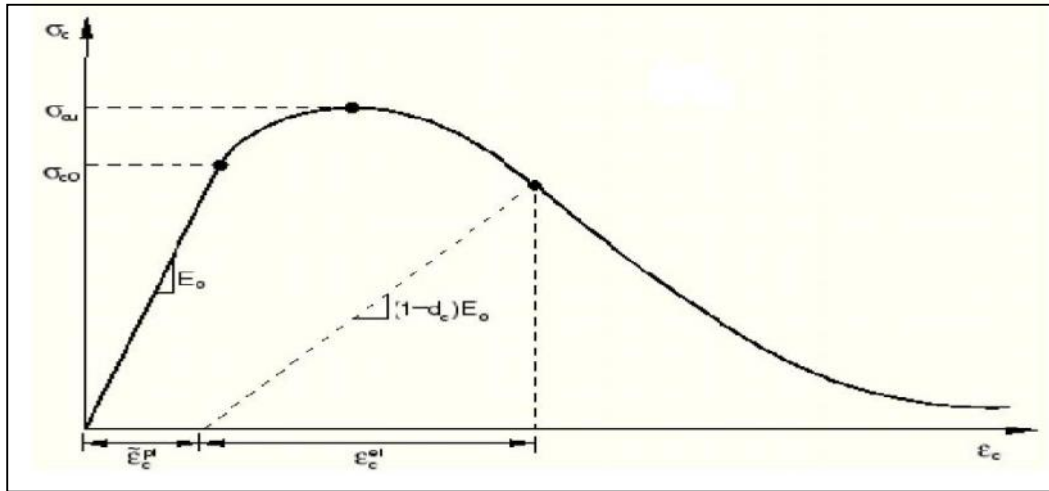


Figure III.11 : Réponse du modèle à la compression simple [38]

Comme le montre les (Fig. III.10) et (Fig. III.11), Lorsque l'échantillon de béton est déchargé de tout point de l'adoucissement, la rigidité élastique du matériau est endommagée (ou dégradée). La dégradation de la rigidité élastique est caractérisée par deux variables d'endommagement, et qui sont en fonctions des déformations plastiques, la température et variables prédéfinis:

$$\begin{cases} d_t = d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta, f_i); 0 \leq d_t < 1 \\ d_c = d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta, f_i); 0 \leq d_c < 1 \end{cases}$$

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

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

$$\begin{cases} \sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \\ \sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \\ \bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \end{cases}$$

III.4.1.3 La récupération de la rigidité en comportement cyclique uni axiale :

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 :

$$E = (1 - d)E_0$$

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

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

Pour des chargements cycliques uni axiales, Abaqus suppose que :

$$\begin{cases} \delta_t = 1 - w_t r(\sigma_{11}); & 0 \leq w_t \leq 1 \\ \delta_c = 1 - w_c(1 - r(\sigma_{11})); & 0 \leq w_c \leq 1 \end{cases} \quad \text{Où} \quad r(\sigma_{11}) = H(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{11} > 0 \\ 0 & \text{if } \sigma_{11} < 0 \end{cases}$$

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

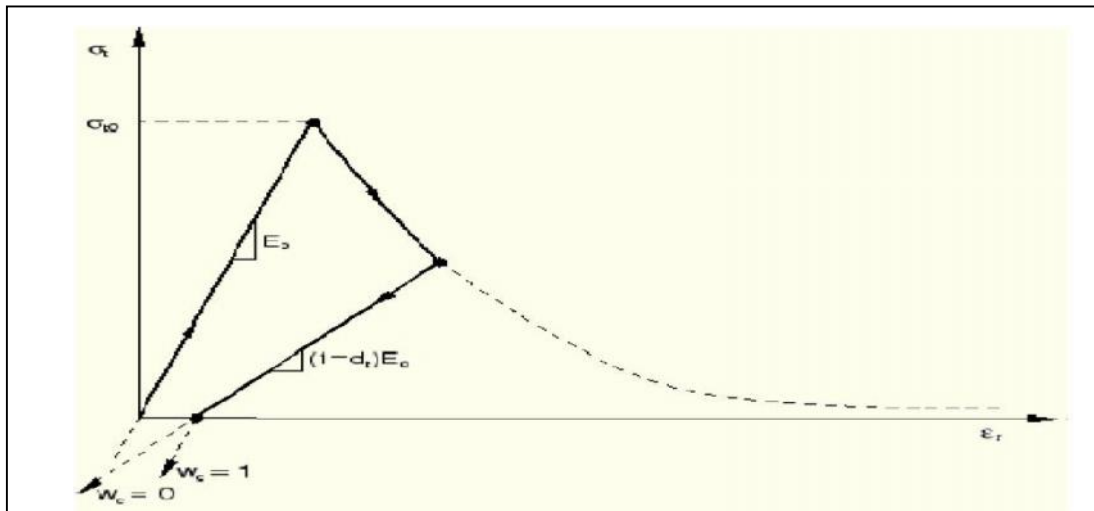


Figure III.12 : Récupération de rigidité en compression [38]

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

$$\varepsilon_c^{pt} = 0 \text{ et } d_c =$$

$$(1 - d) = (1 - \delta_c d_t) = [1 - (1 - w_c(1 - r))d_t]$$

Dans la traction ($\sigma_{11} > 0$), $r = 1$ par conséquent $d = d_t$

Dans la compression ($\sigma_{11} < 0$), $r = 0$; $d = (1 - w_c)d_t$

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

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

w_t et w_c , peuvent prendre des valeur de zéro (0) jusque à un(1).

La (Figure III.13) illustre la récupération de rigidité pour un cycle de chargement uni axial (traction-compression).

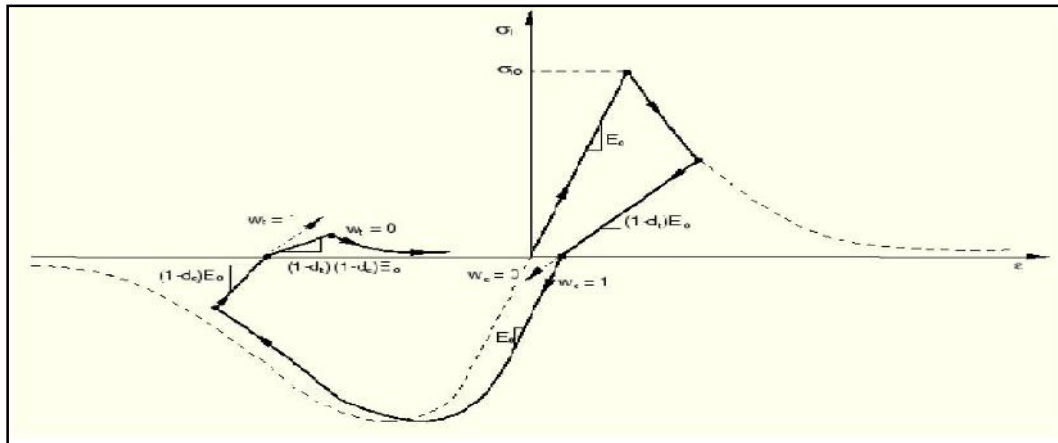


Figure III.13 : Récupération de rigidité lors d'un cycle complet [39]

Cette figure explique la notion de récupération de rigidité utilisée par ABAQUS :

1-d'une traction ver une compression : $w_c = 1$

2-d'une compression ver une traction : $w_t = 0$

Ces deux valeurs sont prises par défaut par le code mais on peut les modifier.

Ce modèle offre une capacité générale pour la modélisation du béton et autres matériaux quasi-fragiles dans tous les types de structures (poutres, fermes, des coquillages, et les solides); utilise des concepts d'élasticité isotrope endommagé en combinaison avec la plasticité traction et de compression isotrope pour représenter le comportement inélastique du béton; peut être utilisé pour le béton ordinaire, même il est destinée principalement à l'analyse des structures en béton armé; est conçu pour des applications où le béton est soumis à des chargements monotones, cycliques, et / ou dynamique sous faible pression de confinement; consiste en la combinaison de la plasticité multi-scalaire et durcissement non associé (isotropes) élasticité endommagé pour décrire les dégâts irréversibles qui se produit pendant le processus de fracturation; permet un contrôle utilisateur des effets de récupération de rigidité lors des inversions de charge cyclique.

III.5 LES ACIERS :

III.5.1 Présentation :

L'acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce qui contient 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.

III.5.2 Caractéristiques mécaniques :

La limite d'élasticité f_e est le caractère mécanique qui sert de base aux justifications, elle varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et il est pris égal à : $E_s = 200\ 000$ MPa.

Les aciers de construction métallique sont essentiellement définis à travers leurs propriétés d'usage qui font l'objet de garanties. Ce sont :

- la limite d'élasticité à 20 °C, R_{eH} exprimée en N/mm² ;
- la résistance à la traction à 20 °C, R_m exprimée en Nm ;

Chapitre III : Généralités sur les matériaux

- l'allongement à rupture à 20 °C, A exprimé en % ;
- l'énergie de rupture en flexion par choc exprimée en Joule ;

On considère pour l'acier un poids volumique de 78,5 KN/m³.

III.5.3 Classification des aciers pour le béton armé :

On utilise pour le béton armé, les ronds lisses, les armatures à haute adhérence et les treillis soudés.

III.5.3.1 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.

III.5.3.2 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.

III.5.3.3 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.

III.5.4 Dispositions constructives :

❖ Enrobages des aciers :

l est le diamètre des armatures longitudinales et t le diamètre des armatures transversales.

Pour assurer une bonne protection des armatures contre la corrosion, il faut que l'enrobage c soit au minimum de :

- 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives. Cet enrobage peut être ramené à 3 cm si les armatures ou le béton sont protégés.

- 3 cm pour les parois coffrés ou non qui sont soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou à des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

Cette valeur peut être ramené à 2 cm si $f_{c28} > 40$ MPa.

-1 cm pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

III.6 Comportement mécanique de l'acier :

L'essai de traction permet de tracer la courbe de traction qui détermine les caractéristiques de l'acier. Cette courbe représente les variations de la charge unitaire (effort de traction F

Chapitre III : Généralités sur les matériaux

rapporté à la section initiale S_0 de l'éprouvette) en fonction de l'allongement relatif (allongement de la base de mesure rapporté à la longueur initiale de cette base et exprimé en %) imposé à l'éprouvette. Cette courbe met en évidence deux comportements intéressants de l'acier :

La première partie OA (figures III.14) correspond au domaine dans lequel l'acier est élastique, c'est-à-dire que, soumis à un effort, il se déforme mais reprend sa géométrie initiale lorsque l'on supprime l'effort (la déformation disparaît, elle est réversible). C'est le domaine normal de travail de l'acier ; son comportement est alors régi par la loi de Hooke :

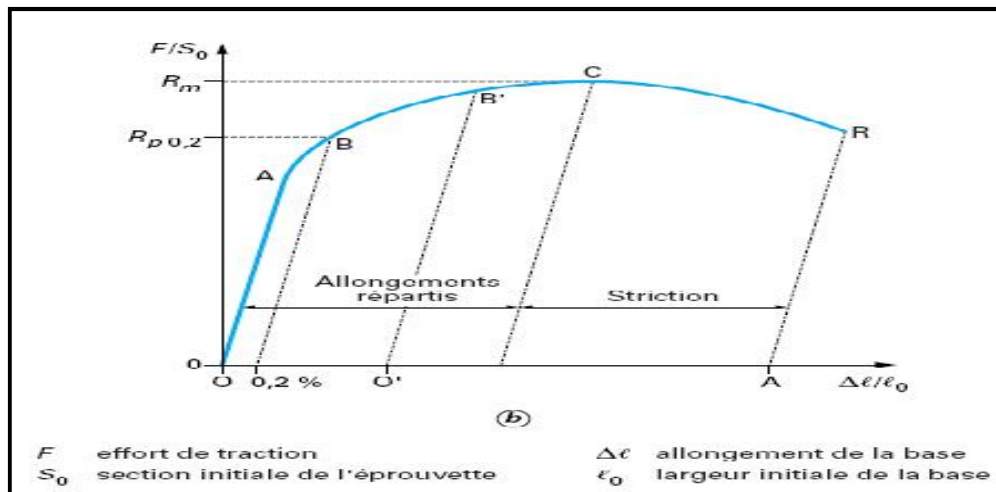


Figure III.14 : Courbe de traction pour un acier de construction [40]

La deuxième partie AC correspond au domaine dans lequel le métal est plastique, c'est-à-dire que, soumis à un effort, il se déforme mais ne reprend pas sa géométrie initiale lorsque l'on supprime l'effort (une partie de la déformation subsiste, elle est irréversible et dite « plastique»). Dans ce domaine, il est important de noter qu'au cours de la déformation plastique (de B à C pour la figure III.14 la limite d'élasticité de l'acier augmente. Si, par exemple, on supprime l'effort appliqué en B', le métal revient au point O' (la déformation plastique est égale à OO') et son nouveau domaine élastique s'étend ensuite de O' à B'. O'B' est ainsi plus grand que OA. Cette augmentation est dite consolidation ou, encore, écrouissage (et parfois raffermissment). Sa conséquence pratique intéressante est qu'elle provoque une adaptation de l'acier face à une surcharge accidentelle ; c'est donc un facteur de sécurité en service.

L'acier d'armature est utilisé dans le béton armé afin de compenser la faiblesse du béton à reprendre les efforts de traction. Il est habituellement considéré que les armatures ne sont sollicitées qu'après la fissuration du béton. Elles présentent une importante ductilité après l'atteinte de la limite élastique, ce qui, lorsque bien conçu, permet aux éléments de béton armé fléchis et fissurés d'atteindre l'ultime sans rupture catastrophique.

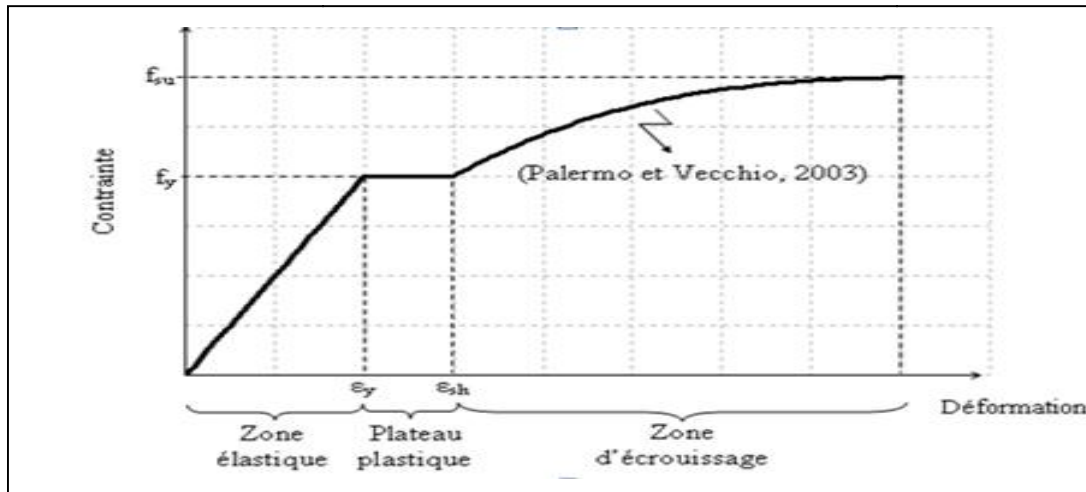


Figure III.15 : Loi de comportement monotone de l'acier

La zone d'écroutissage n'est généralement pas considérée dans la conception d'éléments en béton armé, mais il importe d'en tenir compte dans l'élaboration de modèles afin de représenter le plus fidèlement le comportement véritable de l'acier.

III.7 L'association béton-acier :

Dans la période des débuts du béton armé, la principale évolution ne réside pas dans la mise au point des bétons mais dans la naissance de l'association acier-béton qui va offrir au matériau "béton armé" la totalité de son potentiel technique. Cette découverte permet de passer du béton utilisé comme substitut commode à la pierre au béton performant. Là encore, il s'agit d'une invention initiée par les avancées industrielles et notamment le développement de la production d'acier grâce à l'emploi du charbon dans les fourneaux. Cette évolution est contemporaine des recherches menées sur la pierre artificielle. La première utilisation de l'acier comme armature du béton date (sans compter les mortiers armés utilisés depuis bien longtemps) de 1852, date à laquelle Coignet noie des poutrelles métalliques dans une dalle en béton à destination de plancher. Le procédé d'armature sera vraiment théorisé en 1854 par Wilkinson qui explicitera le principe de disposition des sections d'acier dans les zones tendues, puis par Hennebique en 1892 qui approfondit l'explication théorique et introduit le principe des étriers permettant l'équilibrage de l'effort tranchant. Ces études ont permis la compréhension du phénomène d'adhérence, fondement de technique béton armé. La technologie "béton armé" rencontrera le succès à partir de 1900 et se développera pour atteindre la place prépondérante qu'elle occupe aujourd'hui.

III.7.1 Définition de l'adhérence :

Les conditions de résistance d'un élément en béton armé supposent que les armatures ne glissent pas à l'intérieur du béton. C'est le phénomène d'adhérence qui empêche ou limite ces glissements. Cette propriété physique permet la transmission des efforts et un fonctionnement rationnel : le béton suit alors les armatures dans leurs déformations. Les justifications que nous effectuerons en ELU (du BAEL) porteront sur :

- la limitation de l'entraînement des armatures de façon à ne pas endommager le béton.
- les ancrages des extrémités de barres.
- les jonctions.
- les recouvrements.
- les coutures des barres.

La transmission des efforts entre le béton et les aciers d'armature s'effectue grâce au phénomène d'adhérence. Chaque unité de surface située sur le périmètre de la pièce d'armature permet le passage d'une certaine quantité d'effort. Une barre est considérée comme "ancrée" lorsque la surface de contact entre le béton et la pièce d'armature est suffisamment importante pour que les efforts qui transiteraient pas cette surface en cas de sollicitation à la limite de l'adhérence soient au moins égaux à la résistance de la dite pièce.

Lorsque la contrainte dépasse la valeur autorisée sur le béton seul, on peut introduire des armatures longitudinales qui présentent une résistance spécifique supérieure au béton (acier = 240MPa). Le coefficient de corrélation entre les deux matériaux est de 15 environ. C'est-à-dire que lorsque l'on ajoute 1 cm² d'acier dans une section béton, on peut admettre, en première approche, que tout se passe comme si on avait ajouté 15 cm² de béton. Il y a, entre l'acier et le béton, un fonctionnement conjoint. Le calcul conduit à utiliser une section dite homogénéisée en fonction de la capacité de chacun de matériaux.

III.8 Modèle numérique pour les aciers:

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

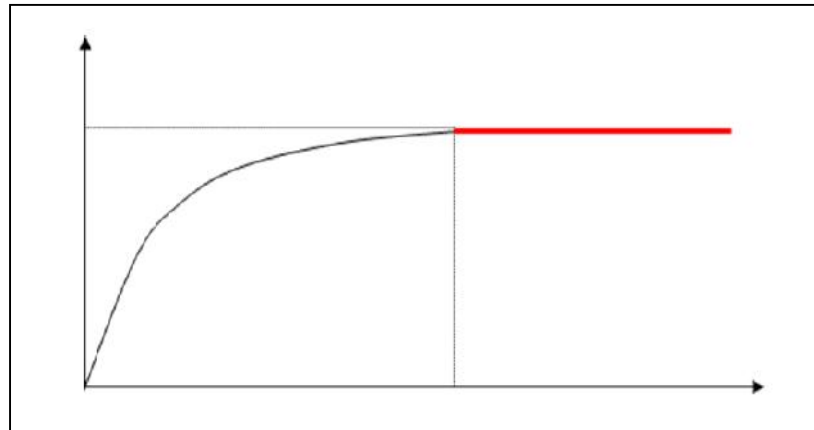


Figure III.16 : Modèle numérique pour l'acier [37]

- **Loi d'écrouissage :**

Le domaine d'élasticité initiale est donné par l'expérience. Son évolution dans l'espace des contraintes est décrite par les modèles d'écrouissage. La dépendance du domaine d'élasticité actuel dans l'espace R de contraintes permet l'identification expérimentale des paramètres d'écrouissage Z .

En vue de leur identification expérimentale, les modèles font intervenir un nombre limité de paramètres d'écrouissage. On peut citer :

- le modèle *d'écrouissage isotrope*, où un seul paramètre scalaire z définit une transformation homothétique du domaine d'élasticité dans l'espace des contraintes;
- le modèle *d'écrouissage cinématique*, où un seul paramètre tensoriel Z définit la translation des frontières du domaine d'élasticité.

Les différents modèles et leur combinaison possible sont schématisés sur la figure III-17

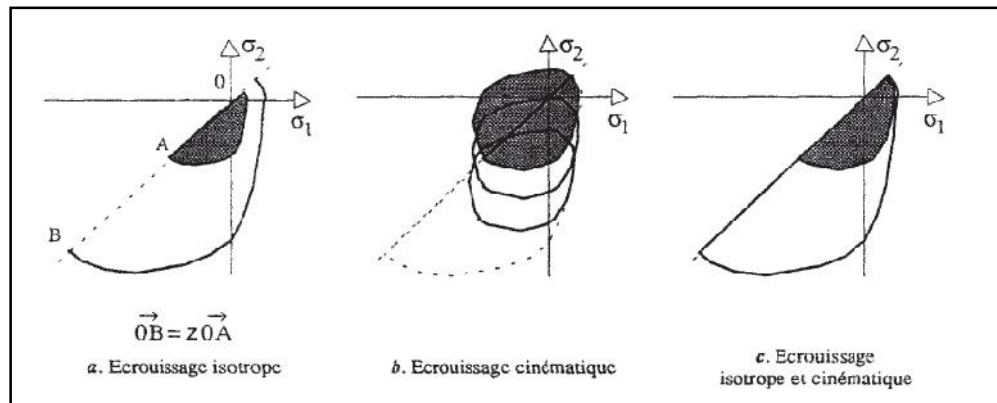


Figure III.17 : Modèles d'écrouissage [37].

Supposons déterminer une fonction $Z = Z(C)$ représentative de l'évolution du domaine d'élasticité (CE). Cf regroupe les variables mesurables contrôlant l'évolution des paramètres d'écrouissage Z . Il n'y aura possibilité d'évolution élasto- plastique, avec modification de l'état d'écrouissage, que si un point de charge actuel est situé sur la frontière du domaine d'élasticité ($f = 0$), qu'il entraîne avec lui ($df = 0$), tout en le modifiant.

III.9 Matériaux composites :

III.9.1 Définitions :

Toute matière première comportant des charges peut être appelée au sens général composite. Par définition, un matériau composite est formé d'éléments très différents. C'est le résultat du mélange d'au moins deux composants (matrice et renfort), différents par leur nature, leur forme et leur fonction, et dont les performances globales sont supérieures à celles des éléments le constituant. Les matériaux composites sont utilisés par l'homme depuis des millénaires dans le domaine de la construction. Le pisé de paille et d'argile est un des plus anciens matériaux dont l'idée première est exactement celle des composites : exploiter la résistance à la rupture des fibres, en laissant à une matrice, de 'qualité mécanique inférieure', le soin de maintenir ces fibres dans la forme voulue (Bessière 1996).

Depuis des millénaires, l'homme a cherché à se protéger dans un bâtiment. Pendant des siècles, sa sécurité dépendait de protections dures, massives donc lourdes. La notion de constructions légères et souples ne date que de quelques décennies. [41]

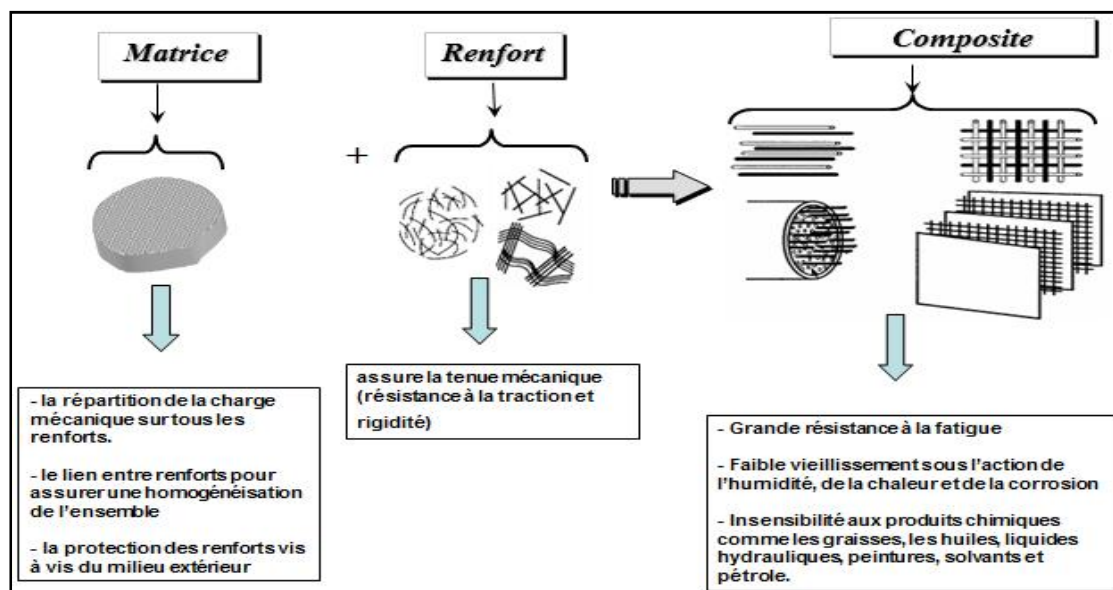


Figure III.18 : Constituants d'un matériau composite [42].

III.9.2 Matériaux composites renforcés de fibres :

La technologie du renforcement par les polymères renforcés de fibres est l'une des technologies les plus efficaces d'accroissement de la résistance des éléments structuraux porteurs. Son application est relativement simple, très peu dérangement pour les utilisateurs des ouvrages renforcés et peu exigeante en main-d'œuvre. Ainsi, elle représente l'une des solutions de rechange les plus souhaitables en matière d'accroissement de la résistance des ouvrages existants. Les caractéristiques non corrosives des fibres de carbone et leur résistance à la plupart des substances chimiques donnent à ce système de renforcement une durée de vie bien plus longue que celle des matériaux conventionnels tels que l'acier, c'est à dire une valeur plus économique à long terme.

Les termes «matériau composite renforcé de fibres», «composite amélioré» ou «polymère renforcé de fibres : «PRF» » sont généralement employés pour désigner les matériaux en fibres synthétiques telles que la fibre de verre, la fibre de carbone et la fibre d'aramide enchâssée dans une matrice (résine époxy ou vinylester).

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.

Les composites de fibres possèdent habituellement un rapport résistance-poids plus élevé que celui des matériaux de construction conventionnels tels que l'acier, et une excellente résistance à la corrosion.

III.9.3 L'Intérêt et inconvénients des polymères renforcés de fibres 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) :
 - 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.

III.9.4 Les constituants d'un polymère renforcé de fibres :

Les composites sont des matériaux synthétiques fabriqués avec des mélanges intimes de matériaux de différent état, composition, et forme. Leurs composants sont toujours clairement différenciés et gardent leur identité séparée. Cependant, ils travaillent de manière solidaire dans le composite, en réunissant des caractéristiques qui ne sont pas atteintes séparément

III.9.4.1 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).

Les propriétés des composites sont principalement influencées par le choix des fibres (Teng et al. 2002, Carolin 2003). Parmi les fibres les plus connues en génie civil, on peut

Chapitre III : Généralités sur les matériaux

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).

➤ **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).

➤ **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) ont présenté les principaux matériaux de renfort comme suit (Figure I-16):

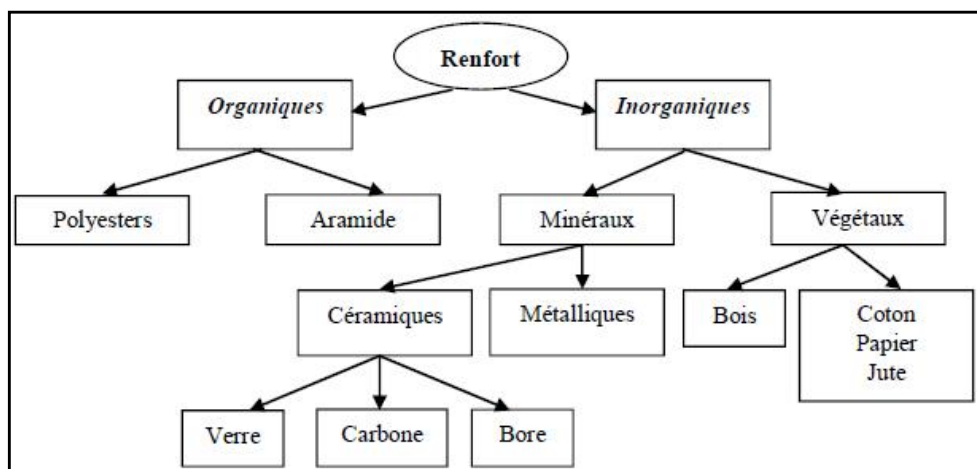


Figure III.19 : organigramme illustrant les principaux matériaux de renfort.

III.9.4.2 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 autres attaques environnementales et chimiques (Foo et al. 2001).

Il existe deux 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 ramollie 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. Les différentes familles de matrice sont résumées dans le schéma de la Figure (I-17)

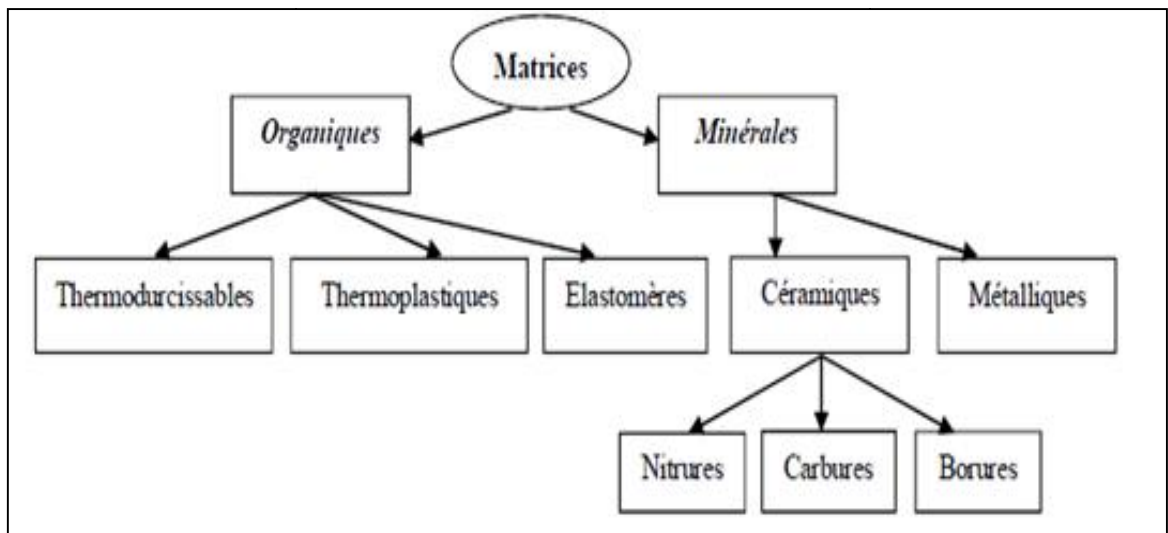


Figure III.20 : organigramme illustrant les différentes familles de matrice.

III.9.5 Quelques applications des matériaux composites « PRF » en génie civil :

Le génie civil est actuellement peu consommateur de matériaux composites comparativement à d'autres secteurs tels que l'industrie de l'automobile ou celle de l'aérospatiale. Cependant, il existe de réelles perspectives dans les prochaines années quant à leur utilisation structurelle pour la réhabilitation des constructions civiles et industrielles.

D'où l'intérêt et l'engouement apporté par les différents centres et laboratoires de recherche à travers le monde, pour étudier les différents aspects d'éléments structuraux en béton renforcés ou réparés par des «PRF».

D'une manière générale, les matériaux composites du type polymère renforcé de fibres «PRF» présentent des avantages considérables dès qu'il s'agit de la protection, la réparation et le renforcement d'ouvrages ou d'éléments d'ouvrages en béton armé tels que poutre, poteau, dalle ou mur on cite par exemple :

➤ les colonnes :

Plusieurs techniques différentes ont été développées pour renforcer ou réhabiliter des colonnes existantes en béton en utilisant des composites «PRF».

Une colonne peut être enveloppée complètement par des tissus «PRF» avec une ou plusieurs couches. Elle peut être aussi partiellement enveloppée en utilisant des bandes «PRF» sous forme d'une spirale continue ou des anneaux discrets.

➤ Les poutres :

Le renforcement vis à vis la résistance à la flexion d'une poutre en béton armé simplement appuyée en utilisant les composites «PRF» est généralement réalisé en liant une lamelle «PRF» sur le support de la poutre concernée.

➤ Les dalles :

La procédure de base de renforcement des dalles simplement appuyées par «PRF» est de coller des bondes ou des lamelles «PRF» sur la face tendue de la dalle. Pour les dalles travaillant dans les deux sens on utilise des lamelles croisées, ou bien des «PRF» avec des fibres dans les deux directions. D'autre part, le renforcement d'une dalle en béton armé travaillant dans les deux sens peut être concentré dans la région centrale ou dans la région des moments maximaux selon les besoins de renforcement mais dans ce cas les bondes/lamelles de «PRF» sont terminées loin des bords de la dalle. [41]

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté quelques définitions sur les matériaux béton et acier et matériaux composite, ainsi que leur comportement mécanique. On a aussi défini le modèle « concrete damaged plasticity » qu'on a utilisé pour le béton par le code de calcul ABAQUS, ainsi le modèle utilisé pour l'acier.

Le rôle des matériaux composites dans le domaine du renforcement des structures est incontestable ; et il existe à présent de nombreuses possibilités d'application de cette technique de renforcement. Dans une structure courante en béton armé il est possible de renforcer presque tous les éléments de construction : colonnes, poutres, dalles. Cette technique permet d'améliorer :

- la capacité portante,
- la rigidité,
- la durée de vie de la structure,
- la durabilité de la structure, exposée aux attaques environnementales.

Introduction

Les éléments de structures ou structures en génie civil peuvent être isostatiques ou hyperstatiques. Le traitement des structures hyperstatiques est laborieux et fait appel à des méthodes complexes et difficiles à utiliser manuellement. 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 logiciels très performant pour approcher la solution exacte.

Parmi ces logiciels, 'ABAQUS'.

IV.1 Présentation du logiciel ABAQUS

Ce logiciel est une suite puissante des programmes de simulation créée en 1978, basée sur les méthodes numériques approchées par éléments finis. Le code de calcul ABAQUS est particulièrement réputé pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Il s'est imposé comme partie intégrante des processus de conception de sociétés de renommées mondiale dans tous les secteurs industriels. Il offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites et dynamiques. ABAQUS a une bibliothèque étendue des éléments qui peuvent modéliser n'importe quelle géométrie. Il a une liste également étendue de modèles matériels qui peuvent simuler le comportement de la plupart des matériaux typiques de technologie comprenant les métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé, et les matériaux géotechniques comme les sols et la roche. Il peut simuler des problèmes dans des secteurs divers, comme : la mécanique, le transfert thermique, électrique, problèmes couplés (piézo et thermique), l'acoustique et la mécanique des sols....

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

Le cœur du logiciel ABAQUS est donc ce qu'on pourrait appeler son "moteur de calcul". À partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe .inp), qui décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue les simulations demandées et fournit les résultats dans un fichier .odb.

Deux tâches sont à accomplir : générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement), et exploiter les résultats contenus dans le fichier .odb (ou post traitement). La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements, etc..., suivant une syntaxe précise. Il faut savoir que le pré traitement et le post traitement peuvent être effectués par d'autres logiciels.

ABAQUS se divise en trois grands codes :

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

1- **ABAQUS/Standard** : Nous permet de réaliser des études statiques en contraintes/déplacements, dynamiques linéaires ou non linéaires. Généralement, c'est la

Chapitre IV : Simulation numérique

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 différence entre la solution exacte et la solution après i itérations est notée $c(i+1)$. La solution exacte est donc donnée par :

En écrivant symboliquement le principe des travaux virtuels par une équation implicite,

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

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

$$F[u(i)] + (\partial F[u](i)) * c(i+1) + \left(\frac{\partial^2[u(i)]}{\partial(i)}\right) * c^2(i+1) \quad (2)$$

Si l'approximation est proche de la solution $u(i)$, alors $c(i+1)$ est petit et l'équation (2) peut être réduite à ces deux premiers termes donnant ainsi :

$$(\partial F[u(i)]/\partial u(i)) c(i+1) = -F[u(i)] \quad (3)$$

Cette équation (3) permet de déterminer $c(i+1)$ pour calculer l'approximation suivante $u(i+1)$ par :

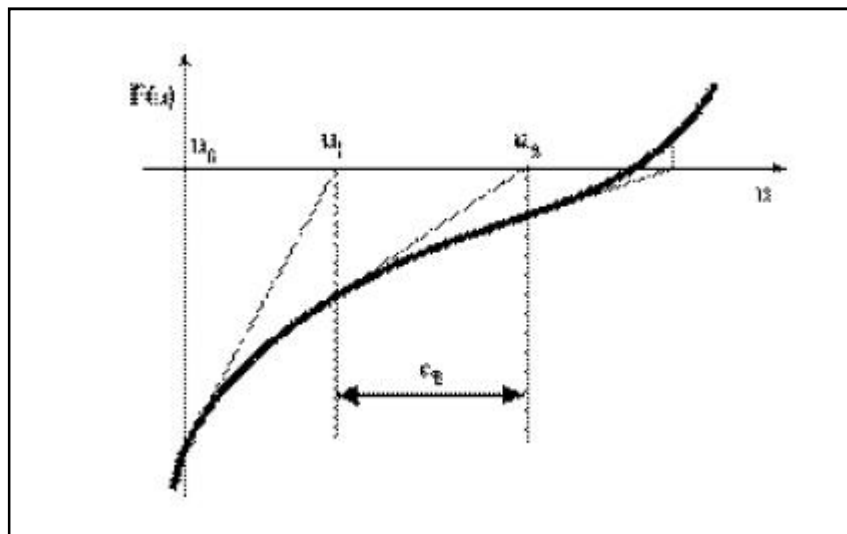


Figure IV.1 : Illustration de la méthode de Newton

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

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

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

Chapitre IV : Simulation numérique

2- **ABAQUS/Explicit** : La version explicite est entièrement vectorisée afin d'utiliser les supercalculateurs multiprocesseurs. Bien que l'analyse soit dynamique, elle peut être utilisée moyennant quelques précautions pour accomplir des analyses quasi-statiques. 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 (4) et (5).

$$dU(i+1/2)/dt = dU(i-1/2)/dt + [(t(i+1) + t(i))/2] d^2U(i)/dt^2 \quad (4)$$

$$U(i+1) = U(i) + (\Delta t(i+1) \frac{dU(i+1)}{dt}) \quad (5)$$

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

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

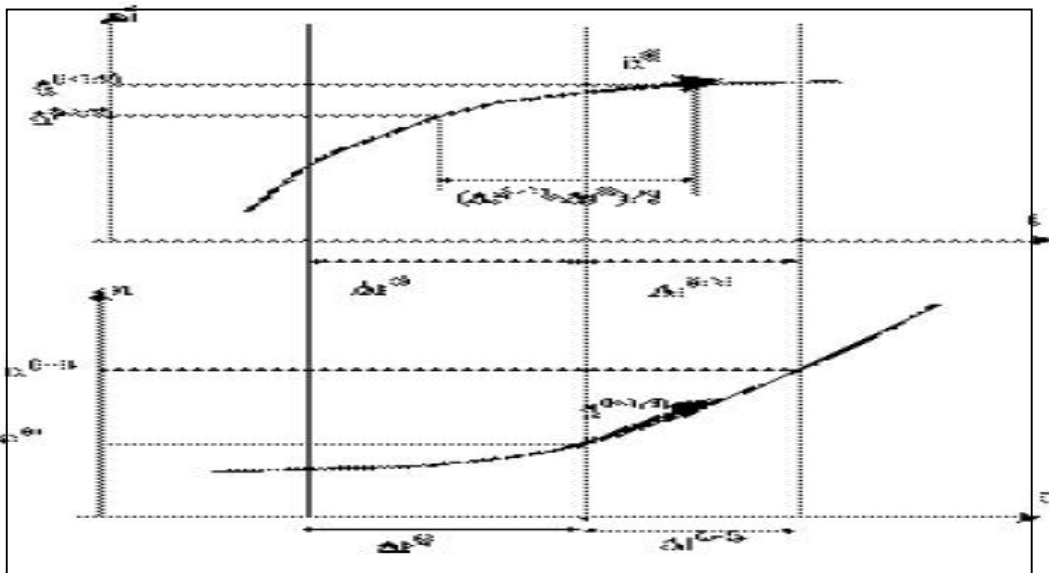


Figure IV.2: Illustration de l'opérateur de différence centrale

Ce seul schéma d'intégration est combiné à une procédure dynamique. La clef de l'efficacité calculatoire de la procédure explicite provient de l'utilisation d'une matrice de masse diagonale. Une telle forme permet un calcul rapide de l'inverse de cette matrice notamment utilisée pour la détermination de l'accélération de l'équation (6).

$$\frac{d^2U(i)}{dt^2} = M^{-1} (F(i) - I(i)) \quad (6)$$

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. La procédure explicite intègre par rapport au temps en utilisant beaucoup de petits incréments de temps. Or, l'opérateur de différences centrales est conditionnellement stable.

Chapitre IV : Simulation numérique

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

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}} \quad (7)$$

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

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

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

$$\begin{aligned} C_d &= \sqrt{[(\lambda + \mu) / \rho]} \\ &= K - \left(\frac{2}{3}\right) * \mu \text{ Avec} \end{aligned} \quad (8)$$

$$p = -k \cdot \varepsilon_{ed}$$

$$S = 2 \mu P$$

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

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

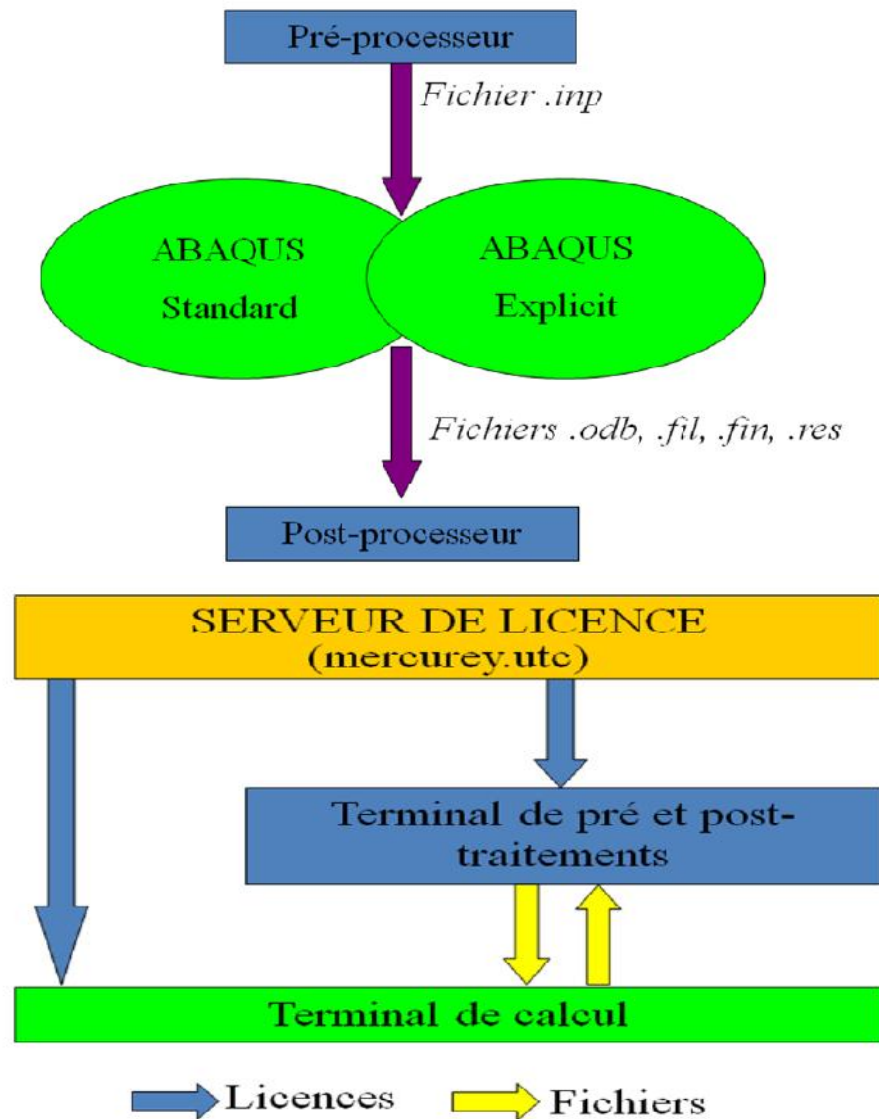


Figure IV.3 : Schéma de fonctionnement d'ABAQUS [37].

IV.2 Définition du modèle expérimental à simuler :

Notre travail consiste à évaluer la performance et d'étudier le comportement à savoir la naissance successive des rotules plastiques au niveau des sections critiques d'un portique à deux niveaux en béton armé sous chargement horizontal et vertical. Les résultats du modèle classique seront validés par un modèle expérimental.

- Dimensionnement et géométrie du portique :

On a à simuler un portique en béton armé avec les dimensions comme le montre la figure suivante :

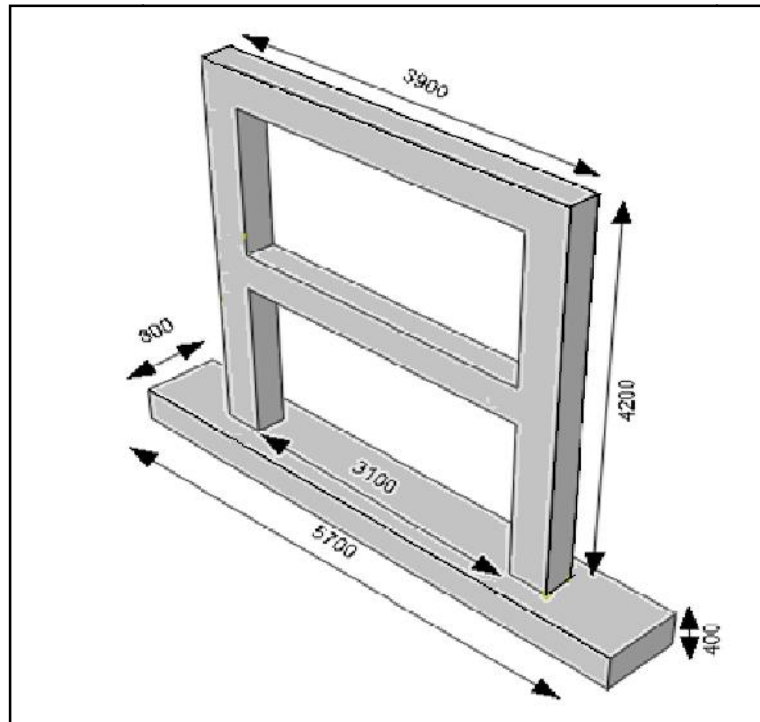


Figure IV.4 : dimensionnement et géométrie du portique

- Hauteur totale du portique 4600 [mm].
 - Largeur du portique est de 3900 [mm].
 - Largeur du portique est de 800[mm].
 - Poteau 300*400[mm].
 - Poutre 400*300[mm].
- Ferrailage :
- ferrailage de la semelle niveau ± 0.00 \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} A_{long} = 2x(4HA20) \\ A_{trans} = HA10 \end{array} \right.$
 - Ferrailage des poutres niveau +2.20 ET +4.40 \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} A_{long} = 2x(4HA20) \\ A_{trans} = HA10 \text{ avec } e=125\text{mm} \end{array} \right.$
 - Ferrailage des poteaux \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} A_{long} = 2x(4HA20) \\ A_{trans} = HA10 \text{ avec } e=125\text{mm} \end{array} \right.$

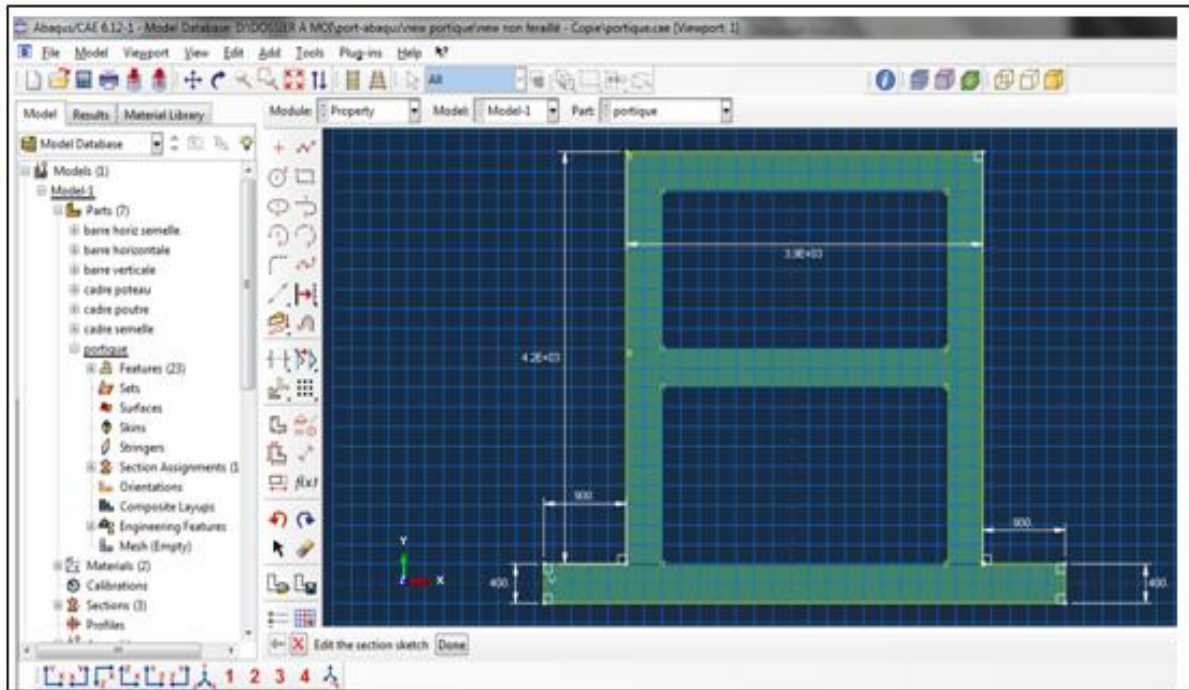


Figure IV.6 : création de la matière béton.

IV.3.2 La géométrie des barres horizontales

Les barres se créent avec un modèle 3D déformable « wire ». Ensuite, dessiner avec créer des lignes et dimensionner.

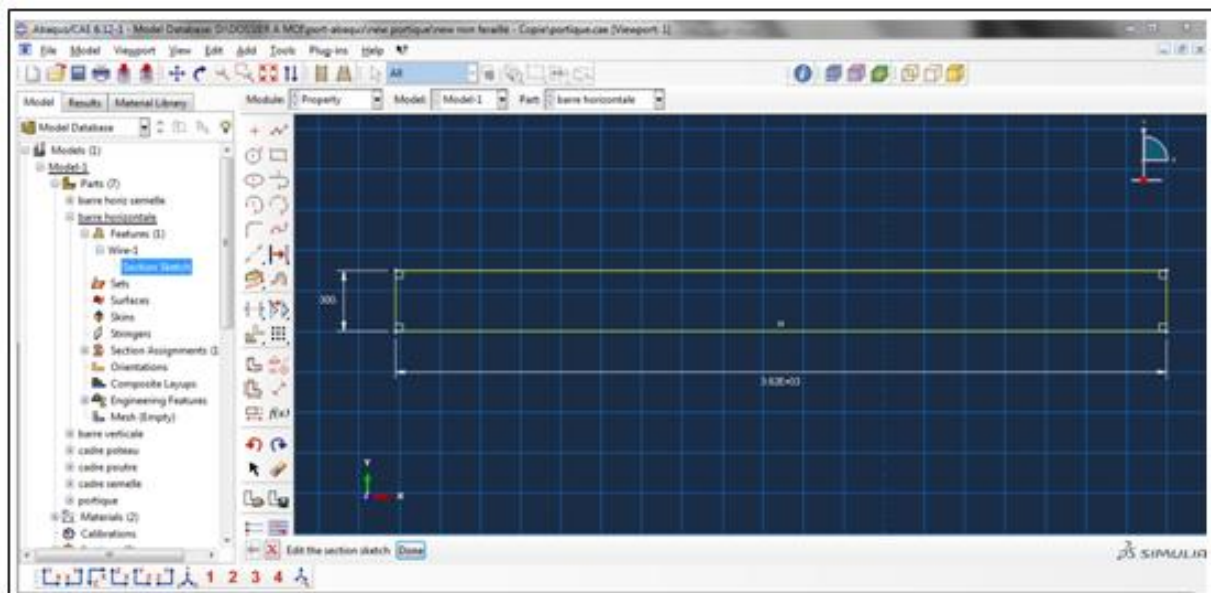


Figure IV.7 : création des barres horizontales.

IV.3.3 Propriétés des matériaux (Module Property)

Avant toute simulation, il faut définir le matériau à simuler. Dans notre cas, on a deux matériaux : le béton et l'acier.

Chapitre IV : Simulation numérique

Il faut introduire toutes les données suivantes qui nous permet uniquement de lancer un calcul élastique.

- la masse volumique.
- le module de Young.
- le coefficient de poisson.

Pour faire une analyse non linéaire on doit introduire les lois de comportement non linéaire des deux matériaux.

Pour notre travail on a utilisé deux modèles numériques intégrés dans ABAQUS pour l'acier et le béton.

1-Le béton : un comportement élasto-plastique endommageable, il est défini par une loi de comportement non linéaire en traction et en compression qui sont introduites aussi par des courbes contrainte- déformation plastique.

Pour le béton il faut tenir compte de l'endommagement qui est défini en introduisant la variables d'endommagement en fonction de la déformation plastique en traction ainsi en compression.

On a aussi introduit les deux variables qui tiennent compte de la récupération de la rigidité.

($W_c=1$) et ($W_t=0$).

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

Tableau 3 : Tableau des unités correspond à ABAQUS

Chapitre IV : Simulation numérique

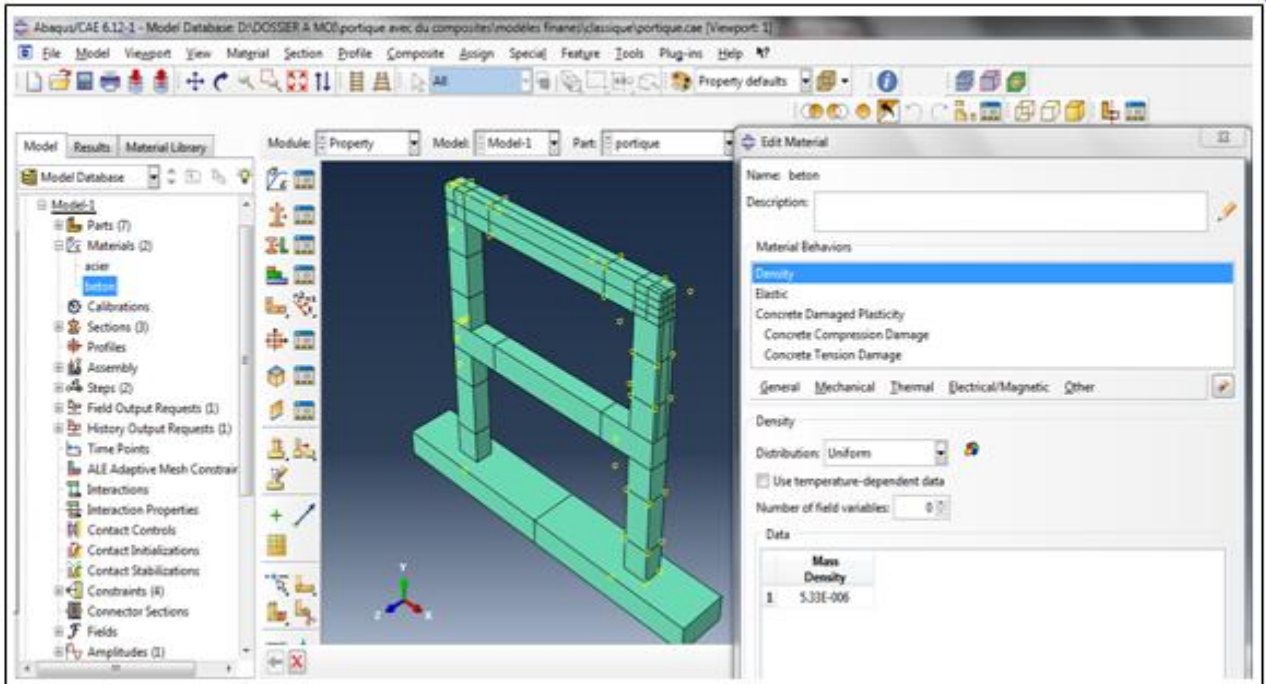


Figure IV.8 : définition du comportement du béton.

2-L'acier : un comportement élasto-plastique avec écrouissage cinématique et isotrope, il est défini par une courbe contrainte-déformation plastique introduite dans ABAQUS sous forme d'un tableau.

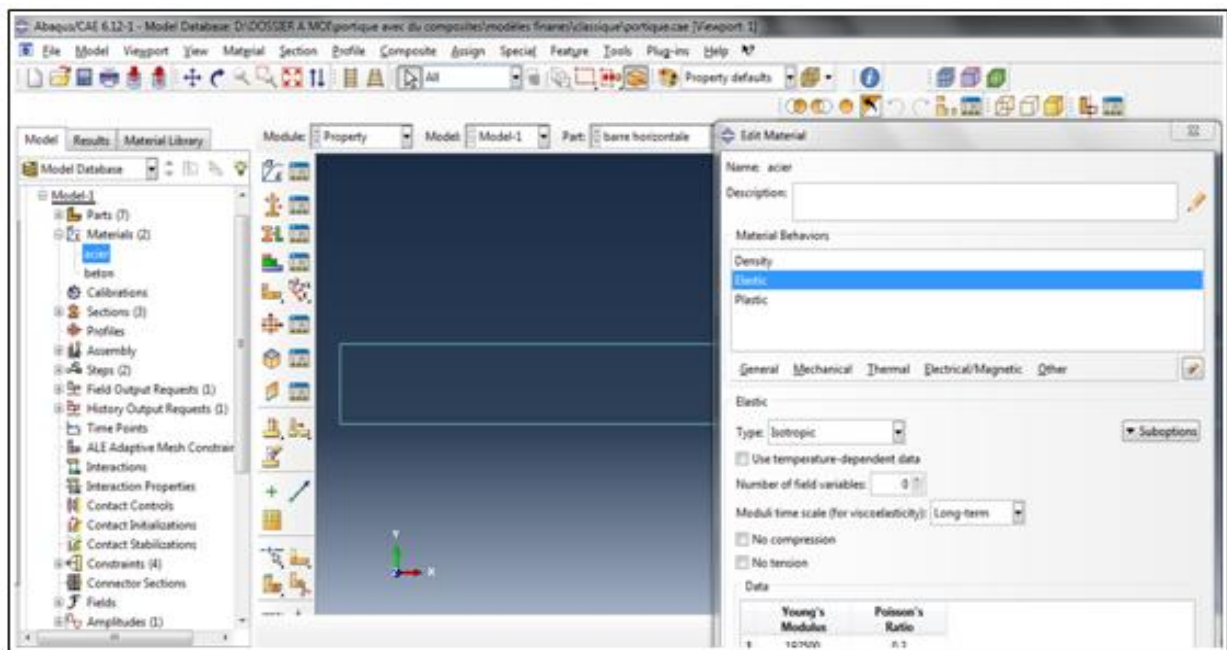


Figure IV.9 : définition du comportement de l'acier.

IV.3.4 Assemblage du modèle (Module Assembly)

Dans ce modèle on peut répéter chaque part créée plusieurs fois et lui faire des rotations s'il est nécessaire et le translater à sa place jusqu'à voir notre modèle.

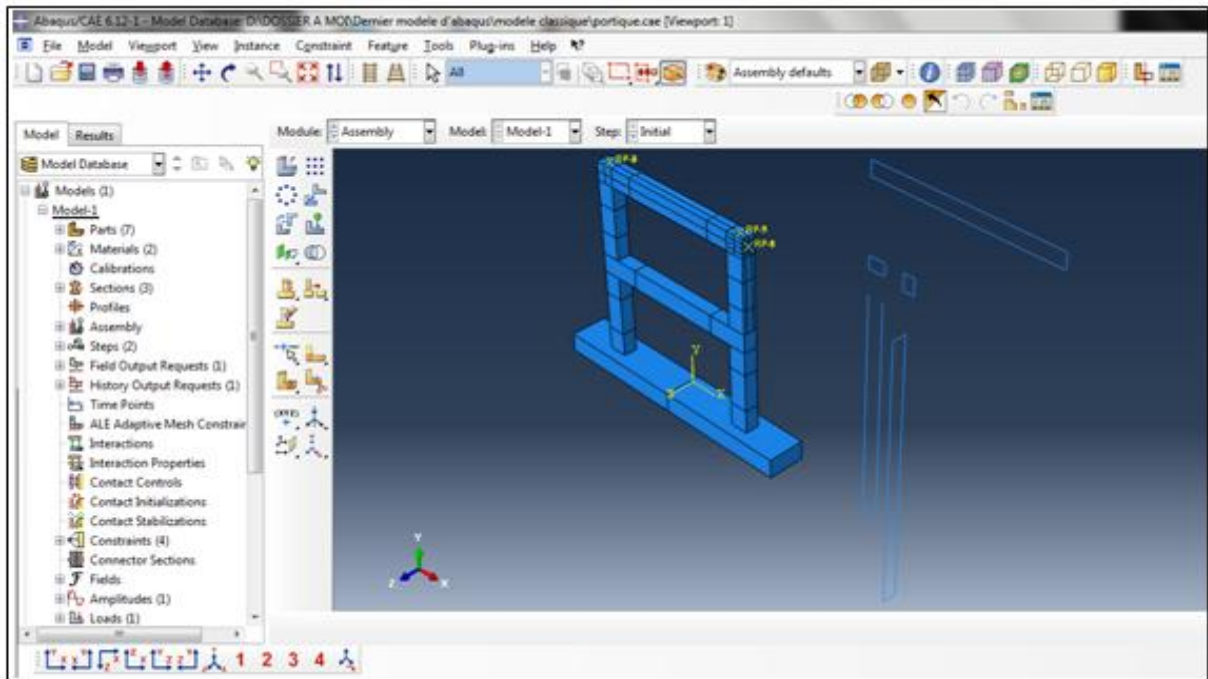


Figure IV.10: création du modèle finale.

IV.3.5 Définition du « steps » et des variables à calculer :

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.

Pour notre simulation on a choisi un calcul explicite car il est plus efficace et plus rapide dans le calcul. On a travaillé avec une période = 30 s, déterminé en vérifiant le critère énergétique pour un chargement statique.

Pour être en statique, il faut que l'énergie potentielle soit supérieure au moins de 10 fois de l'énergie cinétique sinon on sera plus proche de la dynamique.

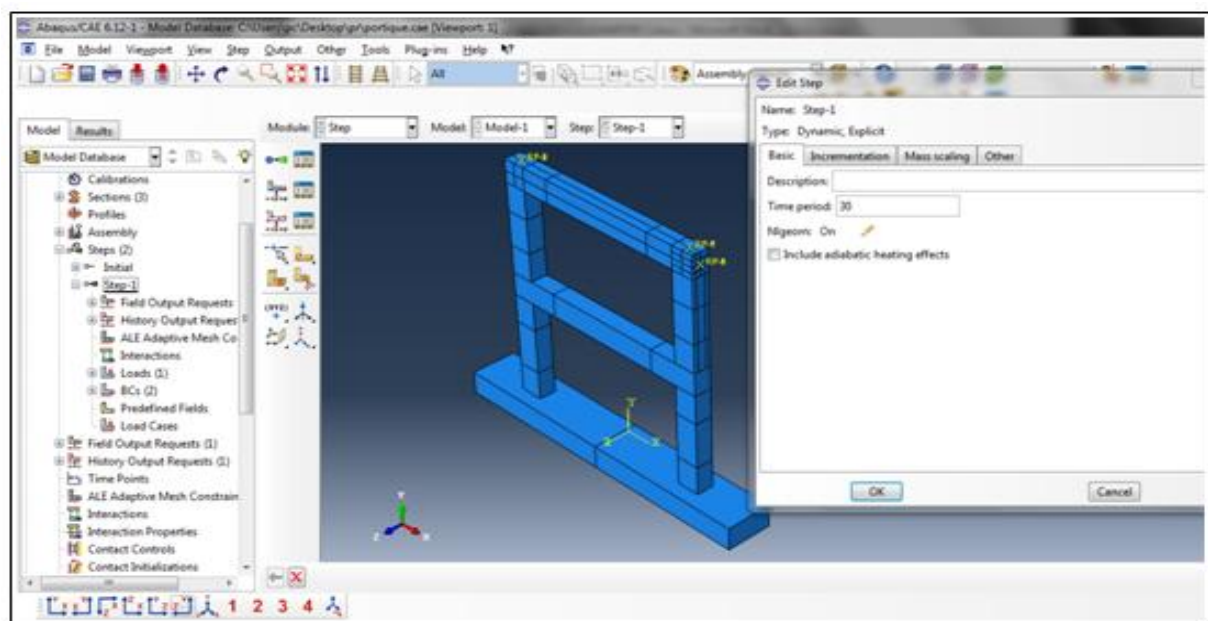


Figure IV.11 : définition du step.

IV.3.6 Définition du contact acier béton (Module Interaction)

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

Dans cette simulation on a considéré 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.

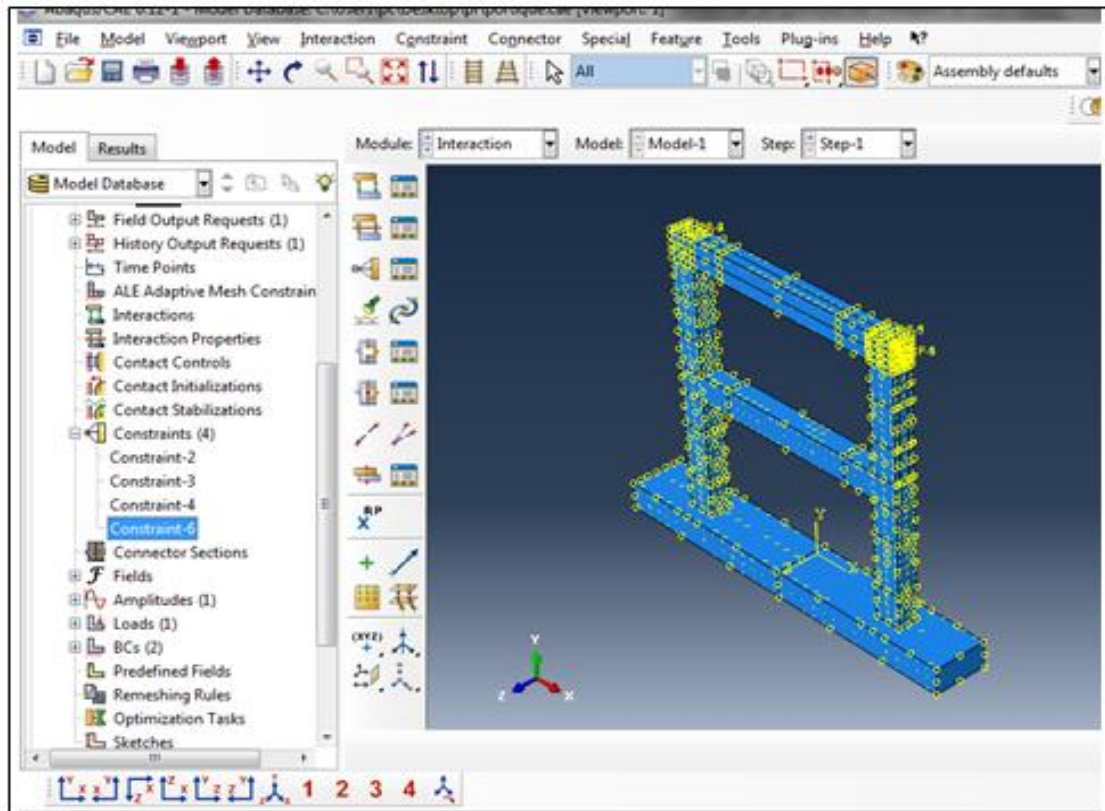


Figure IV.12 : définition du contact acier béton.

IV.3.7 Définition des conditions aux limites (Module 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- ajouter deux charges verticales pour stabiliser le portique et pour tenir compte des chargements verticaux existants

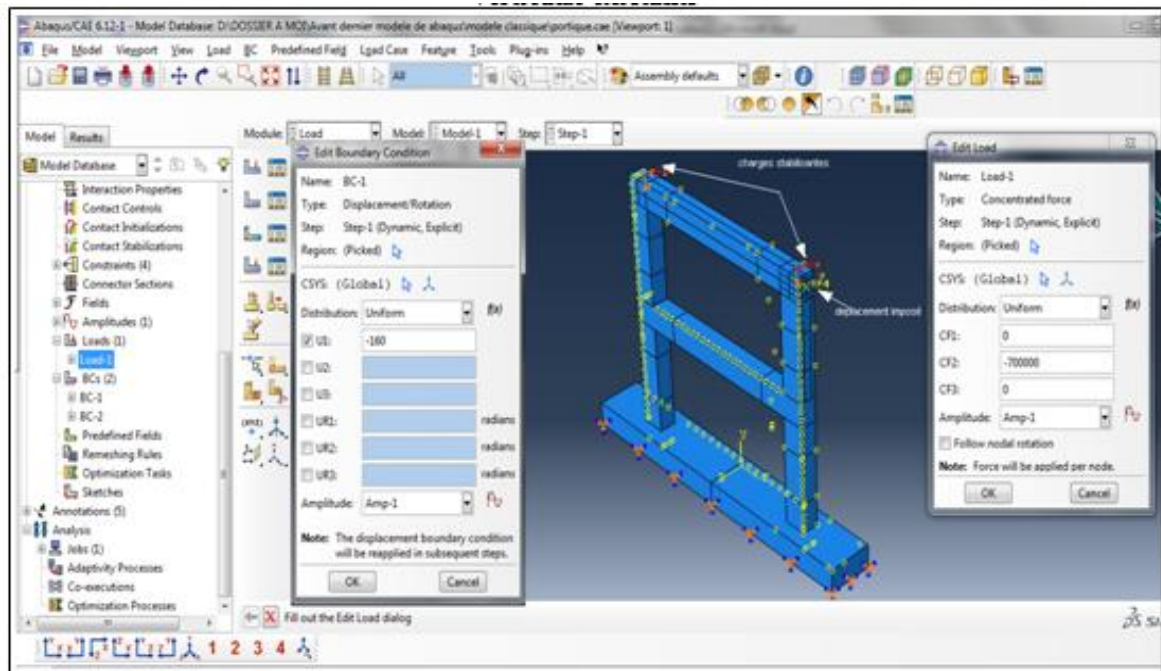


Figure IV.13: définition des conditions aux limites.

IV.3.8 Définition du maillage des barres

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

Pour notre cas on a choisi des éléments tétraédrales à 4 nœuds, puis donner une taille approximative pour l'élément.

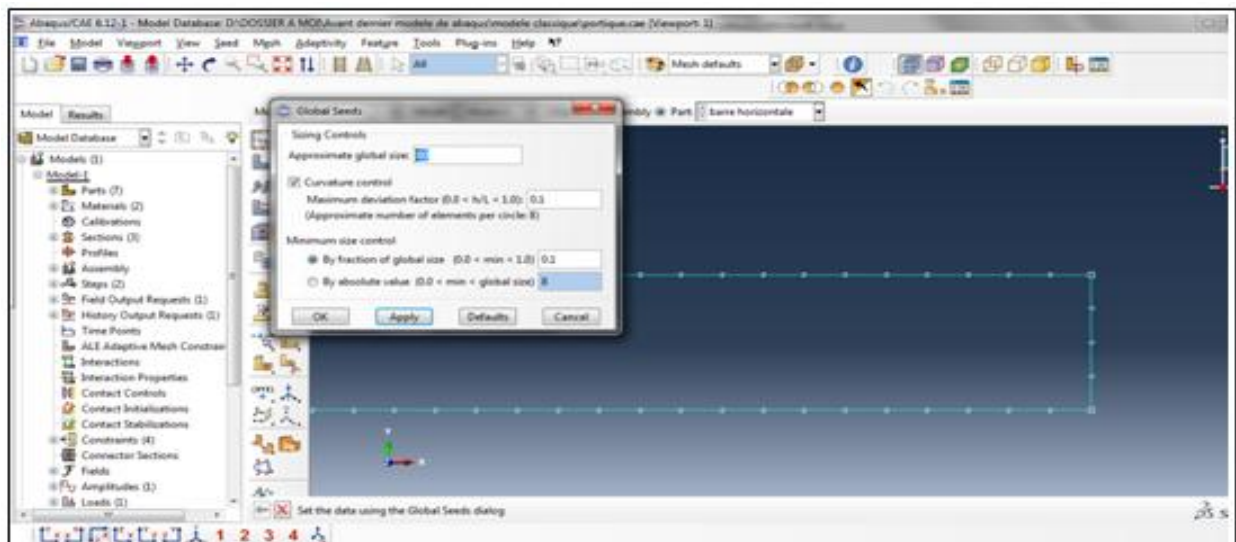


Figure IV.14 : définition du maillage des barres.

IV.3.9 Maillage du portique

Pour le maillage du portique on a utilisé des éléments quadratiques à 8 nœuds avec une taille approximative de façon à avoir un maillage stable et symétrique pour s'approcher des résultats réels et la symétrie pour éviter le voilement.

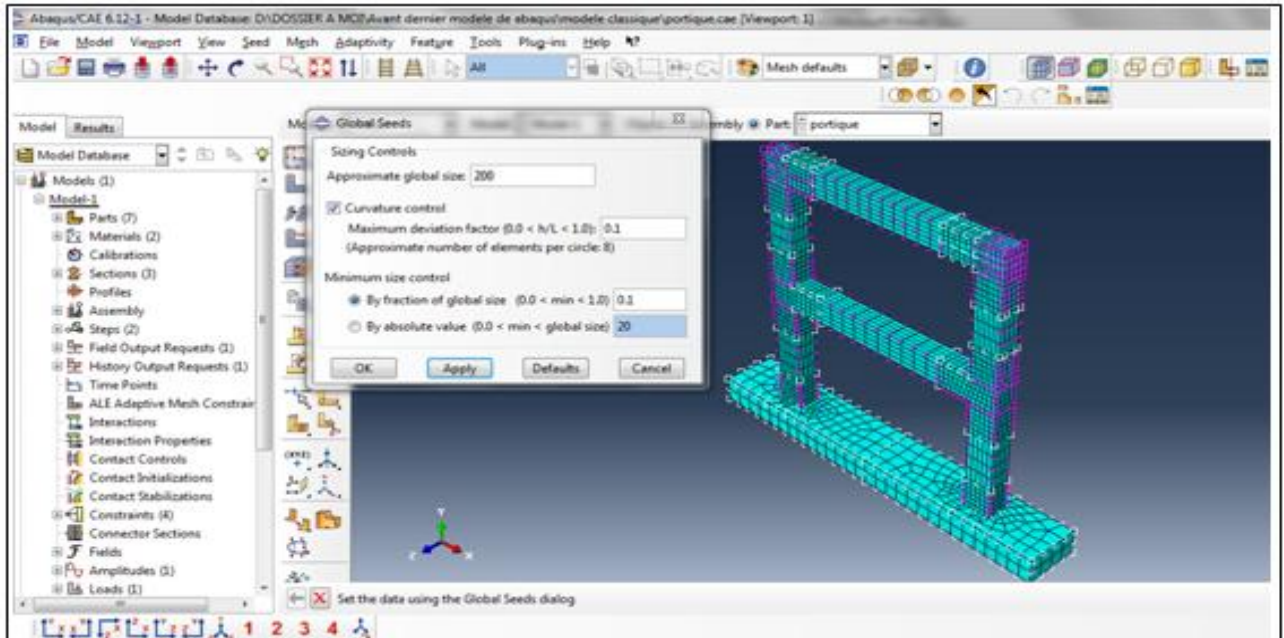


Figure IV.15 : présentation du maillage du portique.

IV.3.10 Définition du job

Une fois que, tout le modèle à simuler est défini (géométrie, matériaux, lois de comportements, les chargements...), on lance le calcul après la définition d'un job, en cliquant sur « submit ».

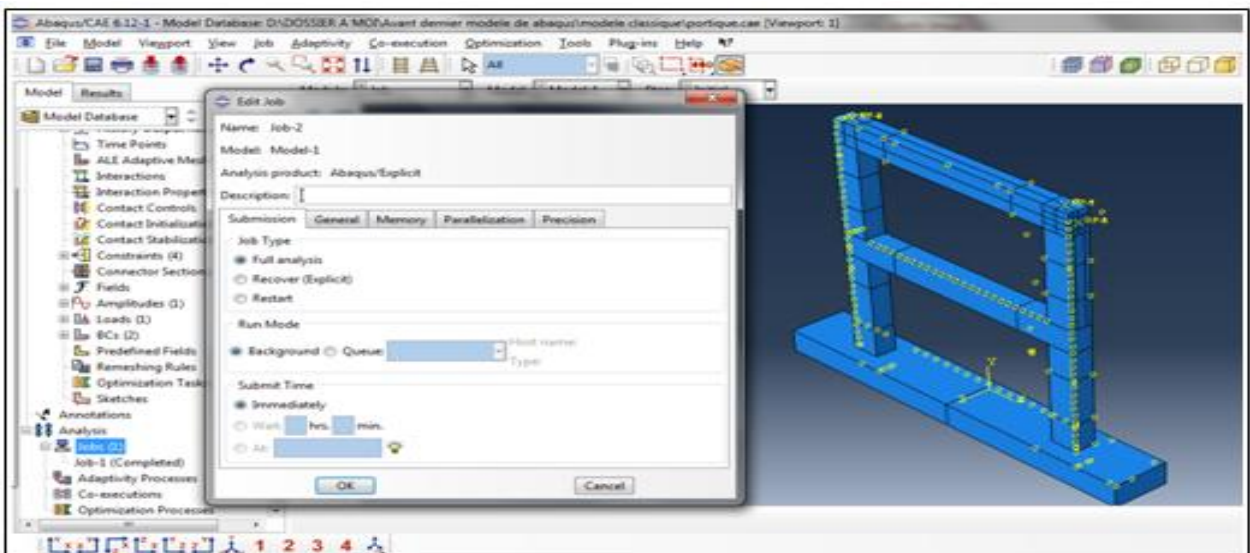




Figure IV.16 : définition du job.

IV.3.11 Visualisation des résultats de l'analyse

Dans ce module, on peut visualiser plusieurs résultats, force, déplacement, contrainte, déformation ...etc. En cliquant sur , comme on peut visualiser la forme déformée du modèle, en cliquant sur .

ABAQUS nous permet de voir la propagation des contraintes ou déformation en fonction du temps de calcul, aussi de tracer n'importe quelle courbe, soit une variable en fonction du temps ou bien en fonction d'une autre variable.

Remarque

Si on veut travailler avec un chargement statique dans ABAQUS il faut vérifier le critère énergétique avant de voir aucun résultat pour s'assurer qu'on est en statique.

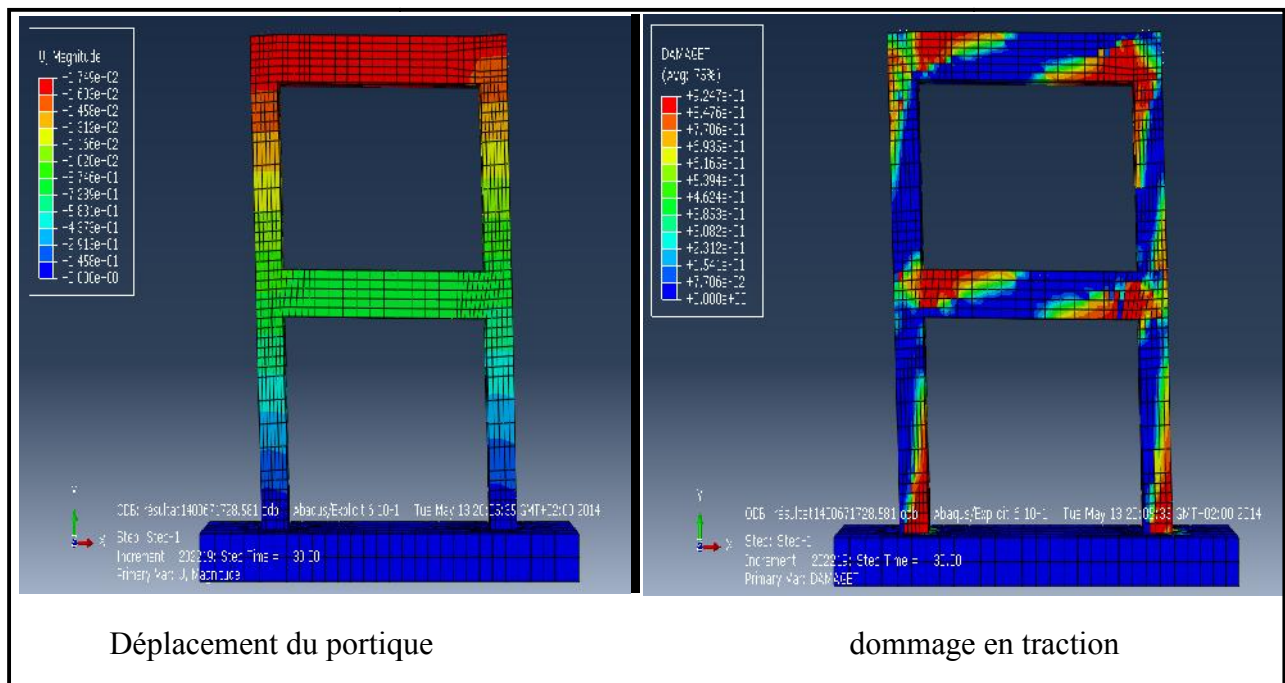


Figure IV.17 : quelque résultat tiré d'ABAQUS.

Dans notre travail, lors de l'exploration des résultats de nos modèles, on a été amené à utiliser plusieurs variables qui décrivent le comportement de nos éléments, on les citera ci-dessous.

- 1)- DAMAGEC → un paramètre qui décrit les dommages en compression, avec possibilité de tracer son évolution en fonction du temps (ou d'un autre paramètre, la charges par exemple) pour un élément (une maille).
- 2)- DAMAGET → les dommages en traction.
- 3)- PE → déformations plastiques.

Chapitre IV : Simulation numérique

4)-RF → force de réaction dans un nœud.

-RF3 → force de réaction dans un nœud dans le sens de l'axe Z-Z.

6)-S → Contraintes

-S:Mises → contraintes de Von mises.

7)- U → déplacement des nœuds.

-U3 → déplacement des nœuds dans le sens de l'axe Z-Z.

8)-LE → déformations logarithmiques

Dans Abaqus, on ne peut pas extraire les déformations réelles, pour cela on exposera la relation qui lie les deux déformations : réelle et logarithmique.

$$\text{Déformation logarithmique} = \epsilon_{LE} = \int_{l_0}^l \frac{dl}{l} = \ln \frac{l}{l_0}$$

$$\text{déformation réelle} = \epsilon_{réelle} = \frac{l-l_0}{l_0} = \frac{l}{l_0} - 1 \rightarrow 1 + \epsilon_{réelle} = \frac{l}{l_0}$$

$$\rightarrow \ln(1 + \epsilon_{réelle}) = \ln \frac{l}{l_0} = \epsilon_{LE}$$

$$\rightarrow \ln(1 + \epsilon_{réelle}) = \epsilon_{LE} \cdot$$

Toutes les études menées sur le comportement des structures auto-stables en béton armé sous sollicitations horizontales (statiques, monotones ou bien sismiques) montrent bien que les endroits les plus sollicités sont les zones critiques des poutres et poteaux [24].

Notre étude consiste à évaluer le comportement d'un portique à deux niveaux en béton armé par une simulation numérique réalisée par le code de calcul « ABAQUS » d'un modèle classique élasto-plastique endommageable pour le béton, élasto-plastique avec écrouissage isotrope pour les aciers et domaine élastiques orthotrope pour les plaques composites. Les résultats numérique montrent une bonne concordance par rapport à l'expérimental [43].

Après visualisation des zones endommagées, on effectue un renforcement local par collage des plaques composites (fibre de carbone+résine époxy) au voisinage des zones nodales. Plusieurs modèles sont simulés (M-classique- MR-poutre, MR-poteau, MR-poutre et poteau, MR-tout la zone nodale). L'objectif de cette étude est d'améliorer le comportement de ces zones localement et voir l'influence de ce renfort sur la performance et la capacité du portique à l'échelle globale comparés au MC.

Conclusion générale :

Le travail entrepris, basé sur l'utilisation du code de calcul Abaqus à permis dans un premier temps de valider des résultats expérimentaux. La comparaison des résultats numériques et expérimentaux a illustré une bonne corrélation. Ce résultat a permis de poser notre thématique relative à l'amélioration du comportement mécanique d'un portique étagé en béton armé par différents collages de matériaux composites en fibres de carbone, au voisinage des zones nodales. L'analyse a débouché sur les conclusions suivantes basées sur le comportement global et local.

Comparaison locale

- les contraintes dans les aciers (longitudinales) du modèle classique atteignent des valeurs ultimes.
- une baisse des dommages en traction de 13% MR-poutre et poteau, 11% pour le MR-toute la zone nodale et 8% pour le MR-poutre par rapport au MC.
- L'influence du renforcement du poteau seul est insignifiante (dans le modèle classique, seule la base du poteau est endommagée).

Comparaison globale

- le renforcement par des plaques composites améliore le comportement globale de la structure avec un gain de capacité de 20.28% pour le MR-poutre ; 28.62% pour le MR-poutre et poteau ; 35.37% pour le MR-toute la zone nodale.
 - Nous avons pu réduire les dommages en traction de 13% dans la poutre pour le MR-poutre
 - Dans le poteau, nous avons une baisse des dommages en traction de 31% entre le modèle classique et le MR-poutre et poteau.
 - Les contraintes dans les aciers du MR-poutre sont réduites de 24% dans les poutres par rapport au MC
- En revanche, le MR-poteau ne donne aucune amélioration en termes de résistance.

En guise de conclusion cette technique de renforcement peut s'avérer pratique en termes de gain en matière de résistance et en termes d'augmentation de la durée de vie de l'élément. L'analyse comparative des différents modèles a mis en évidence l'excellent comportement mécanique du modèle MR-toute la zone nodale.

Références bibliographiques

- [1]- **Victor DAVIDOVICI**, *séisme de BOUMERDES – 21 mai 2003, Rapport préliminaire, Ministère de l'Habitat, E.*, 8 juin 2003.
- [2]- **HAMDANI Naima**, *influence de l'irrégularité en élévation de structure en portique en béton armé sur leur comportement sismique*, Thèse magister, ummto, Tizi ousou, (juin 2012).
- [3]- **CHERTOUT ABLA**, *Evaluation du rapport des moments aboutissants aux nœuds poteaux-poutres des portiques auostabes en béton armé*, thèse magistère, Université Mentouri - Constantine (2010).
- [4]- **Guy BESACIER**, *La prise en compte du risque sismique dans les constructions*, PARIS, Risques Infos n°13, (Juin 2002).
- [5]- **Patricia BALANDIER**, *les séismes et les constructions en béton armé et en maçonnerie, information sur les constructions parasismiques – VOLUME 3*, SECQUIP, (Juillet 2001).
- [6]- **Amar KASSOULET, Edouard SHDEED**, *prise en compte de la ductilité dans les méthodes de renforcement des anciens batis-Algérie,syrie*, -Damcus UNIV-JournalVol(18),(2001)
- [7]- **Lorient cedex, Sofiane Amziane, Jean Francois Dubé, Jacques Lamirault**, *Domage local et global des structures: Analyse et méthode d'évaluation*.
- [8]- **Simon Foo, Nove Naumoski, Murat Saatcioglu**, *Aléas sismiques, codes du bâtiment et opinions d'atténuation des risques pour les immeubles canadiens*, Ottawa (Ontario), Canada (2001).
- [9]- **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).
- [10]- **Didier Combescure**, *Quelques exemples de modélisations non linéaires simplifiées pour l'étude du comportement dynamique des structures de génie civil*, France, (2007).
- [11]- **Kheir-Eddine Ramdane1, Youcef Mehaniz et Mebrouk Hamane1**, *etude expérimentale des nœuds poteaux poutres dans les régions sismiques*, Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010
- [12]- **ADAM M. NEVILLE**, *propriétés des bétons*, Eyrolles, Paris, (septembre 2000).
- [13]- **Mazars J.**, [1984]. —Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structurel. Thèse de doctorat d'état, Université Paris6.
- [14]- **Mohammed Bénali BENMANSOUR**, Thèse de Doctorat, *modélisation du comportement cyclique alterné du béton armé, Application à divers essais statiques de poteaux*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, (Janvier 1997).

Références bibliographiques

- [15]- **DJEBBAR NABIL**, thèse de doctorat, *contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments Linéaires en béton*, Université Mentouri, Constantine. (2011).
- [16]- **S.A.SHEIKH AND S.M.UZUMERI**. "Analytical model or concrete confinement in tied columns" ASCE Journal of Strutral Engeeniring, Vol 108, n°ST12, Decembre 1982.D.C.KENT, R.Park.Cyclic load behavior of reinforcing steel " Straine" July 1973.
- [17]- **SOLTANI Aghiles**, thèse de master Structure et Matériaux, *Influence du ferrailage sur le comportement des voiles en béton armé*, université Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou, (2012).
- [18]- **Ali kezmane**, thèse master, *étude d'un voile renforcé avec des barres diagonales interne par ABAQUS*, université Mouloud Maameri Tizi Ouzou, (2010).
- [19]- **Sanya Johnson**, *Comparison of Nonlinear Finite Element Modeling Tools for Structural Concrete*, university of illinois at urbana champaign, (December 15, 2006).
- [20]- **Joshua S tyau**, *Finite element modeling for reinforced concrete using 3dimensional solid elements with discrete rebar*, Brigham Young University in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of science. (april 2009).
- [21] **SR.IYGNAR, P.DEASYI ET K.N.REDDY**, *Stress- strain characteristics of concrete confined in steel binder Magazine of concrete Research*.
- [22]-**RPA**, *règlements parasismique Algérien*, (1999 version 2003).
- [23]-**ADAM M. NEVILLE**, *propriétés des bétons*, Eyrolles, Paris, (septembre 2000).
- [24]- **JEAN MICHEL TORRENTI**, thèse de doctorat, *comportement multi axial du béton : aspects expérimentaux et modélisation*, l'école national des ponts et chaussées, (juin 1987).
- [25]- **Milan Zacek**, *Conception parasismiques des bâtiments*, formations techniques, (septembre 2010).
- [26]- **Oliver Martin**, *Comparison of different Constitutive Models for Concrete I ABAQUS/Explicit for Missile Impact Analyses*, European Commission, (2010).
- [27]- **Patricia BALANDIER**, *Les séismes et les sites constructibles: Document d'information à l'usage du constructeur - VOLUME 1*, Direction Départementale de l'Equipement de la Guadeloupe.
- [28]- **Q.-B. Bui, J.-P. Plassiard, M. Mommessin, P. Perrotin**, *Evaluation par des mesures dynamiques de l'endommagement à l'échelle locale de portiques en béton armé*, Chambéry, (juin 2012).

Références bibliographiques

- [29]- **Victor DAVIDOVICI**, *Rapport d'expertise des bâtiments*, République d'Haïti Séisme de Port-au-Prince, (12 janvier 2010).
- [30]- **Xuân Huy NGUYEN**, *Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation*, INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE GRENOBLE, (Juin 2006)
- [31]- **BERTHAUD Y.** *Mesure de l'endommagement du béton par une méthode ultrasonore. Thèse de Génie Civil : Université de Paris 6*, (1988)175p.
- [32]- Help abaqus analysis user's manual 19. Inelastic Mechanical Properties> 19.6.3 Concrete damaged plasticity
- [33]- **BAEL** (Béton Armé au Etat Limites)
- [34]- Apprentissage de crash sur Abaqus, Université du Maine
- [35]- **Mickaël ABBAS**, *Présentation du logiciel ABAQUS Principes et fonctionnement*, Université de Technologie de Compiègne Laboratoires Roberval / UMR UTC-CNRS.
- [36]- **Jean-Luc HANUS, Mathieu REIMERINGER & Patrice BAILLY**, *Modélisation du comportement dynamique des portiques en béton armé consécutif à un fort endommagement structurel initial.*, 18^{ème} Congrès Français de Mécanique, Grenoble, (27-31 août 2007).
- [37] **Terrien M.**, [1980]. —Emission acoustique et comportement mécanique post critique d'un béton sollicité en traction| Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées numéro 106, pp. [38] **F.E.Richart, A.Brandtzaeg et R.L.Brown**, *The failure of plain and spirally reinforce concrete in compression Urbana University of Illinois Engineering Experiment Station*», bulletin n°190.
- [39] **H.RUSCH AND STOCKEL**, *The effect of stirrups and compression reinforced meat on the flexural compressive zone of reinforced concrete beams*, Berlin, Deutscher Ausschus für Stahlbeton, 1963 N°148.
- [40] **S.H.AHMAD AND S.P.SHAH**, *Stress – Strain curves of concrete confined by spiral Reinforcement*, ACI Journal, Vol 79, n°6 novembre – Decembre 1982.
- [41] **S.A.SHEIKH AND S.M.UZUMERI.**, *Analytical model or concrete confinement in tied columns*” ASCE Journal of Strutural Engeeniring, Vol 108, n°ST12, Decembre 1982.D.C.KENT, R.Park.Cyclic load behavior of reinforcing steel “ Straine” July 1973.
- [42] **Terrien M.**, [1980]. —Emission acoustique et comportement mécanique post critique d'un béton sollicité en traction, Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées numéro 106, pp.