



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université A. MIRA-Bejaia**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**

## **Mémoire**

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

## **Thème**

**Analyse non-linéaire des effets de  
l'entrechoquement sismique des structures en  
béton armé**

**Présenté par :**

M<sup>elle</sup> Kahina Abbas

**Encadré par**

Mme Seghir

Mr Seghir

**Soutenu le 7 juillet 2019 devant le jury composé de :**

Mr Si Salim Président

Mme Bousaa Examinatrice

**Promotion 2018-1019**

## ***Remerciements***

Nous remercions nos familles pour sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études

Nos remerciements les plus chaleureux et notre reconnaissance s'adressent à nos encadreurs Mme Seghir et Mr Seghir pour leur aide, leur orientation, leurs disponibilités et leur compréhension.

Nous remercions les membres de jury Mme Bousaa et Mr Si Salim qui ont accepté de juger ce travail.

## ***Dédicaces***

*Je dédie ce modeste travail à....*

*Mes parents qui m'ont toujours soutenu durant toute les périodes de ma vie, que  
dieu le tout puissant les protèges*

*Mes chers frères et sœurs*

## Table des matières

---

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>1 Chapitre 1 Le séisme et le comportement des structures .....</b>	<b>3</b>
1.1 Introduction .....	3
1.2 Généralités sur les séismes .....	3
1.2.1 Définition .....	3
1.2.2 Caractérisation d'un séisme .....	3
1.2.3 Type de déformations .....	4
1.3 Comportement des structures .....	4
1.3.1 Comportement linéaire élastique .....	4
1.3.2 Lors d'une analyse non linéaire .....	5
1.3.2.1 Sources des non linéarités .....	5
a) Non linéarités géométriques (cinématiques) : .....	6
b) Non linéarités matérielles .....	6
1.3.3 Modèles de comportement non linéaire .....	6
1.3.3.1 Modèle de Takeda .....	6
1.3.3.2 Modèle « Q » .....	7
1.3.3.3 <i>Modèle <math>\gamma</math></i> .....	8
1.3.4 Comportement du béton et de l'acier .....	9
1.3.4.1 Loi de comportement du béton : Modèle de Chang et Mander .....	9
1.3.4.2 Loi de comportement de l'acier modèle (Miengotto-Pinto) .....	12
1.4 Conclusion .....	13
<b>2 Chapitre2 Analyse de la réponse dynamique .....</b>	<b>15</b>
2.1 Introduction .....	15
2.2 Equation de mouvement en dynamique.....	15
2.3 Méthodes de résolution des équations de mouvement .....	15
2.3.1 Intégration temporelle .....	15
2.3.2 La superposition modale .....	16
2.3.3 Seconde loi de newton .....	16

2.3.4	Principe des travaux virtuels .....	16
2.3.4.1	Principe de Hamilton .....	17
2.4	Réponse linéaire .....	18
	<b>La méthode de la superposition modale</b> .....	19
2.5	Réponse non linéaire .....	20
2.5.1	Schéma d'intégration de Newmark.....	21
2.5.2	La théorie de calcul avec la correction de HHT. $\alpha$ .....	23
2.5.3	Présentation de la méthode l'analyse non linéaire rapide (FNA) .....	24
	a) Equation fondamentale d'équilibre .....	25
	b) Calcul des forces non linéaires .....	26
	c) Transformation en coordonnées modales .....	26
	d) La solution des équations modales non linéaires .....	27
2.6	Conclusion .....	28
<b>3</b>	<b>Chapitre 3 Phénomène de l'entrechoquement des bâtiments .....</b>	<b>29</b>
3.1	Introduction .....	29
3.2	Causes de l'entrechoquement .....	31
3.3	Classification des dommages du martèlement.....	32
3.4	Solution pour éviter l'entrechoquement : joint sismique.....	32
3.4.1	Code de calcul.....	33
3.4.2	Méthode dynamique par accélérogramme .....	34
3.5	Modélisation de l'entrechoquement .....	34
	a) Modèle à un ressort linéaire (linear spring model) .....	35
	b) Modèle Kelvin-Voigt .....	36
	d) Modèle Hertz damp.....	36
3.6	Evaluation d'entrechoquement par l'élément « Gap » : .....	36
3.7	Conclusion .....	38
<b>4</b>	<b>Chapitre 4 Analyse de l'entrechoquement .....</b>	<b>40</b>
4.1	Introduction .....	40
4.2	Présentation du logiciel de calcul .....	40
4.3	Procédure de calcul.....	40
4.4	Propriétés des portiques étudiés .....	41
4.5	Sollicitation sismique considérée .....	41

4.6	Partie 1 comportement linéaire des structures .....	43
1)	Application 1 .....	43
2)	Application 2 .....	48
3)	Application 3 .....	52
4.7	Partie 2 Analyse non linéaire des structures par élément fibre.....	57
1)	<b>Application 1</b> .....	60
a)	<b>Portique A</b> .....	62
b)	<b>Portique B</b> .....	66
2)	<b>Application 2</b> .....	72
a)	<b>Portique A</b> .....	73
b)	<b>Portique B</b> .....	78
	<b>Conclusion générale</b> .....	84

## Liste des figures

---

Figure 1-1 les modes de déformations .....	4
Figure 1-2 Relation forces – déplacement.....	5
Figure 1-3 Modèle de Takeda .....	7
Figure 1-4 Q Modèle .....	8
Figure 1-5 $\gamma$ modèle.....	8
Figure 1-6 Définition des zones de béton confiné et non confiné.....	9
Figure 1-7 Modèle Chang et Mander en compression .....	10
Figure 1-8 Modèle Chang et Mander en traction .....	11
Figure 1-9 Comportement cyclique de béton en compression simple .....	12
Figure 1-10 Le comportement de l'acier en traction simple.....	12
Figure 1-11 Le comportement cyclique de l'acier (modèle Miengotto-Pinto).....	13
Figure 2-1 Les éléments non linéaires.....	25
Figure 3-1 la tour de l'Hôpital effondré à cause de l'insuffisance de joint de séparation (séisme de San Fernando) .....	30
Figure 3-2 Structure endommagé, à droite détail de l'interface de bâtiment endommagé séisme Christchurch (New Zealand 2010). .....	31
Figure 3-3 Comportement des bâtiments adjacents lors du séisme .....	31
Figure 3-4 point d'impact potentiel lors d'entrechoquement.....	32
Figure 3-5 largeur minimum de joint sismique selon le RPA2003 .....	33
Figure 3-6 Entrechoquement des deux blocs .....	34
Figure 3-7 les types des éléments de contact .....	35
Figure 3-8 Modèle à base fixe, (a) Élément de contact, (b) Comportement de l'entrechoquement de l'élément de contact.....	37
Figure 4-1 accélérogramme (séisme du Boumerdès de 2003 à Miliana).....	42
Figure 4-2 les structures étudiées .....	44
Figure 4-3 Variation du déplacement relatif entre les deux blocs.....	45
Figure 4-4 Déplacement des nœuds sans martèlement .....	45
Figure 4-5 Déplacement des nœuds avec martèlement.....	45
Figure 4-6 force de contact.....	47
Figure 4-7 Les efforts internes dans les deux portiques.....	47
Figure 4-8 structures étudiés .....	49
Figure 4-9 Variation du déplacement relatif entre deux blocs .....	50
Figure 4-10 déplacement des nœuds sans martèlement .....	50
Figure 4-11 déplacement des nœuds avec martèlement.....	50
Figure 4-12 force de contact.....	51
Figure 4-13 Les efforts internes à la base des portiques étudiés .....	52
Figure 4-14 les structures étudiés .....	53
Figure 4-15 Variation du déplacement relatif entre les deux blocs.....	54
Figure 4-16 Déplacement des nœuds sans martèlement .....	54
Figure 4-17 Déplacement des nœuds avec martèlement.....	55
Figure 4-18 force d'impact.....	56
Figure 4-19 les efforts internes à la base des portiques étudiés .....	56
Figure 4-20 Procédure de subdivision de l'élément fibre. ....	58
Figure 4-21 descritisation par élément fibre dans une section poteau .....	58

Figure 4-22 loi de comportement du béton dans SAP2000. ....	59
Figure 4-23 loi de comportement de l'acier dans SAP2000. ....	59
Figure 4-24 Portiques étudiées .....	60
Figure 4-25 Variation du déplacement relatif entre les deux blocs.....	61
Figure 4-26 courbe (Moment –rotation) du poteau a1 .....	62
Figure 4-27 courbe (Moment –rotation) du poteau a3 .....	62
Figure 4-28 fibres étudiés portique A.....	63
Figure 4-29 fibre du béton non confiné.....	64
Figure 4-30 fibre du l'acier .....	65
Figure 4-31 fibre du béton confiné.....	66
Figure 4-32 courbes (moment -rotation) du poteau b1 .....	67
Figure 4-33 courbes (moment -rotation) du poteau b2 .....	67
Figure 4-34 les fibres étudiés du poteau b1 .....	68
Figure 4-35 fibre du béton non confiné.....	69
Figure 4-36 fibre d'acier .....	70
Figure 4-37 fibre du béton confiné.....	71
Figure 4-38 blocs étudiés .....	72
Figure 4-39 variation du déplacement entre deux blocs .....	73
Figure 4-40 courbe (moment –rotation) du poteau a1.....	74
Figure 4-41 courbe (moment –rotation) poteau a4.....	74
Figure 4-42 courbe (moment –rotation) poteau a5.....	74
Figure 4-43 fibres étudiés.....	75
Figure 4-44 fibre du béton non confiné.....	76
Figure 4-45 fibre d'acier .....	77
Figure 4-46 fibre du béton confiné.....	78
Figure 4-47 poteau b1 .....	79
Figure 4-48 poteau b4 .....	79
Figure 4-49 les fibres étudiés du poteau b1.....	80
Figure 4-50 fibre du béton non confiné.....	81
Figure 4-51 fibre d'acier .....	82
Figure 4-52 fibre du béton confiné.....	83

## Liste des tableaux

---

Tableau 4-1 Les périodes des structures étudiées .....	44
Tableau 4-2 comparaisn entre la méthode temporelle et FNA.....	46
Tableau 4-3 les périodes fondamentales avec des participations modales des structures.....	49
Tableau 4-4 les périodes des structures avec les participations modales étudiés.....	53
Tableau 4-5 dimensions et ferrailages des poteaux et poutres étudiés.....	60
Tableau 4-6 le ferrailage des éléments des deux portiques étudiés.....	72

## Bibliographie

- [1] Effets des Séismes sur les constructions, «ETH,» [En ligne]. [Accès le 03 2019].
- [2] P. BALANDIER, «LE SEISME ET LES BATIMENTS,» *Document d'information à l'usage du constructeur*, vol. 3.
- [3] A. OURABAH, *Analyse non linéaire statique et dynamique des structures tridimensionnelles Auto-stables*, Univ de béjaia, 2009.
- [4] A. Rida, *Analyse dynamique non linéaire par éléments finis des voiles en béton armé avec prise en compte des conditions du sol*, Université Hadj Lakhdar-Batna.
- [5] S. Benkhellat et L. Kassous, *La performance des structures auto-stables*, Université A. MIRA-Bejaia, 2017.
- [6] P. Badoux et M. Lestuzzi, *Génie parasismique, conception et dimensionnement*, Presses polytechniques et universitaires romandes, 2011.
- [7] M. S. & M. Sozen, *Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures*, 1981.
- [8] S. Otani, *Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis*, San Francisco: Eighth World Conference on Earthquake Engineering, 1984.
- [9] S. Gieu, *Ductilité des structures en béton armée*, conservatoire national des arts et métiers conservatoire, 2012.
- [10] G. A. a. M. Chang, *Seismic energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part I- Evaluation of Seismic Capacity*, State University of New York, 1994.
- [11] X. H. Nguyen, *vulnérabilité des structures en béton armé à voile porteurs* :, institut national polytechnique de, 2006.
- [12] M. Menegotto et P. Pinto, *method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending*, well-defined repeated loads, 1973.
- [13] L. Boubegiten et A. Bouziane, *Modélisation Nonlinéaire et Evaluation de la capacité sismique des voiles*, Université Abderrahmane Mira de Béjaia, 2015.
- [14] A. PECKER, *Dynamique des structures*, Ecole national des ponts et chaussées, 2006.
- [15] E. L. Wilson, *DYNAMIC ANALYSIS, Force Equilibrium is Fundamental in*; chapter 12, University of California at Berkeley, 1995.

- [16] V. Denoel, «Analyse dynamique des structures du genie civil,» 2010.
- [17] B. Nourredine, Etude de la réponse sismique non linéaire et de l'évaluation du coefficient de comportement global des structures, université de béjaia, 2009.
- [18] P. Paultre, dynamique des structures, application aux ouvrages de génie civil,, Paris: Hermes Science, 2005.
- [19] E. L. Wilson, «FAST NONLINEAR ANALYSIS, chapitre18,» chez *Dynamic ANalysis*, university of California at Berkeley.
- [20] E. L. wilson, «DYNAMIC ANALYSIS USING MODE SUPERPOSITION, chapitre13,» chez *Dynamic Analysis*, university of califirmia et Berkeley.
- [21] M. Bangash, «Earthquake – Induced Collision, Pounding and Pushover of Adjacent Buildings ,chapitre 10,» chez *Earthquake Resistant Buildings*.
- [22] R. Jankowski, «Non-linear FEM analysis of earthquake-induced pounding between the main building and the stairway tower of the Olive View Hospital,» *Engineering Structures*, vol. 31, pp. 1851-1864, 2009.
- [23] M. GÜNAYDIN et A. DOĞAN, «Pounding of adjacent RC building during seismic loads,» *Journal of Engineering and Architecture Faculty of Eskişehir Osmangazi University*, vol. XXII, pp. 129-145, 2009.
- [24] M. Roberto et E. Rosenblueth, «The 1985 Mexico earthquake,» *Concrete Int* , pp. 23-34, 1986.
- [25] S. Anagnostopoulos, «Earthquake induced pounding,» chez *Proceedings of the 10th European conference on earthquake engineering*, 1995.
- [26] G. Cole, R. Dhakal, A. Carr et D. Bull, «Pounding Damage Observed in the 2010 Darfield Earthquake,» *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 43, pp. 382-386, 2010.
- [27] R. X, C. A, P. E, R. H, V. R, V. H et e. a. Field, «observations and interpretation of the structural performance of constructions after th May 2011 Lorca earthquake,» *Eng Fail anal*, vol. 34, pp. 92-670, 2013.
- [28] S. Anagnostopoulos, «Building pounding re-examined: how serious a problem is it,» chez *Eleventh World Conference of Earthquake Engineering*, 1996.
- [29] M. Mahmoud, C. Kok Keong et J. Robert, «Seismic pounding between adjacent buildings: Identification of parameters.,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 121, pp. 135-150, 2019.
- [30] Rafa.billal, «Analyse de l'entrechoquement entre bâtiments adjacents en béton armé,» 2016.

- [31] "Règles Parasismique Algérienne RPA99 version 2003" document technique réglementaire, Ministre de L'habitat.
- [32] M. Abdeddaim, Contribution à la réduction du risque d'entrechoquement des bâtiments adjacents sous séisme de forte intensité, Université Mohamed Khider – Biskra, 2017.
- [33] A. Aggaoua et L. Hamza, Etude de la réponse sismique de structures par analyse modale spectrale et analyse dynamique générés à partir du spectre de réponse élastique du RPA99/2003, universite A-mira de béjaia, 2012.
- [34] R. B. Hakim, C. Benazouz, M. Youcef et Bechtoula, «Analyse de l'entrechoquement entre bâtiments adjacents en béton armé,» aout 2016.
- [35] C. Rajaram et R. Pradeep Kumar, «Damage assessment due to pounding between adjacent structures,» *Civil Structural Health Monitoring*, 2018.
- [36] S. Anagnostopoulos, «Pounding of building in series during earthquake,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 16, pp. 443 - 456, 1988.
- [37] K. T. Chau, X. X. Wei, X. Guo et C. Y. Shen, «Experimental and theoretical simulations of seismic poundings between two adjacent structures,» *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, vol. 32, pp. 537-554, 2003.
- [38] S. Muthukumar et R. Desroches, « A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 35, pp. 811-828, 2006.
- [39] S. Khatiwada, N. Chouw et J. Butterworth, «Development of pounding model for adjacent structures in earthquakes,» *Department of Civil and Environmental Engineering ,University of Auckland, ,* April 2011.
- [40] K. Farah, "Réduction De L'effet De Martèlement Entre Les batiments adjacents par le mécanisme de dissipation d'énergie ",memoire de magister, Université des sciences et de la technologie "Hourri Boumediene", 2013.
- [41] CSI, SAP 2000, Ver 19.0.0, integrated finite element analysis and design of structures basic.
- [42] R. I. ZEBECHI, *Etude comparative d'une structure en béton armé dans le domaine non linéaire au moyen d'un modèle en fibres et un autre en rotules plastiques*, Université M'HAMED-BOUGARA BOUMERDES, 2016.



# Introduction générale

Les tremblements de terre font partie des phénomènes naturels qui engendrent le plus de dégâts dans les bâtiments. Lorsque des structures de génie civil sont sujettes à des séismes violents, les éléments structuraux peuvent avoir un comportement inélastiques engendrant des déformations irréversibles et les dommages subis peuvent être légers ou majeurs. Parmi les dégâts constatés après des séismes violents, il y a ceux engendrés par l'entrechoquement des structures. L'entrechoquement, appelé aussi le martèlement, des bâtiments est un problème récurrent lors des séismes majeurs, il se produit lorsque la séparation entre des structures adjacents est insuffisante.

L'objectif de l'étude menée dans ce mémoire est d'analyser les effets de l'entrechoquement sur deux structures en béton armé adjacentes en utilisant comme excitation un accélérogramme enregistré à Méliana lors du séisme de Bourmerdès de 2003.

Le joint sismique est d'abord estimé, puis les deux structures adjacentes sont modélisées en considérant un joint sismique insuffisant. Le lien entre les structures est modélisé par un " Gap Element ", un élément non linéaire qui reproduit le contact entre les structures en cas d'entrechoquement.

L'étude est faite en deux parties, dans la première partie qui contient trois applications, l'analyse est effectuée en considérant le comportement des portiques comme élastique linéaire. La méthode d'analyse non linéaire rapide été utilisée pour la résolution du problème, les résultats sont présentés en termes de déplacements, efforts internes et forces de contact. Dans la deuxième partie, le comportement non linéaire des structures portiques a été considéré en utilisant le modèle fibre pour représenter les éléments et en définissant des rotules plastique à leurs extrémités. La méthode non linéaire temporelle (intégration direct) a été utilisée pour la résolution. Les résultats sont présentés sous forme de courbes (Moment-Rotation) au niveau des rotules plastiques et en termes de courbes (Contrainte-Déformation) au niveau des fibres de béton (confiné et non confiné) et d'acier.

Le mémoire est organisé en quatre chapitres

Chapitre 1 est consacré à une présentation des différents comportements du béton et d'a

Chapitre 2 consiste à étudier les différentes méthodes utilisées pour le calcul de la réponse dynamique des structures.

Chapitre 3 est dédié à la présentation du phénomène de l'entrechoquement.

Chapitre 4 est consacré pour l'analyse des effets du martèlement.

# 1 Chapitre 1 Le séisme et le comportement des structures

## 1.1 Introduction

Le tremblement de terre est l'un des phénomènes naturels les plus dangereux car il ne peut être prédit. Dans ce chapitre on va représenter quelques caractéristiques des séismes et leurs dommages sur les structures ainsi que le comportement non linéaire des structures avec quelques modèles les plus couramment utilisés.

## 1.2 Généralités sur les séismes

### 1.2.1 Définition

Un séisme ou tremblement de terre est une vibration du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Les séismes peuvent être naturels ou artificiels.

### 1.2.2 Caractérisation d'un séisme

#### a) L'intensité

L'intensité est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception par la population. Elle dépend du lieu d'observation des effets causés par le séisme.

#### b) La magnitude

La magnitude est une évaluation de l'énergie libérée au foyer elle a été introduite en 1935 par l'Américain Charles Francis Richter pour les séismes locaux californiens.

#### c) La durée

C'est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction, elle dépend de la zone sismique.

Un séisme est un événement violent qui peut provoquer des dégâts (dommages) sur les structures d'une façon très particulière, les sollicitations sismiques possèdent les caractères spécifiques suivantes [1]

**-horizontales** : les accélérations sismiques sont principalement horizontales, les composantes verticales étant généralement moindres.

**-cycliques** : les sollicitations sismiques agissent de manière alternée, l'aspect cyclique est lié à une dégradation rapide et progressive de la résistance de la structure.

**-dynamiques** : le caractère dynamique des sollicitations sismiques se traduit par une réponse oscillatoire induisant des vibrations de la structure.

### 1.2.3 Type de déformations

Lors d'un séisme Les différents éléments d'une construction se déforment selon leurs caractéristiques et la nature des liaisons entre les éléments. Les vibrations induites par un séisme génèrent des forces alternées dans toutes les directions, forces qui déforment le bâtiment de façon aléatoire selon les modes de déformation [2] , comme le montre la figure 1-1.

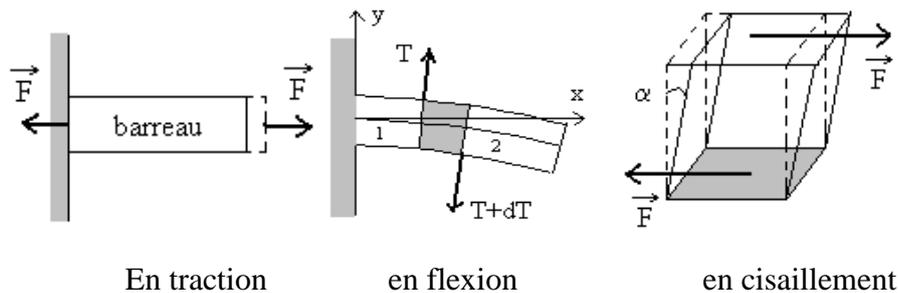


Figure 1-1 les modes de déformations [2]

## 1.3 Comportement des structures

Pour l'évaluation des performances sismiques, une analyse structurelle du modèle mathématique de la structure est nécessaire. Pour déterminer les efforts et les déplacements demandés dans les différents étages de la structure, plusieurs méthodes d'analyse, à la fois élastique et inélastique, sont disponibles pour prédire le comportement sismique des structures.

### 1.3.1 Comportement linéaire élastique

Ces méthodes d'analyse sont utilisées dans des codes standards de calcul des structures en statique et dynamique, qui sont basées sur la demande en force ou en déplacement et qui supposent que la réponse des structures sous chargement sismique reste toujours élastique [3]. Les méthodes d'analyse élastique comprennent un code de procédure statique, dynamique

élastique temporelle, ces méthodes sont également connues comme des procédures basées sur la force qui suppose que les structures répondent élastiquement aux tremblements de terre. Pour le cas d'analyse en dynamique en utilisant soit un spectre de réponse ou une analyse élastique, l'analyse doit comporter au moins 90% de participation massique.

L'analyse statique des structures se ramène à la résolution des systèmes linéaires suivant l'équation 1-1. La force est proportionnelle au déplacement comme la montre la figure 1-2 (a)

$$K \cdot U = F \quad (1-1)$$

Où  $K$  est la matrice de rigidité, constante et indépendante de  $U$  et de  $F$ , qui sont les vecteurs des déplacements et des forces respectivement.

Si cette équivalence n'est pas vérifiée, on est en présence d'un phénomène non linéaire et quelle que soit la source de non linéarité,  $K$  n'est plus indépendante du déplacement  $U$ , ou de ses dérivées et des forces  $F$ , comme le montre la figure 1-2(b).

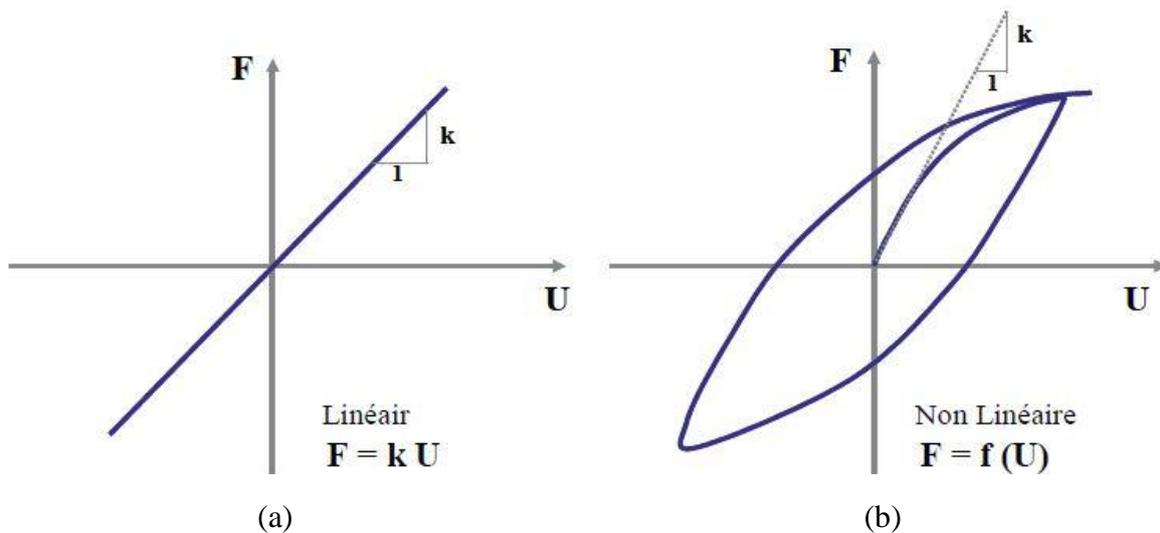


Figure 1-2 Relation forces – déplacement [3]

### 1.3.2 Lors d'une analyse non linéaire

Doit être étudié l'ensemble des structures qui sont déformables dans le domaine inélastique lors d'un séisme majeur.

#### 1.3.2.1 Sources des non linéarités

Elles appartiennent à l'une des deux classes suivantes :

### a) Non linéarités géométriques (cinématiques) :

Elles interviennent quand les déplacements et éventuellement les déformations sont suffisamment importants. Dans ce cas les caractéristiques de rigidité de la structure sont non linéaires. En effet, lorsque les déplacements sont grands, les équations d'équilibre basées sur la géométrie initiale ne sont plus valides et doivent être modifiées pour prendre en compte les variations géométriques. Ceci affecte les relations forces-déplacements, car des forces internes supplémentaires sont générées, si ces déplacements causent de grandes déformations alors les termes non linéaires de déformation doivent être pris en compte [4].

### b) Non linéarités matérielles

Elles proviennent d'une relation de comportement non linéaire du matériau : la relation entre les contraintes et les déformations dans le matériau est non linéaire. Elles peuvent aussi provenir de la loi de comportement capitale du matériau (loi de comportement elasto-plastique par exemple), de la fissuration du matériau du comportement du béton tendu entre deux fissures ou du mode d'assemblage entre les composants élémentaires d'une structure [5].

### 1.3.3 Modèles de comportement non linéaire

Afin de reproduire le comportement sismique des éléments de structure, de nombreux modèles hystérétiques ont été proposées.

#### 1.3.3.1 Modèle de Takeda

Le modèle Takeda est un modèle sophistiqué, qui convient bien à la simulation du béton armé, car il contient toutes les caractéristiques requises. La loi force-déplacement du modèle Takeda, pour les grands cycles plastiques, est représentée sur la figure (1-3).

Ce modèle intègre des conditions réalistes pour les courbes de recharge, ce qui lui permet de reproduire d'une manière meilleur le comportement du béton armé que le modèle élastoplastique [6]. Les courbes de recharge sont ajustées par le paramètre  $\beta$  entre 0 et 1.

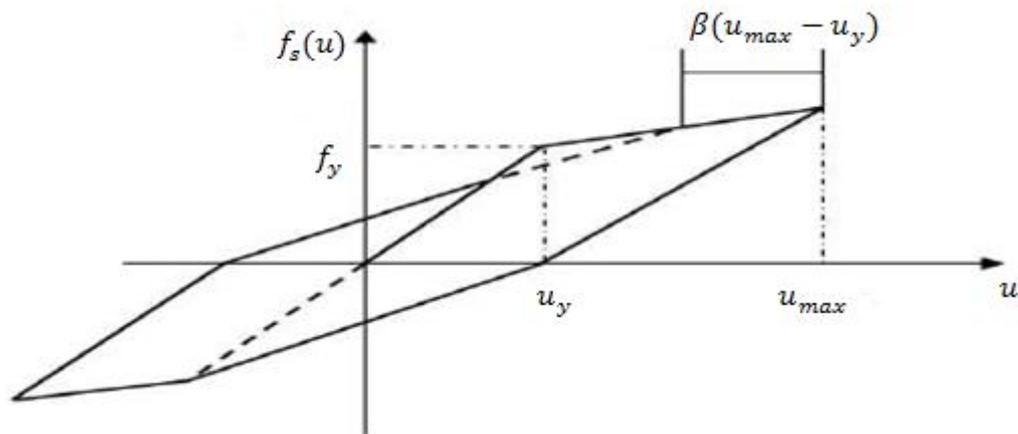


Figure 1-3 Modèle de Takeda [6]

La dégradation de rigidité de la charge  $\left(\frac{K}{K_0}\right)$  est définie par le paramètre en fonction de la ductilité par l'expression suivante  $\left(\frac{K}{K_0}\right) = \left(\frac{U_{max}}{U_y}\right)^{-\alpha}$ .

Où  $\alpha$  est le paramètre de dégradation de la rigidité lors du déchargement

### 1.3.3.2 Modèle « Q »

Ce modèle est une version simplifiée proposée par Saiidi et Sozen du modèle de Takeda [7]. La relation entre force et déplacement du Q-modèle est montrée sur la figure (1.4). Par rapport au modèle de Takeda, il n'y a aucune distinction entre les grands et petits cycles par hystérésis. Le Q-modèle tient compte de la dégradation de rigidité, et il dépend de quatre paramètres : la rigidité initiale ( $K$ ), le déplacement élastique limite ( $U_y$ ), la rigidité de déchargement ( $rK$ ) et le paramètre de la dégradation de la rigidité  $\alpha$  [7].

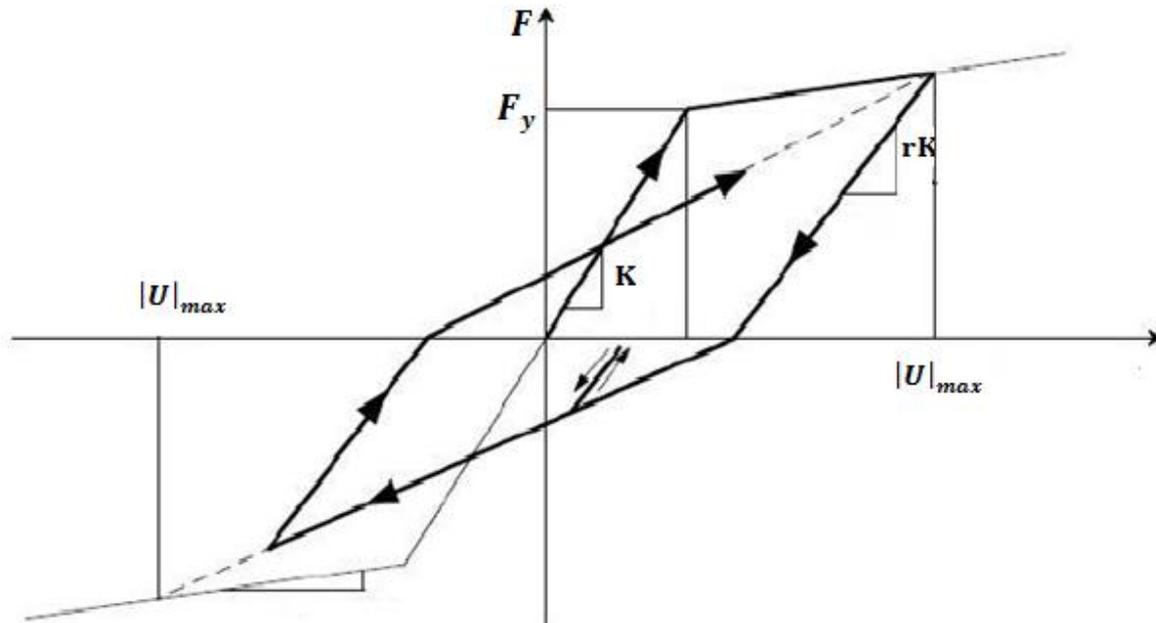


Figure 1-4 Q Modèle [7]

### 1.3.3.3 Modèle $\gamma$

La loi force déplacement de ce modèle est représentée sur la figure 1-5 elle est conditionnée par quatre paramètres qui sont la rigidité ( $K$ ), le déplacement ( $U_y$ ), la rigidité de plastification ( $rK$ ) et  $\gamma$  qui doit être déterminée empiriquement, bien que théoriquement la valeur de  $\gamma$  est choisie entre 0 et 1. Des valeurs plus élevées produisent des courbes de rechargement aplaties [8].

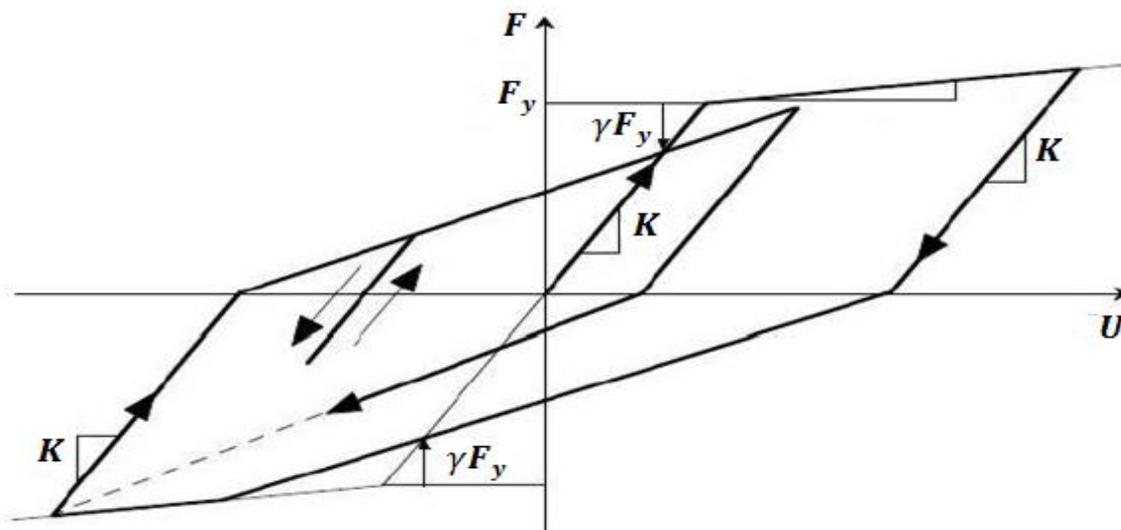


Figure 1-5  $\gamma$  modèle [8]

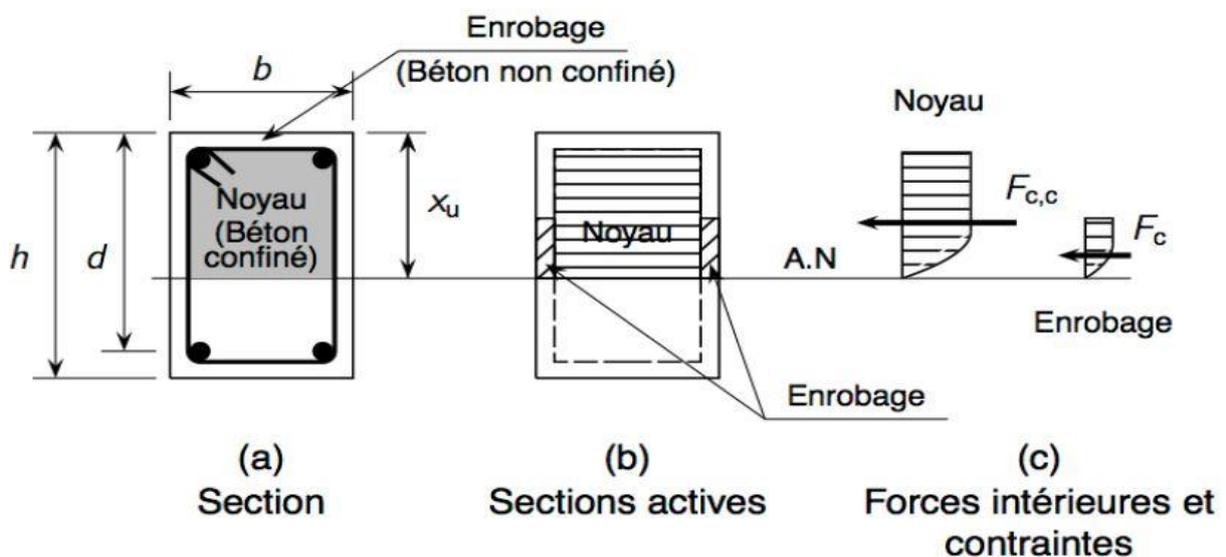
### 1.3.4 Comportement du béton et de l'acier

Les structures en béton armé sont constituées de deux matériaux ayant des caractéristiques très différentes, le béton et l'acier. Si l'acier peut être considéré comme un matériau homogène et ses caractéristiques matérielles sont bien définies, par contre, le béton est un matériau hétérogène constitué de ciment, d'agréats et d'eau, ses propriétés matérielles sont disparates et ne peuvent être définies facilement. Cependant, pour des commodités de calculs et de conception, le béton est souvent considéré comme un matériau homogène au sens macroscopique.

#### 1.3.4.1 Loi de comportement du béton : Modèle de Chang et Mander

La réponse non linéaire est due aux effets majeurs : la fissuration du béton en traction et la plastification des aciers et l'écrasement du béton en compression lorsqu'un calcul dynamique est mise en œuvre, les lois de comportement du béton doivent faire apparaître une perte de rigidité au cours des cycles (diminution du module élastique en cas de recharge) et des déformations irréversibles lorsqu'il y a déchargement à partir d'un état non linéaire même [9].

Le modèle constitutif développé par Chang et Mander implémenté dans le code de calculs SAP 2000 a été retenu dans la présente étude. Il permet de simuler efficacement le comportement du béton confiné et non-confiné, ordinaire ou à haute résistance aussi bien en compression qu'en traction [10]. La figure (1-6) suivante montre les zones de béton dans une section de ferrailage.



### Comportement en compression

La courbe montrée sur la figure (1-7) présente deux phases distinctes : le comportement avant le pic peut être considéré comme un comportement élastique linéaire avec une légère non linéarité à l'approche du pic correspondant à la décohésion de quelques liaisons à l'interface pâte-granulats et la progression de quelques microfissures dans la pâte de ciment. Le comportement adoucissant post-pic est suivi d'une chute importante de la raideur due essentiellement au processus de décohésion du béton.

Les paramètres  $E_c$ ,  $\varepsilon_c$  et  $r$  sont donnés par :

$$E_c = 8200 f_c^{3/8} \quad (1-2)$$

$$\varepsilon_c = \frac{f_c^{1/4}}{800} \quad (1-3)$$

$$r = \frac{f_c}{5.2} - 1.9 \quad (1-4)$$

$f_c$ : la résistance de béton confiné en Mpa

$E_c$ : le module tangent initial

$\varepsilon_c$ : la déformation au pic

$r$ : le paramètre de Tsai qui définit la forme enveloppe de compression

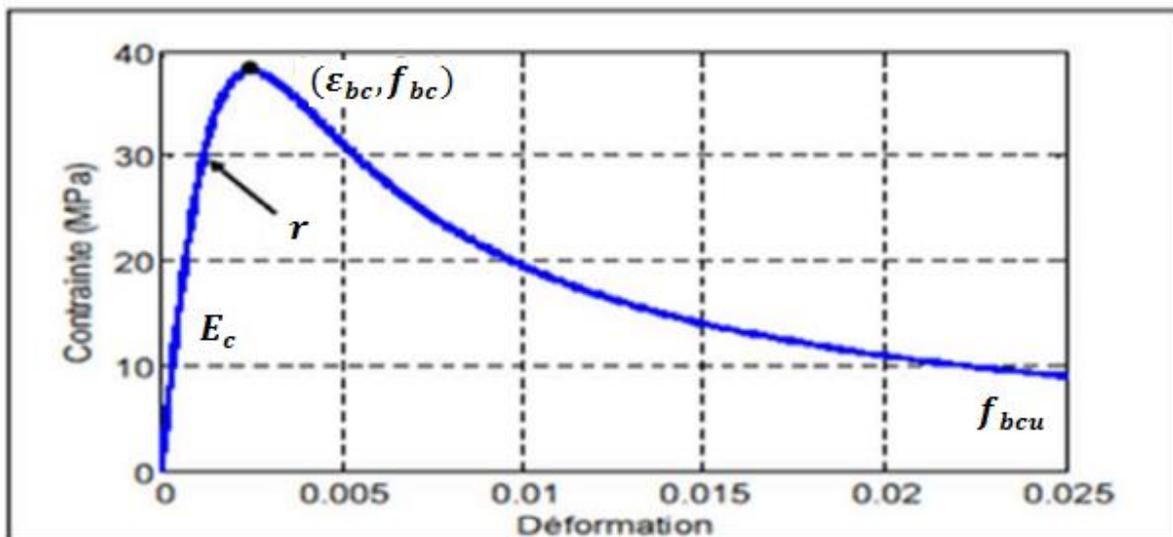


Figure 1-7 Modèle Chang et Mander en compression [9]

### Comportement en traction

La figure (1-8) montrée le comportement du béton en traction avec  $f_{bt}$  et  $\varepsilon_{bt}$  sont respectivement la contrainte et la déformation en traction du béton au pic, la contrainte et la déformation à la rupture en traction du béton est  $\varepsilon_{ut}$ .

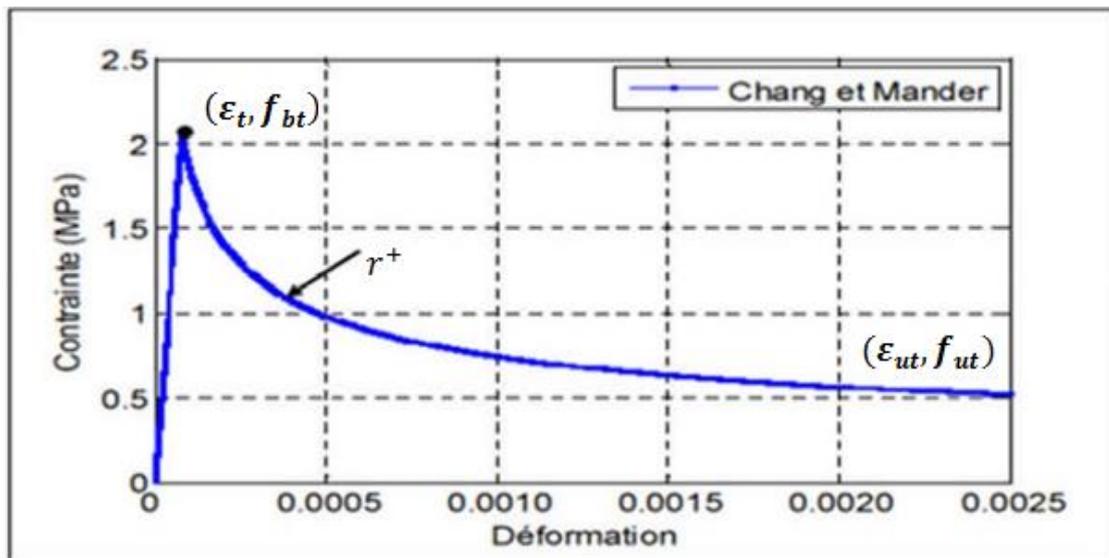


Figure 1-8 Modèle Chang et Mander en traction [9]

### Comportement du béton sous charge cyclique

Le comportement cyclique du béton en compression montré sur la figure (1-9) indique l'apparition des boucles hystérésis lors des cycles charge-décharge, plusieurs essais expérimentaux montrent que l'apparition des microfissures provoque la diminution des caractéristiques élastique du matériau [11].

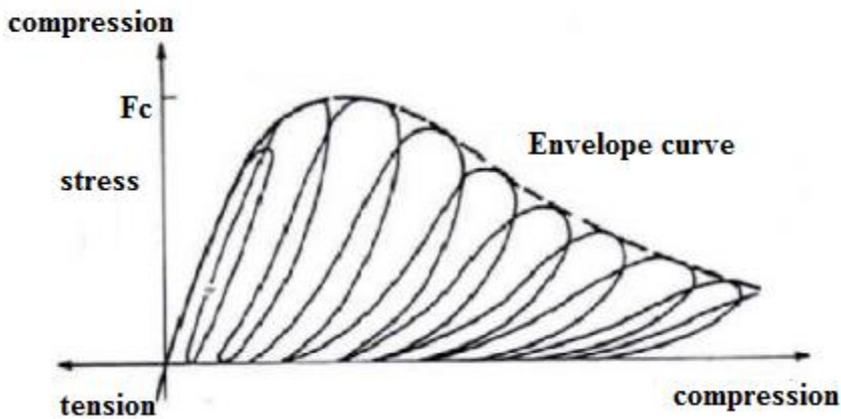


Figure 1-9 Comportement cyclique de béton en compression simple [11]

### 1.3.4.2 Loi de comportement de l'acier modèle (Miengotto-Pinto)

Le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression. La figure (1-10) suivante montre un graphe de contrainte en fonction de la déformation en utilisant un essai de traction [12].

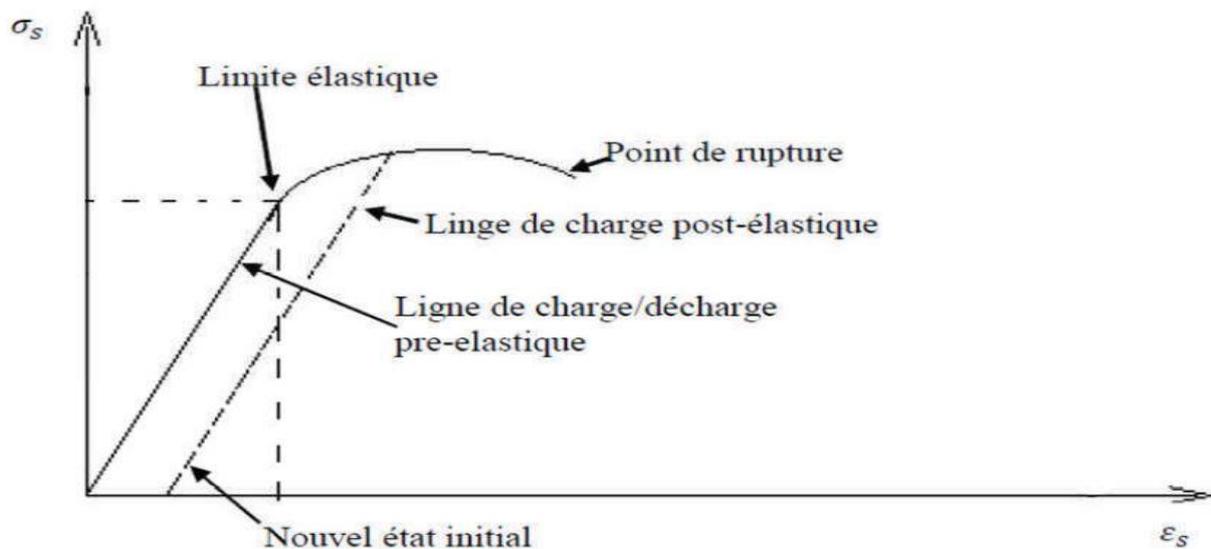


Figure 1-10 Le comportement de l'acier en traction simple [12]

Le modèle de Menegotto et Pinto est généralement utilisé pour simuler le comportement des barres d'acier sous chargement cyclique. La courbe de traction cyclique de l'acier est typiquement décrite par une équation unique en termes de relation contraintes – déformations comme suite

$$\delta^* = b\varepsilon^* + (1 - b) \frac{\varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{1/R}} \quad (1-5)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (1-6)$$

$$\delta^* = \frac{\delta - \delta_r}{\delta_0 - \delta_r} \quad (1-7)$$

$$R = R_0 - \frac{a_1 \varepsilon}{a_2 + \varepsilon} \quad (1-8)$$

Le point  $((\varepsilon_r - \delta_r))$  correspond aux coordonnées du premier point où l'on a changé le sens de chargement .le facteur b est défini comme le rapport  $E_c/E_0$  et R est un paramètre définissant la forme de transition de la branche de transition de la courbe, les paramètres a1, a2 et  $R_0$  sont paramètres qui doivent être obtenus expérimentalement [12].

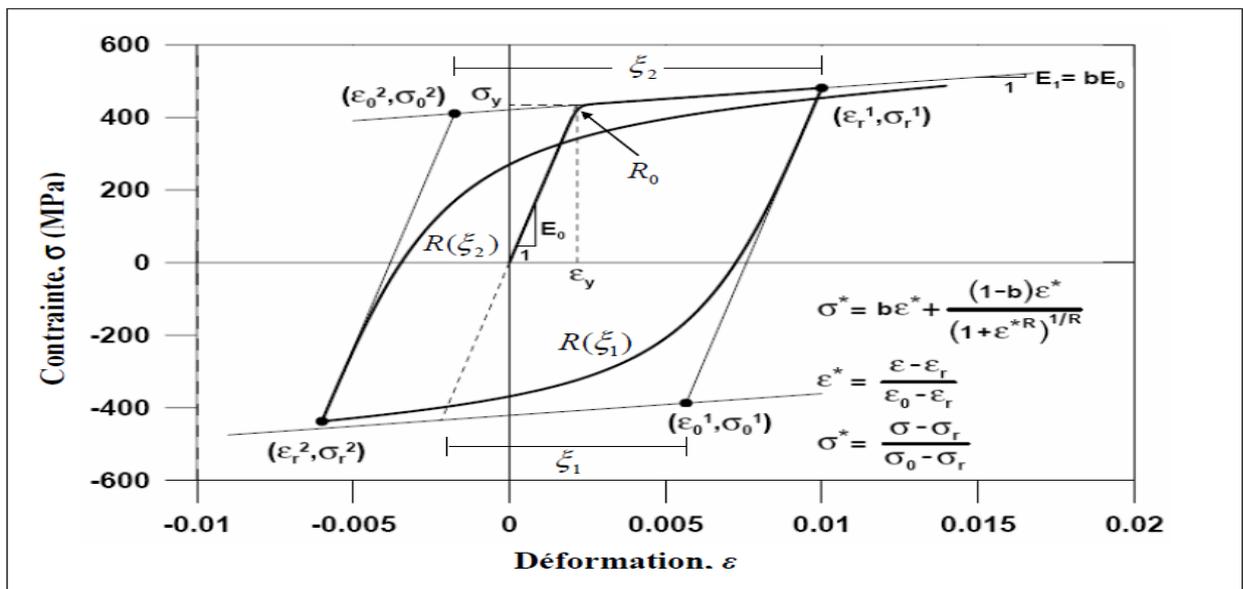


Figure 1-11 Le comportement cyclique de l'acier (modèle Miengotto-Pinto) [12]

## 1.4 Conclusion

Ce présent chapitre décrit les modèles de comportement non linéaire des structures en béton armé par hystérisis, soumises à des charges cycliques. En particulier, la diminution de la rigidité et la perte de résistance.

Nous avons présenté aussi quelques modèles de comportement du béton et de l'acier qui sont utilisés pour reproduire le comportement non linéaire des structures en béton armé. Le choix du modèle à utiliser est une étape importante puisque la réponse non linéaire d'une structure est liée directement au comportement de ses matériaux constitutifs [13].

## **Chapitre 1 Le séisme et le comportement des structures**

---

Dans la suite de ce travail les modèles de comportement de béton et de l'acier vont être utilisés pour la simulation numérique du comportement non-linéaire des portiques en béton armé soumis à des charges sismiques.

## 2 Chapitre2 Analyse de la réponse dynamique des structures

### 2.1 Introduction

L'analyse d'un problème dynamique est complexe du fait que les forces d'inertie proviennent des déplacements de la structure qui sont eux-mêmes reliés aux forces d'inertie. Il en résulte que l'équation d'équilibre dynamique est régie par un système d'équations différentielles, du 2<sup>ème</sup> ordre, Si de plus la masse du système est répartie continûment, les déplacements et accélérations doivent être calculés en tout point [14].

Dans ce chapitre on s'intéresse à la réponse dynamique linéaire et non linéaire des structures sous l'action sismique. Les différentes méthodes seront présentées dans ce chapitre ainsi que la nouvelle méthode utilisée qui est la méthode d'analyse non linéaire rapide (Fast nonlinear Analysis).

### 2.2 Equation de mouvement en dynamique

L'équation de mouvement traduit l'équilibre de la structure, on a trois méthodes différentes pour exprimer l'équilibre dynamique d'une structure, elles mènent naturellement à la même équation de mouvement. Il est donc important de maîtriser les différentes méthodes pour pouvoir établir cette dernière de façon optimale en toute circonstance.

### 2.3 Méthodes de résolution des équations de mouvement

La méthode de résolution la mieux adaptée, ou la plus efficace, dépend de comportement de l'ouvrage à étudier (linéaire ou non linéaire) et du mode de définition de la sollicitation appliquée [14].

#### 2.3.1 Intégration temporelle

C'est la méthode la plus générale elle consiste à intégrer pas à pas dans le temps les équations de mouvement. Symboliquement, la vitesse et le déplacement à l'instant  $t$  étant connus, le problème consiste à calculer le nouvel état d'équilibre à l'instant  $t + dt$ .

Cette méthode est applicable à tous types de comportement des structures, dont les propriétés varient au cours de la sollicitation. L'application de la méthode nécessite que la sollicitation soit d'écrite complètement au cours du temps [14].

### 2.3.2 La superposition modale

C'est une approche efficace pour l'analyse sismique des structures linéaires, cette méthode réduit le grand ensemble d'équations d'équilibre globale à une taille relativement petite, la solution numérique de ces équations implique une réduction considérable du temps de calcul. La solution recherchée est une combinaison linéaire des solutions d'équations découplées [15].

### 2.3.3 Seconde loi de Newton

La seconde loi de Newton, appelée également la théorie du centre d'inertie, s'énonce dans un repère inertiel, la somme vectorielle des forces appliquées sur un objet ponctuel est égale au produit de masse de l'objet par son vecteur accélération et s'écrit

$$\sum f_i = m\ddot{x} \quad (2-1)$$

Dans le formalisme de l'Alembert, une force d'inertie  $-m\ddot{x}$  est considérée comme une force agissant sur l'objet considéré, qui subit donc une force extérieure fictive supplémentaire, puisque l'équilibre se traduit par une somme vectorielle nulle des forces appliquées, le principe de d'Alembert s'écrit

$$\sum f_i - m\ddot{x} = 0 \quad (2-2)$$

Et donc strictement équivalent à la seconde loi de Newton.

Etant donné qu'il faut exprimer l'accélération et éventuellement les forces appliquées en fonction de la coordonnée généralisée, l'application de la seconde loi de Newton ou le principe de d'Alembert devient rapidement compliquée, ils ne sont utilisés pour établir l'équation du mouvement que lorsque le système étudié se limite à un ou quelques points matériels [16].

### 2.3.4 Principe des travaux virtuels

La première méthode présentée ne permet pas d'écrire les équations d'équilibre de système continu. Aussi, lorsque le système étudié présente un nombre important de masses ponctuelles, écrire explicitement l'équilibre vectoriel de toutes les masses peut vite devenir impraticable.

Dans ces cas le principe des déplacements virtuels permet souvent d'obtenir l'expression recherchée des équations d'équilibre. Ce principe se base sur la notion de déplacement virtuel, un déplacement arbitrairement choisi, d'amplitude infinitésimale et cinématiquement

admissible, c'est -à-dire satisfaisant les conditions limites cinématiques (appuis) de la structure. Le principe des déplacements virtuels stipule que partant d'une structure en équilibre le travail virtuel des forces intérieures  $\delta u$  égale à celui des forces extérieures  $\delta w$  dans un déplacement virtuel arbitrairement choisi.

Ce principe est largement appliqué à l'analyse statique des structures, la seule différence ici est qu'il convient d'introduire, en sus des forces qui seraient habituellement considérées, une force d'inertie ainsi que le travail virtuel correspondant. Très pratique c'est le fait que le déplacement virtuel soit arbitrairement choisi qui permet d'exprimer l'équilibre de la structure [16].

### 2.3.4.1 Principe de Hamilton

Une autre façon de traduire l'équilibre d'un corps consiste à utiliser le principe de Hamilton. Dans le contexte de la mécanique classique, il stipule que parmi toutes les évaluations possibles d'un système entre deux configurations fixées aux instants  $t_1$  et  $t_2$ , l'évaluation naturelle est celle qui conserve l'intégrale suivante [16].

$$S(q) = \int_{t_1}^{t_2} L(t, q(t), \dot{q}(t)) dt \quad (2-3)$$

Où  $L$  présente le lagrangien du système étudié, pour les données d'application qui nous intéressent, il est défini par

$$L = T - V \quad (2-4)$$

Où  $T(t, q)$  est l'énergie cinétique absolue du système et  $V(t, q)$  est le potentiel dont dérivent les forces. IL s'agit donc d'un principe de conservation d'énergie, ou d'un équilibre des flux d'énergie cinétique et potentielle. L'équation de conservation est une équation où l'inconnu est en réalité une fonction inconnue  $q(t)$  et ne doit pas être confondue avec une équation scalaire. La théorie du calcul des variations permet de démontrer que la solution de ce type d'équation est la fonction  $q(t)$  qui satisfait

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial \dot{q}} - \frac{\partial L}{\partial q} = 0 \quad (2-5)$$

Il s'agit en réalité de l'équation différentielle d'ordre 2 qui gouverne l'équation dynamique de la structure étudiée. Lorsqu'il existe une dissipation d'énergie dans la structure étudiée (généralement résultant de frottement interne), le principe de conservation doit être légèrement adapté.

$$\hat{S}(q) = \int_{t_1}^{t_2} L(t, q(t), \dot{q}(t)) dt + \int_{t_1}^{t_2} w_{nc}(t, q(t), \dot{q}(t)) dt \quad (2-6)$$

Où  $w_{nc}$  représente le travail des forces non conservatrices de sorte à écrire que la quantité d'énergie cinétique et potentielle perdue a été absorbée dans un processus de dissipation non réversiblement. En incluant ces effets de dissipation à l'aide de fonction de dissipation de Rayleigh  $F$ , l'équation du mouvement devient la suivante.

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial \dot{q}} - \frac{\partial L}{\partial q} + \frac{\partial f}{\partial \dot{q}} = 0 \quad (2-7)$$

L'établissement du Lagrange  $L$  relatif à un problème donné et son introduction dans l'équation (2-7) permet d'obtenir l'équation de mouvement lorsque la complexité du problème étudié augmente. Cette approche est souvent préférée car elle ne demande pas d'écrire l'équilibre vectoriel, l'équation de mouvement résulte de considérations sur les fonctions scalaires uniquement [16].

L'équation de mouvement en dynamique s'écrit de la manière suivante

$$\mathbf{F}(t)_I + \mathbf{F}(t)_D + \mathbf{F}(t)_S = \mathbf{F}(t) \quad (2-8)$$

Dans lesquels les vecteurs forces à l'instant  $t$  sont :

$\mathbf{F}(t)_I$  : est un vecteur des forces d'inertie agissant sur les masses

$\mathbf{F}(t)_D$  : est un vecteur d'amortissement, ou des forces de dissipation d'énergie

$\mathbf{F}(t)_S$  : est un vecteur des forces élastique

$\mathbf{F}(t)$  : est un vecteur de charges appliquées

Cette équation est basée sur les lois physiques, valable à la fois pour un système linéaire et non linéaire si l'équilibre est formulé par rapport à la déformée géométrique de la structure [15].

### 2.4 Réponse linéaire

L'équation du mouvement s'écrit comme suite

$$M\ddot{U}(t) + C\dot{U}(t) + KU(t) = 0 \quad (2-9)$$

Où  $M$ ,  $C$  et  $K$  ces des matrices masses, amortissements et rigidités respectivement.

La règle de composition des déplacements permet d'exprimer le déplacement absolu en fonction du déplacement relatif par

$\ddot{U}$  : vecteur accélération

$\dot{U}$  : vecteur vitesse

U : vecteur déplacement

$$U(t) = U + r \cdot U_g$$

Avec r le vecteur de couplage dynamique, qui relie la direction du mouvement à la base avec la direction de chaque degré de liberté, l'équation de mouvement devient

$$M\ddot{U}(t) + C\dot{U}(t) + KU(t) = P(t) = -Mr\ddot{U}_g(t) \quad (2-10)$$

### La méthode de la superposition modale

Par la méthode de la superposition modale, la résolution de l'équation se fait comme suit

$$\{U\} = [\Phi] \{Q\} = U = \Phi Y \quad (2-11)$$

où Y c'est un vecteur de coordonnées généralisés des déplacements.

$\Phi$  = la matrice modale qui permet de passer des coordonnées généralisés au coordonnées géométrique.

Découplages des équations du mouvement 2-10 dans l'équation 2-11

$$M\Phi\ddot{Y} + C\Phi\dot{Y} + K\Phi Y = P(t) \quad (2-12)$$

En pré multipliant l'équation 2-12 par la transposé d'un mode de vibration  $\Phi_i^T$  :

$$\Phi_i^T M\Phi\ddot{Y} + \Phi_i^T C\Phi\dot{Y} + \Phi_i^T K\Phi Y = \Phi_i^T P(t) \quad (2-13)$$

En utilisant les propriétés d'orthogonalité des modes de vibration, pour  $i \neq j$  on obtient

$$\Phi_i^T M \Phi_j = 0 \quad (2-14)$$

$$\Phi_i^T K \Phi_j = 0 \quad (2-15)$$

En supposant que la propriété d'orthogonalité s'applique à la matrice d'amortissement

$$\Phi_i^T C \Phi_j = 0 \quad (2-16)$$

L'équation 2-13 demeure

$$M_i \ddot{y} + C_i \dot{y} + K_i = P_i(t) \quad (2-17)$$

$M_i = \Phi_i^T [M] \Phi_i$  Masse généralisée du mode i

$C_i = \Phi_i^T [C] \Phi_i$  Amortissement généralisée du mode i

$K_i = \Phi_i^T [K] \Phi_i$  rigidité généralisée du mode i

$P_i(t) = \Phi_i^T P(t)$  force généralisée du mode i

En divisant l'équation 2-17 par  $M_i$  on obtient

$$\ddot{y}_i + 2\varepsilon_i \omega_i \dot{y}_i + \omega^2 y_i = \frac{P_i(t)}{M_i} \quad (2-18)$$

Avec

$$\omega_i^2 = \frac{K_i}{M_i}; \quad \varepsilon_i = \frac{C_i}{2\omega_i M_i}$$

$\omega_i$ : est la pulsation propre du mode de vibration i.

$\varepsilon_i$  : est le taux d'amortissement critique du mode de vibrations i.

Pour chaque mode i on peut effectuer la résolution de l'équation 2-18, soit par intégration direct pas à pas, soit en utilisant une décomposition de la sollicitation en série de Fourier, soit en appliquant l'intégrale de Duhamel [17].

La réponse pour le mode i en utilisant l'intégrale de Duhamel s'écrit :

$$y_i = \frac{1}{M_i \omega_i} \int_0^t P_i(\tau) e^{-\varepsilon_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_{Di} (t-\tau) d\tau \quad (2-19)$$

$$\omega_{Di} = \omega_i \sqrt{1 - \varepsilon_i^2}$$

$\omega_{Di}$  : Pulsation des vibrations amortie du mode i

La réponse géométrique associée un ddl(i) particulier  $U_i(t)$  s'obtient par :

$$u_i(t) = \sum_{j=0}^n \Phi_j^i y_j(t) \quad (2-20)$$

$\Phi_j^i$  : ( $i^{iem}$  composante du  $j^{iem}$  vecteur modale)

## 2.5 Réponse non linéaire

L'équation incrémentale du mouvement s'écrit

$$f_I(t+\Delta t) + f_D(t+\Delta t) + f_S(t+\Delta t) = p(t+\Delta t) \quad (2-21)$$

Les forces incrémentales de cette équation peuvent s'exprimer comme suit

$$\Delta f_I(t) = f_I(t+\Delta t) - f_I(t) = m \Delta \ddot{V}(t) \quad (2-22)$$

$$\Delta f_D(t) = f_D(t+\Delta t) - f_D(t) = c(t) \Delta \dot{V}(t) \quad (2-23)$$

$$\Delta f_S(t) = f_S(t+\Delta t) - f_S(t) = k(t) \Delta V(t) \quad (2-24)$$

$$\Delta p(t) = p(t+\Delta t) - p(t) \quad (2-25)$$

La masse est supposée constante, les termes  $c(t)$  et  $k(t)$  représentent les caractéristiques d'amortissement et de rigidité respectivement correspondant à la vitesse et au déplacement relatifs à cet intervalle de temps.

$$c(t) = \frac{df_D}{d\dot{v}} \quad \text{et} \quad k(t) = \frac{df_S}{dv}$$

La substitution des expressions des forces mène à la forme finale de l'équation incrémentale de l'équilibre à l'instant  $t$  :

$$m\Delta\dot{V}(t)+c(t)\Delta\dot{V}(t)+k(t)\Delta V(t)=\Delta p(t) \quad (2-26)$$

La résolution de l'équation du mouvement peut être effectuée par

### 2.5.1 Schéma d'intégration de Newmark

Cette méthode consiste à calculer le déplacement induit de la masse potentiellement instable supposée rigide lorsque l'accélération dépasse une valeur critique correspondront à l'équilibre limite. Pour déterminer les valeurs de déplacement et de vitesse pour un pas d'intégration, avec l'utilisation de développement en série de Taylor.

$$f(t_n+\Delta t)=f(t_n)+\Delta t f'(t)+\frac{\Delta t^2}{2} f''(t)+\frac{\Delta t^2}{2} f''(t_n)+\dots+\frac{\Delta t^s}{s!} f^s(t_n)+R_s(t) \quad (2-27)$$

Où  $R_s(t)$  est le reste du développement d'ordre  $s$ .

$$R_s(t)=\frac{1}{s!} \int_{t_n}^{t_n+\Delta t} (t_n + \Delta t - \tau)^s f^{s+1}(\tau) d\tau \quad (2-28)$$

Le déplacement et la vitesse au temps  $t_{n+1}$  s'exprime

$$\dot{v}_{n+1} = \dot{v}_n + \int_{t_n}^{t_{n+1}} \ddot{v}(\tau) d\tau \quad (2-29)$$

$$v_{n+1} = v_n + \Delta t \dot{v}_n + \int_{t_n}^{t_{n+1}} (t_{n+1} + \tau) \ddot{v}(\tau) d\tau \quad (2-30)$$

Où les intégrales représentent respectivement les restes à l'ordre zéro et à l'ordre un du développement en série de Taylor et  $\tau$  est la variable d'intégration. D'après la formule de Taylor, l'expression de  $\ddot{v}(\tau)$  dans l'intervalle  $[t_n + t_{n+1}]$  en fonction de  $v_n$  et  $v_{n+1}$ .

$$\ddot{v}(t_n) = \ddot{v}(\tau) + (t_n - \tau)v^{(3)}(\tau) + \frac{(t_n - \tau)^2}{2!} v^{(4)}(\tau) + \dots \quad (2-31)$$

$$\ddot{v}(t_{n+1}) = \ddot{v}(\tau) + (t_{n+1} - \tau)v^{(3)}(\tau) + \frac{(t_{n+1} - \tau)^2}{2!} v^{(4)}(\tau) + \dots \quad (2-32)$$

Multipliant par  $(1 - \gamma)$  et par  $\gamma$  et additionner ces deux équations

$$\ddot{v}(\tau) = (1 - \gamma)\ddot{v} + \gamma\ddot{v}_{n+1} + (\tau - t_n - \gamma\Delta T)v^{(3)}(\tau) + \dots \quad (2-33)$$

Multipliant de même par  $(1-2\beta)$  et par  $2\beta$  et additionner les équations 2-31 et 2-32 on obtient l'équation suivante

$$\ddot{v}(\tau) = (1 - 2\beta)\ddot{v} + 2\beta\ddot{v}_{n+1} + (\tau - t_n - 2\beta\Delta T)v(\tau) + \dots \quad (2-34)$$

Après intégration par partie multiple du troisième terme, suivi à chaque fois d'un développement limité du dérivé troisième du déplacement, on trouve les formules de quadrature numérique suivantes :

$$\int_{t_n}^{t_{n+1}} (t_{n+1} - \tau)\ddot{v}(\tau)d\tau = \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\ddot{v}_n + \beta\Delta t^2\ddot{v}_{n+1} + \left(\frac{1}{6} - \beta\right)\Delta t^2v^{(3)}(t) + O(\Delta t^3v^{(3)}(\tilde{\tau})) \quad (2-35)$$

$$\int_{t_n}^{t_{n+1}} (t_{n+1} - \tau)\dot{v}(\tau)d\tau = \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\dot{v}_{n+1} + \left(\frac{1}{6} - \beta\right)\Delta t^3v^{(3)}(t) + O(\Delta t^4(v^{(3)}(\tilde{\tau}))) \quad (2-36)$$

$$t_n \leq \tilde{\tau} \leq t_{n+1}$$

L'expression de la vitesse au temps  $t_{n+1}$  :

$$v_{n+1} = v_n + \Delta t\dot{v}_n + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\ddot{v}_n + \beta\Delta t^2\ddot{v}_{n+1} + \left(\frac{1}{6} - \beta\right)\Delta t^3v^{(3)}(\tilde{\tau}) \quad (2-37)$$

$$t_n \leq \tilde{\tau} \leq t_{n+1}$$

En tenant compte du fait que  $\Delta t$  est très petit, on peut négliger les termes qui contiennent  $\Delta t$  élevé à une puissance supérieure à deux pour le déplacement et à une puissance supérieure à un pour la vitesse, ce qui conduit aux expressions suivantes pour la vitesse et le déplacement à la fin du pas de l'intégration.

$$\dot{v}_{n+1} = \dot{v}_n + (1 - \gamma)\Delta t\ddot{v}_n + \gamma\Delta t\ddot{v}_{n+1} \quad (2-38)$$

$$v_{n+1} = v_n\Delta t\dot{v}_n + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\ddot{v}_n + \beta\Delta t^2\ddot{v}_{n+1} \quad (2-39)$$

Où les constantes  $\gamma$  et  $\beta$  sont les paramètres de la formule quadrature. Ces deux facteurs de pondération dépendent de la variation linéaire entre l'influence de l'accélération  $t_n$  et  $t_{n+1}$ , sachant que les vecteurs de  $\gamma \in [0, 1]$  et les valeurs de  $\beta \in [0, \frac{1}{2}]$ , définissant la variation de l'accélération durant un pas de temps.

En général, la méthode de Newmark est conseillée dans le cas d'instant courts comme les enregistrements sismiques. La précision de la résolution obtenue dépend de la précision d'intégration numérique qui est définie par la valeur de l'intervalle de temps.

On écrit l'équation 2-38 sous la forme incrémentale suivante :

$$\Delta\dot{v} = \Delta t\ddot{v}_n + \gamma\Delta t\Delta\ddot{v} \quad (2-40)$$

$$\Delta \dot{v} = \dot{v}_{n+1} - \dot{v}_n \quad (2-41)$$

$$\text{Ou } \Delta \ddot{v} = \ddot{v}_{n+1} - \ddot{v}_n \quad (2-42)$$

Ou l'équation 2-32 comme suite

$$\Delta v = \Delta t \dot{v}_n + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{v}_n + \beta \Delta t^2 \Delta \ddot{v} \quad (2-43)$$

$$\Delta t = v_{n+1} - v_n$$

$$\text{Ou } \Delta \ddot{v} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta v - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{v}_n - \frac{1}{2\beta} \ddot{v}_n \quad (2-44)$$

Après substitution de l'équation 2-40 et 2-42 on obtient

$$\Delta \dot{v} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta t - \frac{\gamma}{\beta} \dot{v}_n - \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right) \Delta t \ddot{v}_n \quad (2-45)$$

On substitue finalement les équations 2-45 et 2-44 pour obtenir

$$\hat{k}_n \Delta v = \Delta \hat{p} \quad (2-46)$$

$$\text{Ou : } \hat{k}_n = k_n + \frac{m}{\beta + \Delta t^2} + \frac{\gamma c}{\beta \Delta t} \quad (2-47)$$

$$\text{Et } \Delta \hat{p} = \Delta p + \left(\frac{1}{\beta \Delta t} \dot{v}_n + \frac{1}{2\beta} \ddot{v}_n\right) m + \left[\frac{\gamma}{\beta} \dot{v}_n + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right) \Delta t \ddot{v}_n\right] c \quad (2-48)$$

Après avoir calculé  $\Delta v$  de l'équation 2-46 à partir de l'équation 2-45 et  $v_{n+1}$  ;  $\dot{v}_{n+1}$  sont obtenus en additionnant  $\Delta v$  et  $\Delta \dot{v}$  à  $v_n$  et  $\dot{v}_n$  respectivement.

L'incrément d'accélération  $\Delta \ddot{v}$  peut-être calculer de l'équation 2-45 et l'accélération de temps  $t_{n+1}$  est obtenue en additionnant cet incrément à l'accélération au début de pas de temps  $\ddot{v}_n$  [18].

### 2.5.2 La théorie de calcul avec la correction de HHT. $\alpha$

Cette méthode est utilisé afin d'éliminer les erreurs  $\Delta t(t) = \Delta t^m$  deus aux vibrations parasites, ou  $m$  est le taux de convergence .Pour la méthode de Newmark, pour  $\gamma = \frac{1}{2}$  on a  $m=2$  on dit qu'on a une précision du second ordre et pour  $m=1$  la précision est du premier ordre pour toute autre valeur.

La principale innovation de cette méthode est l'ajout d'un nouveau coefficient de dissipation  $\alpha$  dans l'équation différentielle du mouvement, elle garde les équations aux différences de Newmark 2-45 ; 2-46 et modifiée l'équation dynamique comme suit

$$M\ddot{v}_{n+1} + (1 + \alpha)C\dot{v}_{n+1} - \alpha C\dot{v}_n + (1 + \alpha)Kv_{n+1} - \alpha Kv_n = (1 + \alpha)P_{n+1} - \alpha P_n \quad (2-49)$$

## Chapitre 2 Analyse de la réponse dynamique des structures

---

La mise en œuvre du schéma d'intégration se fait de façon similaire aux schémas de Newmark, substituons 2-44 ; 2-45 dans 2-49 pour obtenir

$$\hat{k}v_{n+1} = \hat{P}_{n+1} \quad (2-50)$$

Dans laquelle

$$\hat{K} = (1 + \alpha)K + (1 + \alpha) \frac{\gamma}{(\beta \Delta t^2)} M \quad (2-51)$$

$$\hat{P}_{n+1} = (1 - \alpha)P_{n+1} - \alpha P_n + M \left[ \frac{1}{\beta \Delta t^2} \dot{v}_n + \left( \frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{v}_n \right] + C \left[ (1 - \alpha) \frac{\gamma}{\beta \Delta t} v_n + (1 + \alpha) \left( \frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{v}_n + (1 + \alpha) \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \ddot{v}_n + C \alpha \dot{v}_n + K \alpha v_n \right] \quad (2-52)$$

Où l'on constate que, pour  $\alpha \in \left[-\frac{1}{3}, 0\right]$  ;  $\gamma = \frac{1-2\alpha}{2}$  et  $\beta = \frac{(1-\alpha)^2}{4}$ , on obtient schéma d'intégration inconditionnellement stable du second ordre. Une diminution de  $\alpha$  qui est un terme négatif, entraîne une augmentation de la dissipation numérique d'énergie.

### 2.5.3 Présentation de la méthode l'analyse non linéaire rapide (FNA)

En général le calcul de la réponse des structures lors d'un séisme nécessite une quantité considérable d'effort et de temps de calcul, pour obtenir une solution. Le type de comportement non linéaire le plus courant est lorsque la relation contrainte-déformation, ou force – déformation du matériau est non linéaire. C'est en raison de la philosophie de conception moderne selon laquelle " une structure bien conçue devrait avoir un nombre limité de membres qui nécessitent une ductilité et que le mécanisme de rupture soit clairement défini " [19].

Un grand nombre de structures très pratiques comportent un nombre limité de points ou des éléments dans lesquels se produit un comportement non linéaire, comme le flambement local des diagonales, soulèvement de la fondation et contact entre les structures. La figure 2-1 illustre des problèmes non linéaires typiques.

La méthode FNA est appliquée aux analyses statiques et dynamiques des systèmes structurels linéaires et non linéaires. Un nombre limité prédéfinis des éléments non linéaires sont supposés exister, les vecteurs de Ritz sont utilisés pour réduire la taille du système à résoudre, les forces des éléments non linéaires sont calculés par itération à la fin de chaque pas de temps ou de charge. Le découplage des équations modales sont résolus exactement pour chaque incrément de temps [19].

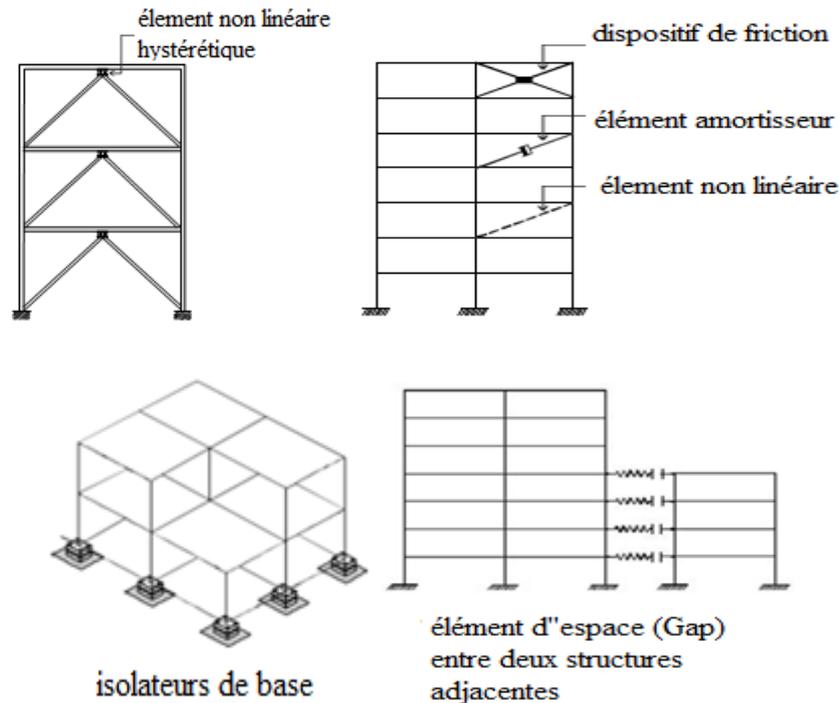


Figure 2-1 Les éléments non linéaires [19]

### a) Equation fondamentale d'équilibre

La méthode FNA est une approche simple dans laquelle les équations fondamentales de la mécanique (équilibre, force-déformation et compatibilité) sont satisfaites. L'équation d'équilibre du modèle numérique d'une structure à l'instant  $t$  est exprimé en fonction des matrices  $M$ ,  $C$  et  $K$  comme suit :

$$M\ddot{v}(t) + C\dot{v} + Kv(t) + R(t)_{NL} = R(t) \quad (2-53)$$

La taille de ces trois matrices carrées est égale au nombre total des déplacements ponctuels des nœuds inconnus  $N_d$ . La matrice de rigidité  $K$  néglige la rigidité des éléments non linéaire.

$R(t)$  : présente la charge extérieure appliquée.

$R(t)_{NL}$  : présente le vecteur force de nœud global dans les éléments non linéaires qui sont calculés par itération à chaque instant.

Si le modèle d'ordinateur est instable sans les éléments non linéaires, on peut rajouter des éléments élastiques efficaces à l'emplacement des éléments non linéaires de rigidité arbitraire, l'équation 2-53 devient [19].

$$M\ddot{v}(t) + C\dot{v}(t) + (K + K_e)v(t) = R(t) - R(t)_{NL} + K_e v(t) \quad (2-54)$$

Où  $K_e$  la rigidité effective de la valeur arbitraire, par conséquent l'équation 2-54 peut être écrite :

$$M\ddot{v}(t) + C\dot{v}(t) + \bar{K}v(t) = \bar{R}(t) \quad (2-55)$$

$\bar{R}(t) = R(t) - R(t)_{NL} + K_e v(t)$  que doit évaluer par itération,  $\bar{K} = K + K_e$  est connu

Si une bonne estimation de la rigidité élastique effective peut être faite le taux de convergence peut être accéléré par ce que le terme de charge inconnu  $-R(t)_{NL} + K_e v(t)$  sera petit.

### b) Calcul des forces non linéaires

A tout moment, les déformations non linéaires  $d(t)$  au sein des éléments non linéaires sont calculées à partir de l'équation de transformation de déplacement suivante :

$$d(t) = bv(t) \quad (2-56)$$

$b$  est une matrice de transformation des déplacements

En outre,

$$\dot{d}(t) = b\dot{v}(t) \quad (2-57)$$

### c) Transformation en coordonnées modales

La première étape de la solution de l'équation (2-55) consiste à calculer un ensemble de  $N$  vecteurs orthogonaux de Ritz dépendant de  $\varphi$  qui satisfait aux critères suivants.

$$\varphi^T M \varphi = I ; \varphi^T \bar{K} \varphi = \Omega^2 \quad (2-58)$$

$\varphi$  : est une matrice modale qui permet de passer des coordonnées généralisées aux coordonnées géométrique.

Où  $I$  la matrice unitaire diagonale dans laquelle les termes diagonaux sont définis comme  $\omega_n^2$

La réponse du système peut être exprimée en termes de ces vecteurs par introduction des matrices transformation suivantes.

$$v(t) = \varphi Y(t) \quad \dot{v}(t) = \varphi \dot{Y}(t) ; \ddot{v}(t) = \varphi \ddot{Y}(t) \quad (2-59)$$

La substitution de ces équations à l'équation 2-53 et la multiplication par  $\varphi^T$  donnent un ensemble des  $N$  équations non couplées exprimées par l'équation matricielle suivante

$$I\ddot{Y}(t) + \nabla\dot{Y}(t) + \Omega^2 Y(t) = F(t) \quad (2-60)$$

Dans laquelle les forces modales linéaire et non linéaire sont données par

$$F(t) = \varphi^T \bar{R}(t) = \varphi^T R(t) - \varphi^T R(t)_{NL} + \varphi^T K_e v(t) \quad (2-61)$$

Les déformations dans les éléments non linéaires peuvent être exprimées directement en termes de coordonnées modales sous forme suivant :

$$d(t) = BY(t) \quad (2-62)$$

Où la matrice de transformation des déformations des coordonnées modales est définie par

$$B = b\varphi \quad (2-63)$$

Il faut savoir que la matrice B ne dépend pas du temps, elle doit être calculée une seule fois avant l'intégration des équations modales. A tout moment, les déformations et l'historique du comportement des éléments non linéaires, les forces  $F(t)$  peuvent être évaluées à partir de la base de principe des travaux virtuel les forces non linéaire sont ensuite calculé à partir de l'équation suivante [19].

$$F(t)_{NL} = B^T f(t) \quad (2-64)$$

Les forces élastiques effectives peuvent également être réécrites comme suit

$$F(t)_e = \varphi^T K_e v(t) = \varphi^T b^T K_e b v(t) = B^T K_e d(t) \quad (2-65)$$

$K_e$  : est une matrice de rigidité linéaire effective dans les éléments non linéaire de système de référence local.

### d) La solution des équations modales non linéaires

Le calcul des vecteurs dépendant de la charge, sans les éléments non linéaire, est la première étape avant de résoudre les équations modales. En outre, la matrice de transformation B ne doit être calculée qu'une fois avant le début de la phase de la solution pas à pas. Une équation modale typique est de la forme

$$\ddot{y}(t)_n + 2\varepsilon_n \omega_n \dot{y}(t)_n + \omega_n^2 y(t)_n = \bar{F}(t)_n \quad (2-66)$$

$\bar{F}(t)_n$  est une charge modale

Les équations modales doivent être intégrées simultanément et les itérations sont nécessaires pour obtenir la solution de toutes les équations modales au temps t. La solution exacte des équations modales pour une réponse linéaire est résumée par l'équation suivante [20].

$$\bar{y}_i = \begin{bmatrix} y_i \\ \dot{y}_i \\ \ddot{y}_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} s(t) & c(t) & 1 & t & t^2 & t^3 \\ \dot{s}(t) & \dot{c}(t) & 0 & 1 & 2t & 3t^2 \\ \ddot{s}(t) & \ddot{c}(t) & 0 & 0 & 2 & 6t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} b1 \\ b2 \\ b3 \\ b4 \\ b5 \\ b6 \end{bmatrix} = B(t) \cdot b \quad (2-67)$$

Les constantes

$$\omega_D = \omega\sqrt{1 - \varepsilon^2} \quad ; \quad \bar{\omega} = \omega\xi \quad ; \quad \bar{\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{\sqrt{1 - \varepsilon^2}} \quad ; \quad a_0 = 2\varepsilon\omega \quad ; \quad a_1 = \omega_D^2 - \bar{\omega}^2 \quad ; \quad a_2 = 2\bar{\omega}\omega_D$$

Les fonctions

$$c(t) = e^{-\varepsilon\omega t} \cos(\omega_D t) \quad ; \quad \dot{c}(t) = -\bar{\omega}c(t) - \omega_D s(t) \quad ; \quad \ddot{c}(t) = -a_1 c(t) + a_2 s(t)$$

$$s(t) = e^{-\varepsilon\omega t} \sin(\omega_D t) \quad ; \quad \dot{s}(t) = -\bar{\omega}s(t) + \omega_D c(t) \quad ; \quad \ddot{s}(t) = -a_1 s(t) - a_2 c(t)$$

$$A_1(t) = c(t) + \bar{\varepsilon}s(t) \quad ; \quad A_2(t) = \frac{1}{\omega_D} s(t)$$

La réponse non linéaire écrit par itérative, en utilisant la série de Taylor pour estimer la réponse à tout moment t

$$Y(t) = Y(t - \Delta t) + \Delta t \dot{Y}(t - \Delta t) + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{Y}(t - \Delta t) \quad (2-68)$$

$$\dot{Y}(t) = \dot{Y}(t - \Delta t) + \Delta t \ddot{Y}(t - \Delta t) \quad (2-69)$$

Pour chaque itération i le calcul des déformations non linéaires L ainsi que la vitesse

$$d(t)^i = BY(t)^i \text{ et } \dot{d}(t)^i = B\dot{Y}(t)^i \quad (2-70)$$

Le calcul de la force non linéaire  $f(t)^i$  en se basant sur l'historique de la vitesse et la déformation des éléments non linéaires.

$$\bar{F}(t)^i = F(t) - B^T [f(t)^i - K_e d(t)] \quad (2-71)$$

### 2.6 Conclusion

Dans le but d'évaluer la capacité d'une structure sous excitation sismique on a défini deux méthodes d'analyse non linéaire. Vue l'efficacité pour l'analyse non linéaire des structures avec un nombre limité des éléments non linéaire, La méthode FNA est la plus recommandé [19]. Une autre méthode plus générale basée sur l'analyse dynamique temporelle le plus complexe, permet de représenter le comportement réel des structures.

# 3 Chapitre 3 Phénomène de l'entrechoquement des bâtiments

## 3.1 Introduction

L'entrechoquement des structures est un problème souvent récurrent lors des séismes majeurs, il se produit lorsque la séparation entre des structures adjacentes est insuffisante. Selon les caractéristiques dynamiques des structures adjacentes, l'entrechoquement pourrait causer des dommages structurels graves dans certains cas ou même la possibilité de l'effondrement complet des structures dans certaines situations extrêmes. L'entrechoquement aussi appelé martèlement des structures est un phénomène fortement complexe, sa modélisation exige de grands détails d'information, ainsi qu'une méthode analytique très fiable [21].

Il est directement lié à l'espace de séparation entre deux bâtiments adjacents (joint) car ce phénomène a lieu lorsque le joint de séparation entre deux bâtiments est insuffisant ou devient insuffisant, et ne leur permet pas de vibrer ou de bouger librement dans un sens latéral sans entrer en collision l'un avec l'autre. Le martèlement structurel a été observé dans de nombreux tremblements de terre.

Lors du séisme de San Fernando 1971 où plusieurs dommages structurels ont eu lieu, dont un entrechoquement entre un bloc et une tour de l'Hôpital (Olive view Hospital) récemment construit (figure 3-1). Ces dommages sont survenus au niveau du joint de séparation entre le bloc et la tour [22]. L'écart fourni dans les villes métropolitaines est principalement un écart étroit ou nul en raison de problèmes financiers et architecturaux, par exemple les statistiques de la ville d'Eskisehir (Turquie) montrent que seulement 36% de leurs bâtiments adjacents sont bien séparés [23]. En outre, lors du séisme de Mexico de 1985, 15% des bâtiments ont subi des dommages sévères ou des effondrements à cause de martèlement. Il a été constaté de différents événements sismiques que 20% à 30% des dommages sont liés au martèlement des bâtiments avec des dommages importants ou un effondrement comme le montre, des traces de martèlement ont été découvertes 20% à 30% [24] et [25]. Par ailleurs le même phénomène a été observé lors des tremblements de terre de Christchurch (New Zealand 2010) [26] comme le montre la figure (3-2), et le séisme de Lorca (Espagne 2001) [27].

Chapitre 3 Phénomène de l'entrechoquement



Figure 3-1 la tour de l'Hôpital effondré à cause de l'insuffisance de joint de séparation (séisme de San Fernando) [22]



## Chapitre 3 Phénomène de l'entrechoquement

Figure 3-2 Structure endommagée, à droite détail de l'interface de bâtiment endommagé séisme Christchurch (New Zealand 2010) [26].

### 3.2 Causes de l'entrechoquement

L'entrechoquement des bâtiments se produit à cause du mouvement des bâtiments adjacents ayant différents modes de vibration et différentes périodes, sous charge sismique, c'est ce qu'on appelle un mouvement « **hors phase** ». Lors de ce mouvement, le joint séparant les bâtiments adjacents devient insuffisant et ne répond plus aux besoins de déplacement des deux structures ; ainsi l'un se déplace vers l'autre et ils entrent en collision « **entrechoquement** ». Par conséquent, la vibration « **hors phase** » des bâtiments adjacents est la cause directe de l'entrechoquement [28] comme le montre la figure (3-3).

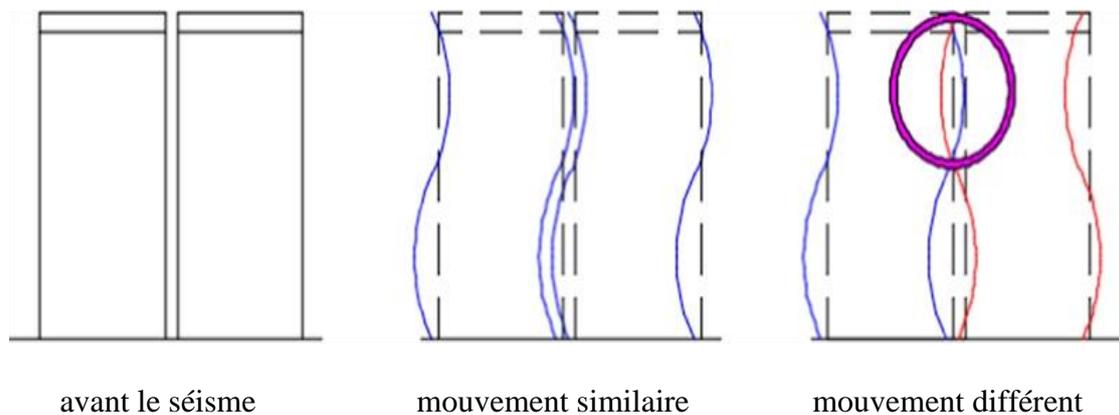


Figure 3-3 Comportement des bâtiments adjacents lors du séisme

Les scénarios de l'entrechoquement sont principalement classés en deux types : collision dalle à dalle (plancher à plancher) et collision de dalle à colonne (plancher à colonne) comme le montre la figure (3-4), le premier type se produit lorsque les bâtiments en collision ont les mêmes hauteurs de plancher tandis que le deuxième type à lieu lorsque les bâtiments en collision ont des hauteurs de plancher différentes [29].

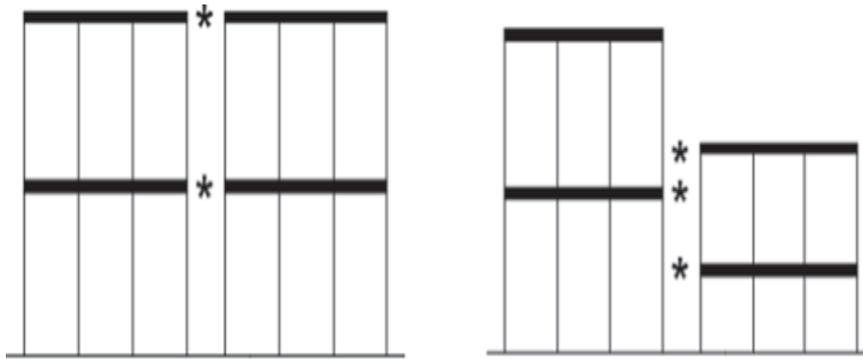


Figure 3-4 point d'impact potentiel lors d'entrechoquement

### 3.3 Classification des dommages du martèlement

Une classification des dommages subis suite à un entrechoquement en 4 catégories suivant la gravité des dégâts causés a été mise en place comme suit [30] :

- **Dégâts de première catégorie** : dans lesquels l'entrechoquement a contribué à des dommages structuraux majeurs, l'un ou les deux bâtiments qui se sont entrechoqués sont inutilisables voir même effondrés.
- **Dégâts de deuxième catégorie** : l'entrechoquement a mené à l'endommagement et la chute des éléments de constructions des bâtiments ce qui présente des risques pour les personnes encore coincées à l'intérieur des bâtiments ; la perte des éléments de construction est due à l'impact direct entre les deux structures impliquées.
- **Dégâts de troisième catégorie** : l'entrechoquement a causé la perte des fonctionnalités des bâtiments, panne d'électricité, fuite de gaz, coupure des lignes de communication ce qui rend le bâtiment inutilisable mais ne présente pas de risque pour les habitants comme les dégâts de première catégorie.
- **Dégâts de quatrième catégorie** : dans cette catégorie, les dégâts sont mineurs et le bâtiment reste toujours utilisable.

### 3.4 Solution pour éviter l'entrechoquement : joint sismique

Le joint sismique peut être cité comme un élément commun apparaissant dans la majorité des codes de calcul quand il s'agit de réduire l'interaction inter-structurelle ou l'entrechoquement. Il figure parmi les solutions les plus répondues et les plus adaptées par les codes de calcul à travers le monde.

## Chapitre 3 Phénomène de l'entrechoquement

### 3.4.1 Code de calcul

Afin d'éviter l'entrechoquement de deux bâtiments adjacents, le règlement parasismique algérien, actuel **RPA 2003** [31] exige de les séparer selon la formule suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm} \quad (3-1)$$

Où  $d_{\min}$  : la largeur minimale du joint sismique

$\delta_1, \delta_2$  : Déplacements maximaux des blocs étudiés, calculés par la relation suivante :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (3-2)$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement.

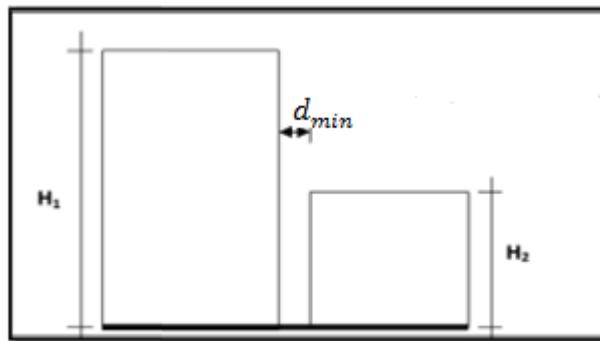


Figure 3-5 largeur minimum de joint sismique selon le RPA2003 [31]

**Selon l'eurocode 8** « Les bâtiments doivent être protégés du martèlement, induit par le tremblement de terre de structures adjacentes ou entre les unités structurellement indépendantes du même bâtiment ». L'Eurocode 8 exige une largeur de joint au moins égale à la somme quadratique des déplacements (racine carrée de la somme des carrés des déplacements) des planchers hauts de chaque niveau. Si les planchers des blocs adjacents sont à la même hauteur, la largeur minimale du joint peut être réduite par un coefficient de 0,7. La formule donnée par l'Eurocode 8 pour le calcul du joint sismique est la suivante [32]

$$d = \sqrt{x_1^2 + x_2^2} \quad (3-3)$$

Ou d : distance de séparation entre deux bâtiments

$x_1$  : Déplacement maximal absolu de bâtiment 1

$x_2$  : Déplacement maximal absolu de bâtiment 2

### 3.4.2 Méthode dynamique par accélérogramme

Dans l'analyse dynamique par accélérogramme, la largeur minimale du joint sismique est obtenue par le traitement des réponses temporelles de chaque bâtiment.

Si on a deux blocs adjacents A et B respectivement, comme le montre la figure le déplacement du bloc B est supérieur à celui du bloc A dans le sens positif, il n'y aura pas d'entrechoquement entre les deux blocs c'est-à-dire  $u_B(t) - u_A(t) > 0$ . Si au contraire  $u_B(t) - u_A(t) < 0$ , dans ce cas il y'a entrechoquement entre les deux blocs et il faudrait prévoir un joint sismique en conséquent de dimension :  $d_{min} = \min|(u_B(t) - u_A(t))|$  [33].

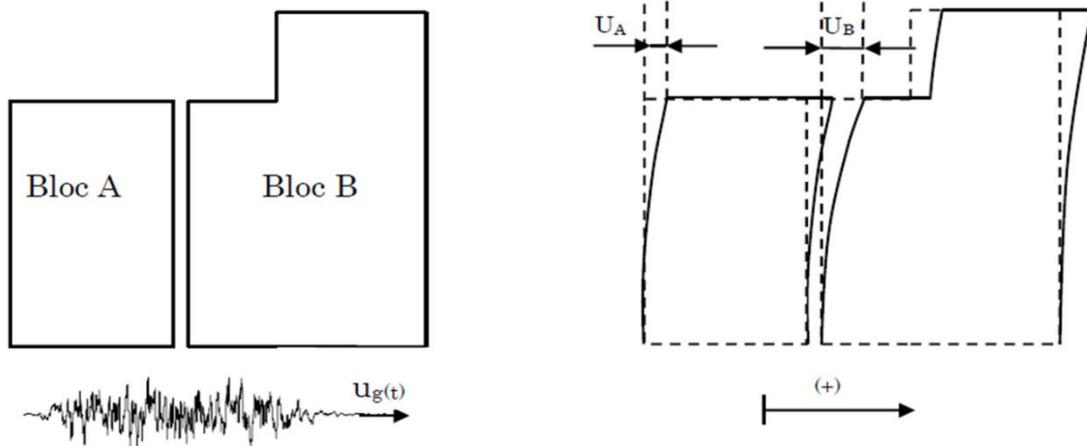


Figure 3-6 Entrechoquement des deux blocs [33]

### 3.5 Modélisation de l'entrechoquement

L'entrechoquement entre des structures adjacentes est un phénomène très complexe, car il peut conduire à des déformations plastiques aux points de contact. Ces déformations plastiques sont difficiles à incorporer dans la modélisation numérique. En raison de cette complexité, la modélisation de l'impact est une tâche extrêmement difficile. Par conséquent, des hypothèses sont employées dans les modèles théoriques qui utilisent l'approche de l'élément de contact, qui peut fournir une meilleure approximation du problème réel. Pour étudier le comportement des structures dû à l'entrechoquement [34].

Les collisions entre bâtiments adjacents sont simulées par des moyens d'éléments de contact qui sont activés lorsque les corps entrent en contact et sont désactivés s'ils sont séparés. Un bref résumé des différentes techniques de modélisation est présenté ci-dessous.

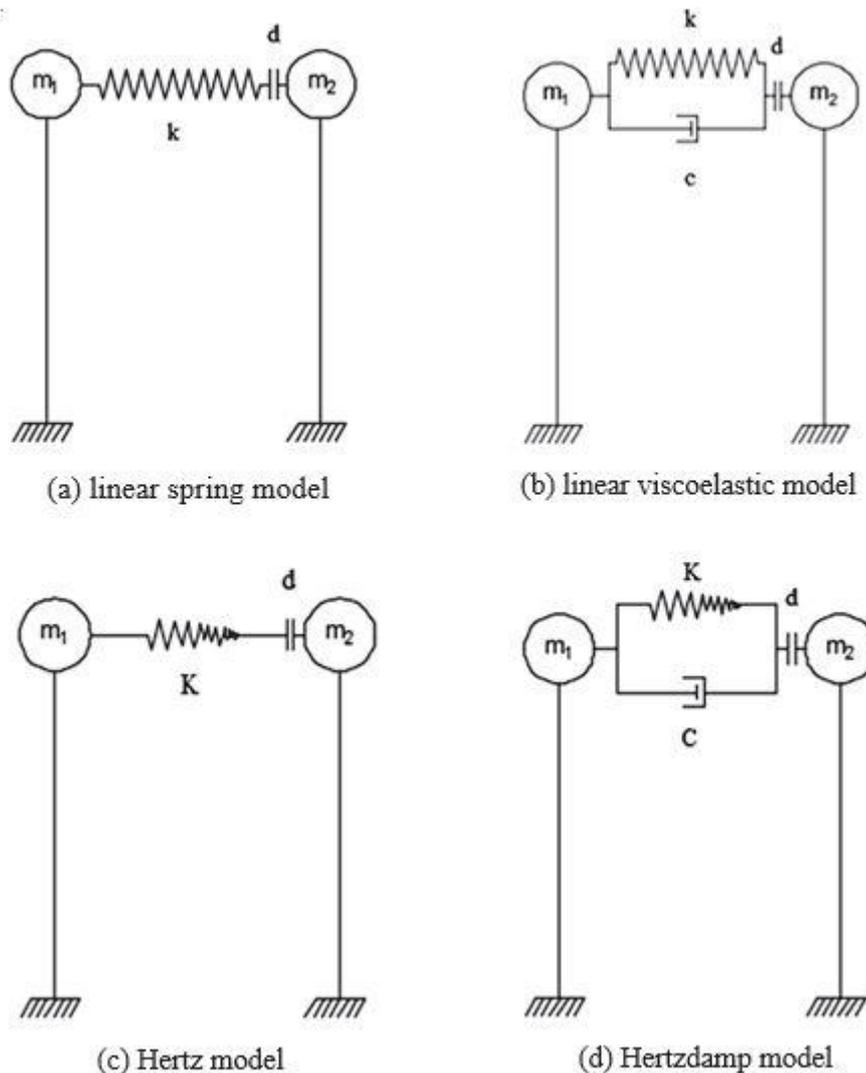


Figure 3-7 les types des éléments de contact [29]

**a) Modèle à un ressort linéaire (linear spring model)**

Dans ce modèle qui est illustré dans la figure 3-7 (a), le ressort est supposé avoir une force de rappel caractéristique seulement lorsque la distance relative entre les masses devient inférieure à la distance initiale, le ressort se contracte et génère des forces qui permettent de considérer le phénomène de martèlement. La rigidité de gap est égale à  $K = \alpha \frac{EA}{L}$  tel que  $\alpha > 1$  est un coefficient et  $E$ ,  $A$  et  $L$  sont le module d'élasticité, la section transversal de l'élément et la longueur de l'élément dans la direction perpendiculaire à la surface de contact respectivement [35].

### b) Modèle Kelvin-Voigt

Modèle Kelvin-Voigt (modèle viscoélastique linéaire) est représenté par un ressort linéaire en parallèle avec un amortisseur (figure 3-7 (b)), ce modèle a été largement utilisé dans certaines études [36]. Ce modèle d'impact est capable de modéliser la dissipation d'énergie lors de l'entrechoquement.

### c) Modèle Hertz (Hertz model)

Ce modèle utilise la loi de contact d'Hertz, présenté par un ressort non linéaire (figure 3-7 (c)), on s'attendrait à ce que la zone de contact entre structures voisines à augmenter lorsque la force de contact se développe. Pour modélisé le martèlement non linéaire de manière plus réaliste, ce modèle est adopté par divers auteurs [37].

### d) Modèle Hertz damp

Ce modèle est une version améliorée du modèle Hertz, il présente une combinaison parallèle d'un amortisseur visqueux et d'un ressort hertz non linéaire (figure 3-7 (d)), a été considéré [36]. Un coefficient d'amortissement non linéaire a été proposé afin que le La boucle d'hystérésis corresponde à la boucle attendue lors d'une compression d'un corps dans sa phase élastique à un taux lent. L'étude est principalement axée sur le comportement de martèlement entre les bâtiments adjacents avec hauteurs égales et inégales, ainsi que l'effets de choc et dommages de bâtiment en raison de martèlement [35].

## 3.6 Evaluation d'entrechoquement par l'élément « Gap » :

On considère deux bâtiments adjacents soumis à une excitation sismique. Comme le montre la figure (3-8), les bâtiments adjacents sont modélisés comme un oscillateur à 1DDL avec des masses concentrées  $m_1$ ,  $m_2$  Les bâtiments montrés sont séparés par une distance ( $d$ ). Les rigidités des deux bâtiments sont ( $k_1$  et  $k_2$ ) et les constantes d'amortissements visqueux linéaires ( $c_1$  et  $c_2$ ) respectivement. L'élément de collision peut être défini comme un lien entre les deux masses qui est activé lorsque l'écart entre les deux masses devient très petit. Tous les types d'éléments de collision ont au moins deux propriétés : une ouverture qui est la distance entre les surfaces des masses rentrant en collision, et une valeur de rigidité ( $k_g$ ) qui est la constante du ressort [39].

Afin d'estimer l'état d'entrechoquement de la structure initiale, on introduit l'élément de contact (gap) reliant les deux nœuds de portique adjacents.

### Chapitre 3 Phénomène de l'entrechoquement

L'élément "gap" est un élément de contact qui permet d'évaluer l'ampleur de l'entrechoquement. Il travaille uniquement en compression et offre la possibilité de définir indépendamment les propriétés pour chaque degré de liberté [40].

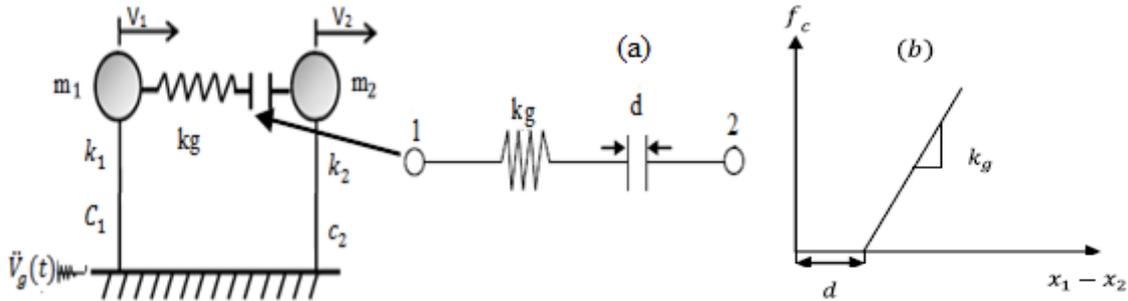


Figure 3-8 Modèle à base fixe, (a) Élément de contact, (b) Comportement de l'entrechoquement de l'élément de contact [34]

L'équation dynamique du mouvement inclue l'effet de l'entrechoquement entre deux oscillateurs à 1DDL, elle peut être écrite en appliquant le principe de D'Alembert. L'équation de l'équilibre dynamique de la masse  $m_1$  qui rentre en impact avec la masse  $m_2$  est :

Pour la masse  $m_1$

$$m_1 \ddot{v}_1 + c_1 \dot{v}_1 + k_1 v_1 + kg(v_1 - v_2 + d) = -m_1 \ddot{v}_g(t) \quad (3-4)$$

$v_1 ; v_2$  : Déplacements relatifs des masses 1 et 2, respectivement.

$\dot{v}_1 ; \dot{v}_2$  vitesses relatives des masses 1 et 2, respectivement.

$\ddot{v}_1 ; \ddot{v}_2$  : Accélérations relatives des masses 1 et 2, respectivement.

$kg$  : Rigidité de l'élément de contact

De la même façon pour la masse  $m_2$

$$m_2 \ddot{v}_2 + c_2 \dot{v}_2 + kv_2 - kg(v_1 - v_2 + d) = -m_2 \ddot{v}_g(t) \quad (3-5)$$

l'équation de mouvement est donnée par la forme matricielle suivante

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_1 \\ \ddot{v}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & 0 \\ 0 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_1 \\ \dot{v}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 & 0 \\ 0 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} kg(v_1 - v_2 + d) \\ -kg(v_1 - v_2 + d) \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} \ddot{v}_g(t) \quad (3-6)$$

En rassemblant les rigidités et la contribution des amortissements, on obtient l'expression suivante

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_1 \\ \dot{v}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & 0 \\ 0 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_1 \\ \dot{v}_2 \end{Bmatrix} + \left( \begin{bmatrix} k_1 & 0 \\ 0 & K_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} kg & -kg \\ -kg & kg \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} kg(t) \\ -kg(t) \end{bmatrix} d = - \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} \ddot{v}_g(t)$$

La force d'impact  $f_c$  est évaluée comme suite

$$f_c = k_g(v_1 - v_2 + d) \text{ si } v_1 - v_2 + d < 0$$

$$\text{Si non } f_c = 0$$

$f_c$  : Force d'impact

Au début de la simulation lorsque les masses sont stables, le ressort d'impact n'agit pas et les valeurs attribuées à  $kg$  devront être nulles dans l'équation ci-dessus. Cette condition peut être exprimée comme suit [30]

$$v_1 - v_2 + d \geq 0 \rightarrow kg = 0 \quad (3-7)$$

Le contact entre les masses se produit quand la condition  $v_1 - v_2 + d < 0$  est satisfaite, quand ceci se produit le bâtiment rentre en choc avec le second, l'ampleur de la force d'impact qui se produit entre les bâtiments peut être aussi calculée par l'expression suivante

$$f_c = |kg(v_1 - v_2 + d)| \quad (3-8)$$

### 3.7 Conclusion

Le présent chapitre a fait l'objet de la description de phénomène d'entrechoquement sismique entre les structures en béton armé adjacentes. En outre on a présenté les différentes techniques de modélisation de l'entrechoquement.

Dans la suite de ce travail le modèle (gap element) va être utilisé pour reproduire le contact entre les structures en cas d'entrechoquement.



# 4 Chapitre 4 Analyse de l'entrechoquement

## 4.1 Introduction

Le chapitre 4 est consacré pour l'analyse de l'entrechoquement, pour cette analyse on divise le chapitre en deux parties. Dans la première partie on a considéré que le comportement des structures adjacentes est linéaire en utilisant la méthode d'analyse non linéaire rapide (FNA) afin d'estimer l'effet de l'entrechoquement. La deuxième partie on considère que le comportement des structures est non linéaire, en utilisant le modèle fibre afin de bien comprendre l'effet du martèlement sur les différentes fibres de béton et de l'acier.

## 4.2 Présentation du logiciel de calcul

SAP2000 (Structural Analysis Program) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil qui, il est basé sur la méthode des éléments finis. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et e vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs [41].

La modélisation revient à présenter un problème physique possédant un nombre infini de degrés de liberté (ddl) par un modèle ayant un nombre fini de ddl et qui reflète avec une bonne précision les paramètres de système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure.

## 4.3 Procédure de calcul

Les structures étudiées sont des portiques adjacents plans en béton armé dont le comportement est considéré linéaire, en utilisant la méthode d'analyse linéaire rapide (FNA), à fin d'évaluer l'effet du martèlement. Pour cela on étudie séparément les structures adjacentes afin de déduire un joint sismique suffisant, ensuite on va comparer les résultats du

## Chapitre 4 Analyse de l'entrechoquement

---

comportement des structures avec celle obtenus par l'analyse des structures avec un joint sismique insuffisant imposé.

### 4.4 Propriétés des portiques étudiés

Les liaisons poutres-poteaux sont supposées rigides, chaque nœud peut se déplacer horizontalement, verticalement et tourner autour d'un axe perpendiculaire au plan des structures.

Le chargement vertical est affecté à l'aide des charges gravitaires (G et Q) sous forme de charges linéaires uniformément répartie sur les poutres.

Les masses sont réparties linéairement le long des poutres elles sont évaluées à l'aide de la relation 4-1, prescrite dans les règles parasismiques algériennes [30].

$$(m=m_G + \beta m_Q) \quad (4-1)$$

Avec

$m_G$  : Masse dû aux charges permanentes

$m_Q$  : Masse dû aux charges d'exploitations

$\beta$  : Coefficient de pondération, en fonction de la nature, durée des charges d'exploitations, pris égale à 0.2 pour toutes les structures.

Le taux d'amortissement critique des structures est fixé à 7% pour toutes les modes de vibration.

Les dimensions des sections transversales des éléments sont :  $(40 \times 40)cm^2$  pour les colonnes et de  $(30 \times 40)cm^2$  pour les poutres.

Les propriétés de matériaux sont : 25 MPA pour la résistance à la compression du béton avec  $2.35 \times 10^4$  MP de module d'élasticité.

Les propriétés de l'élément de contact (gap)

Rigidité  $K_g$  on considère infiniment rigide dans tous les cas étudiés ( $K_g = 10^7$  Kn/m) .

### 4.5 Sollicitation sismique considérée

On utilise un accélérogramme enregistré lors du séisme du Boumerdès de 2003 à Miliana L'accélérogramme a été amplifié pour atteindre un niveau d'accélérogramme maximale de 0,26g. Comme le montre la figure (4-1).

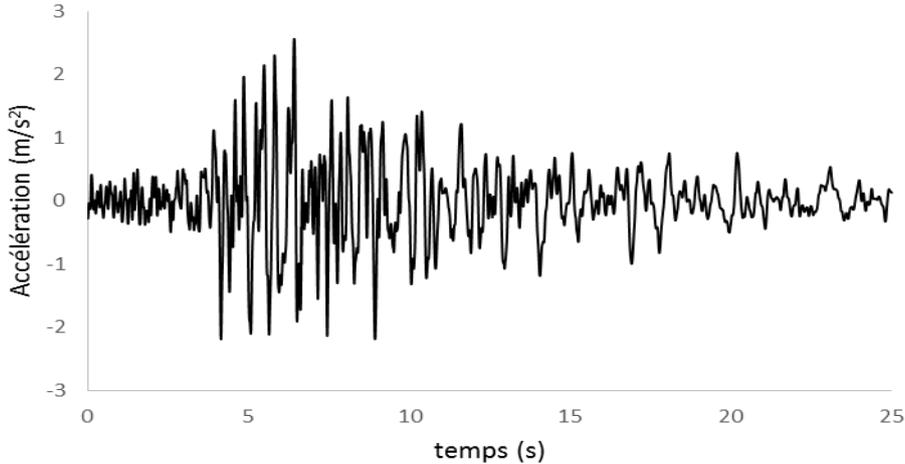


Figure 4-1 accélérogramme (séisme du Boumerdès de 2003 à Miliana)

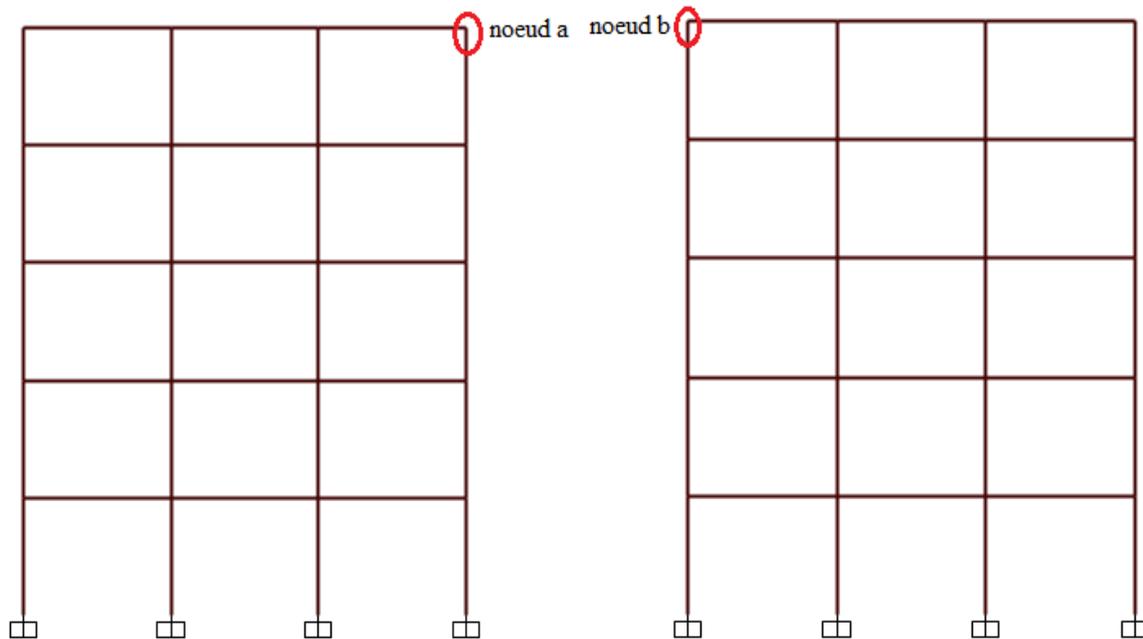
### 4.6 Partie 1 comportement linéaire des structures

La partie 1 est consacrée à l'analyse linéaire de l'entrechoquement, pour cela on a choisi trois applications à étudier afin d'estimer l'effet de ce dernier sur les structures auto stables en béton armé représentées par des portiques en 2D.

#### 1) Application 1

On considère deux portiques R+4 en béton armé, bloc A de masse  $m_A$  par niveau et bloc B de masse  $m_B$  par niveau tel que  $m_B = 1.5m_A$ .

Les portiques ont les mêmes hauteurs d'étage  $h = 3.06\text{m}$  et des travées de 4m. Les nœuds de mesures sont ceux de contact au sommet (nœuds a et b)



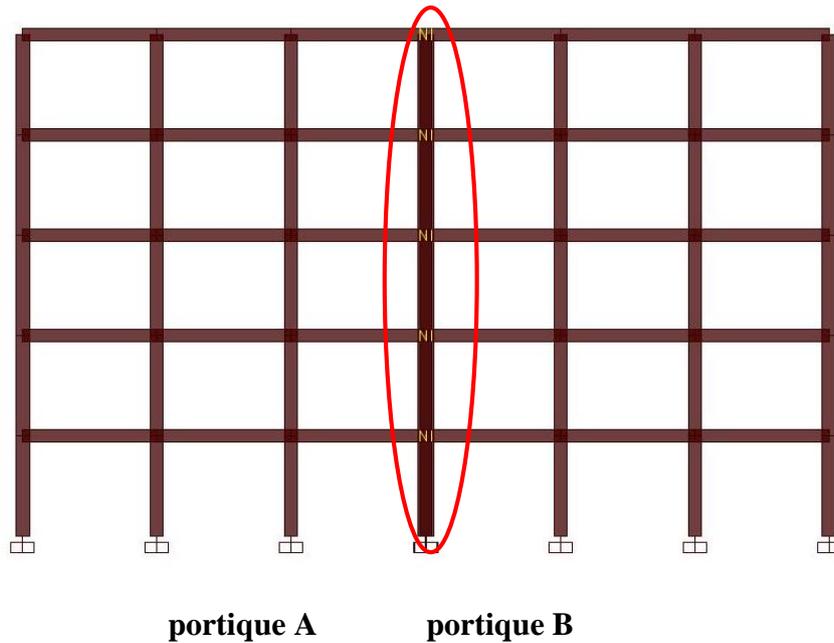


Figure 4-2 les structures étudiées

Une analyse modale a permis d'extraire les périodes fondamentales des deux blocs (tableau 4-1).

Tableau 4-1 Les périodes des structures étudiées

Structure	participation modale (%)	Période fondamentale en (s)
<b>Bloc A</b>	82.87	0.8324
<b>Bloc B</b>	82.86	0.9529

On montre sur la figure (4-3) les variations du mouvement relatif entre les deux blocs (la différence entre les déplacements au sommet notée  $(u_b(t) - u_a(t))$  dans les deux cas suivants :

**Cas 1** : on considère les comportements des deux blocs indépendamment l'un de l'autre (sans martèlement). Ceci permet d'estimer la valeur minimale du joint sismique adéquat pour l'excitation appliquée. Cette valeur doit être dans ce cas de l'ordre de **7,5 cm**.

**Cas 2** : on prend en compte le martèlement entre les deux blocs initialement séparés par un joint insuffisant de l'ordre de 1cm (avec martèlement). Ce cas permet d'estimer les nombres d'impacts et leurs effets sur la réponse des deux blocs.

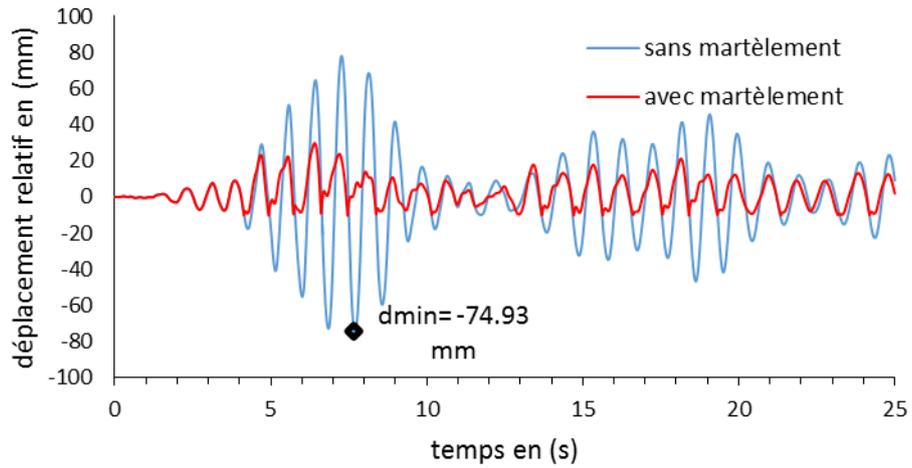


Figure 4-3 Variation du déplacement relatif entre les deux blocs

Les figures (4-4) et (4-5) montrent les variations des déplacements au sommet des deux blocs avec et sans martèlement.

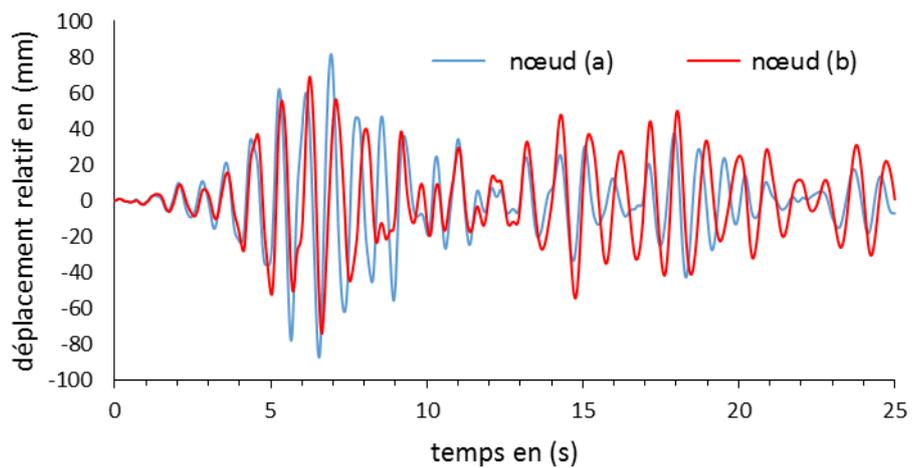


Figure 4-4 Déplacement des nœuds sans martèlement

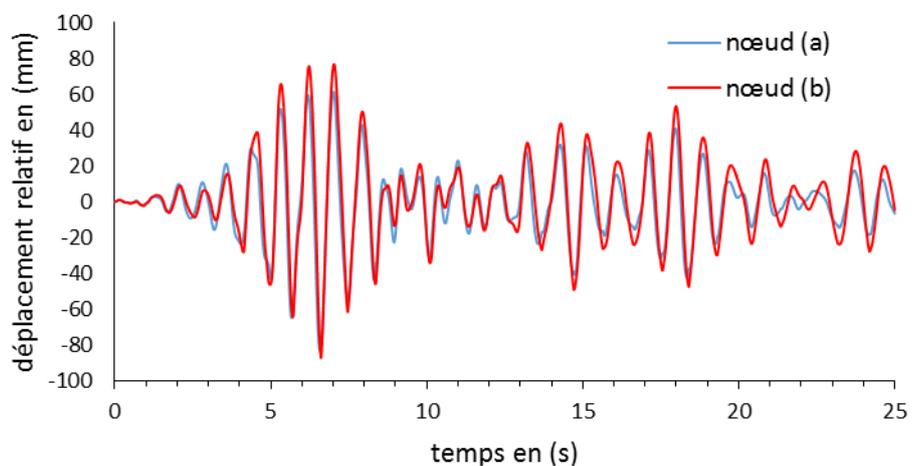


Figure 4-5 Déplacement des nœuds avec martèlement

## Chapitre 4 Analyse de l'entrechoquement

D'après la figure (4-3), on voit bien que l'utilisation de l'élément de contact type Gap permet de reproduire la valeur du joint sismique insuffisant de 1cm. Les déplacements relatifs négatifs sont écrêtés à -1cm, alors que les valeurs positives restent régies par les deux comportements des blocs. Par ailleurs, on voit aussi que les séparations en fonction du temps entre les deux blocs sont réduites à cause des impacts répétés. Ce comportement se voit clairement en comparant les figures (4-4 et 4-5) qui représentent les déplacements des nœuds  $u_a$  et  $u_b$  avec et sans martèlement. Sur la figure (4-4) les courbes des déplacements des deux blocs présentent de légères différences entre les valeurs des pics et les instants où ils se produisent. Par contre sur la figure (4-5), avec martèlement, les déplacements sont pratiquement les mêmes (mis à part les valeurs des pics). Ce qui indique un comportement jumelé entre les deux blocs, ce type de comportement s'explique par les valeurs très proches des périodes fondamentales des deux blocs.

Les résultats présentés sont obtenus en utilisant la méthode F.N.A. On a représentés dans le tableau (4-2) une comparaison avec les résultats obtenus par la méthode temporelle.

Tableau 4-2 comparaisn entre la méthode temporelle et FNA

		Sans martèlement		Avec martèlement	
		La méthode FNA	La méthode temporelle	La méthode FNA	La méthode temporelle
$u_{b1} - u_{a1}$	<b>max</b>	$7.582 \cdot 10^{-2}$	$7.559 \cdot 10^{-2}$	$2.972 \cdot 10^{-2}$	$2.6 \cdot 10^{-2}$
	<b>en (m)</b>	<b>min</b>	$-7.303 \cdot 10^{-2}$	$-7.296 \cdot 10^{-2}$	$-1.033 \cdot 10^{-2}$
Dpt du nœud $a_1$ en (m)	<b>max</b>	$8.158 \cdot 10^{-2}$	$8.15 \cdot 10^{-2}$	$6.127 \cdot 10^{-2}$	$6.357 \cdot 10^{-2}$
	<b>min</b>	$-8.76 \cdot 10^{-2}$	$-8.765 \cdot 10^{-2}$	$-8.298 \cdot 10^{-2}$	$-8.292 \cdot 10^{-2}$
Dpt du nœud $b_1$ en (m)	<b>max</b>	$6.954 \cdot 10^{-2}$	$6.972 \cdot 10^{-2}$	$7.668 \cdot 10^{-2}$	$7.681 \cdot 10^{-2}$
	<b>min</b>	$-7.654 \cdot 10^{-2}$	$-7.631 \cdot 10^{-2}$	$-8.709 \cdot 10^{-2}$	$-8.943 \cdot 10^{-2}$

D'après le tableau (4-2) on remarque que les déplacements relatifs fournis par les deux méthodes sont pratiquement identiques, sans entrechoquement et présente une différence minime lorsqu'il y a entrechoquement. Ceci indique que la méthode FNA présente une bonne alternative pour le calcul des systèmes présentant un nombre réduit d'élément non linéaire (les éléments de contact Gap).

## Chapitre 4 Analyse de l'entrechoquement

La figure (4-6) présente les impacts en termes de forces développées dans l'élément de contact Gap. La rigidité de l'élément Gap étant considérée assez grande, la valeur de force d'impact n'est qu'indicative. En outre en cas de collision entre les deux portiques on voit des impacts de force, lorsque ya pas de collision la force d'impact est nulle.

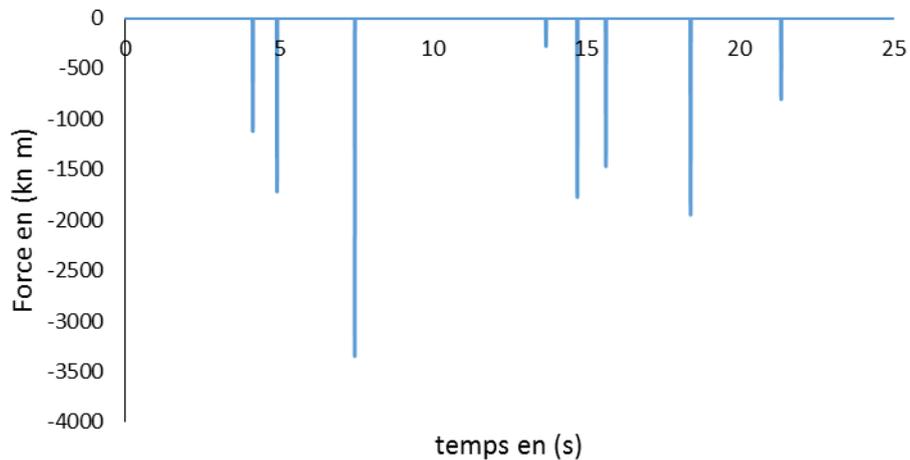


Figure 4-6 force de contact

La figure (4-7) présente les résultats obtenus avec et sans martèlement en termes d'efforts internes à la base (moment fléchissant (mmt) et effort tranchant (V) des deux blocs adjacents.

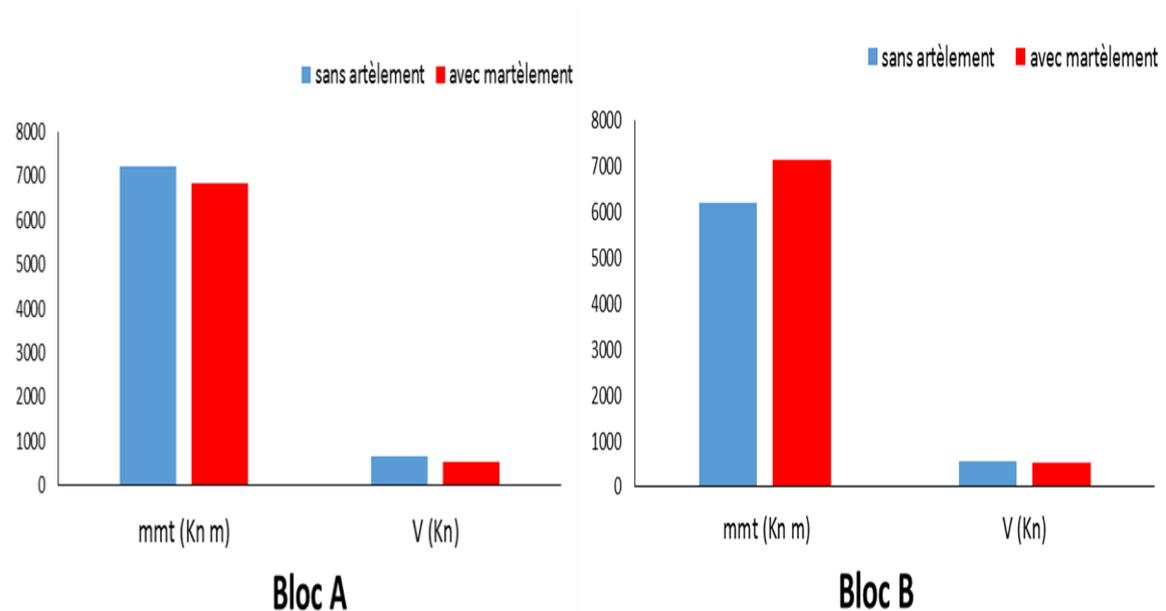


Figure 4-7 Les efforts internes dans les deux portiques

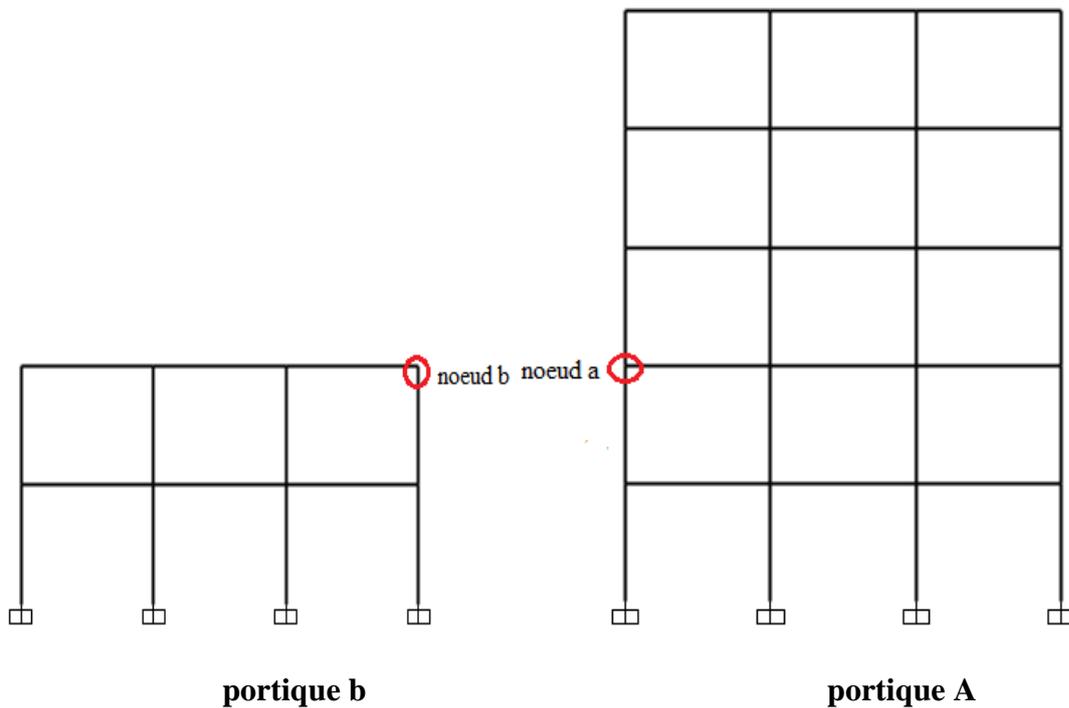
## Chapitre 4 Analyse de l'entrechoquement

---

D'après la figure (4-7) on remarque que les efforts internes dans le bloc A sont légèrement diminués dans le cas de martèlement contrairement au bloc adjacent B ou les efforts sont légèrement augmentés.

### 2) Application 2

On considère deux portiques adjacents R+4 et R+1. La hauteur d'un niveau est de ( $h=3.06\text{m}$ ) et des travées de 4m. Les nœuds de mesures sont montrés sur la figure (4-8).



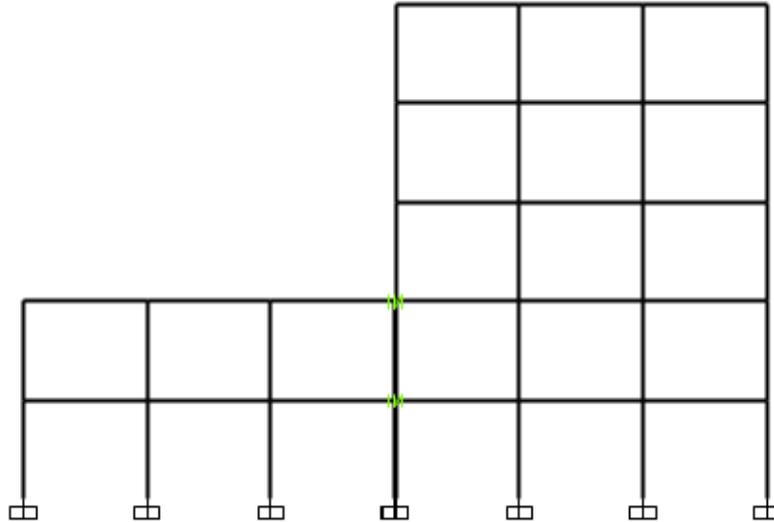


Figure 4-8 structures étudiés

Les périodes fondamentales avec les participations modales sont récapitulées dans le tableau (4-4).

Tableau 4-3 les périodes fondamentales avec des participations modales des structures

Structure	Période fondamentale en (s)	participation modale %
<b>Bloc A</b>	0.9529	82.859
<b>Bloc B</b>	0.32616	88.888

La figure (4-9) présente la variation des déplacements entre les deux portiques dans les deux cas avec et sans martèlement, après une estimation d'un joint sismique de 40.27 mm on impose une séparation entre les deux blocs de l'ordre de 1cm.

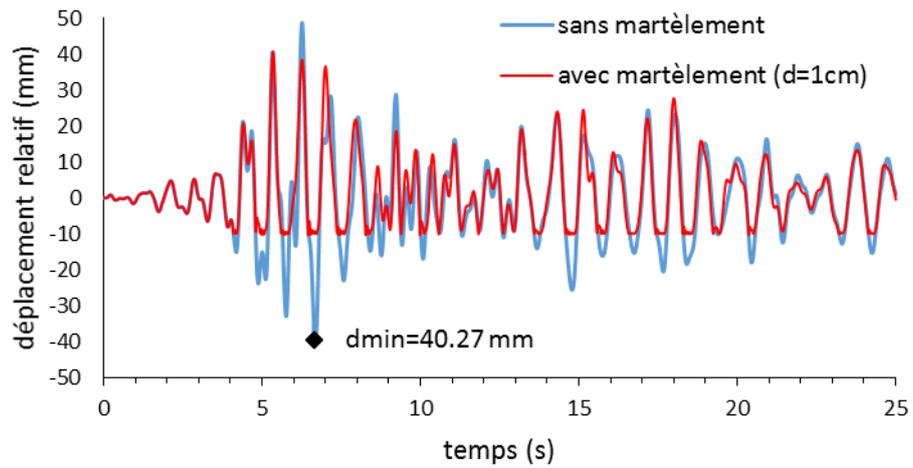


Figure 4-9 Variation du déplacement relatif entre deux blocs

Les figures (4-10) et (4-11) montrent les variations des déplacements des deux nœuds de mesure avec et sans martèlement.

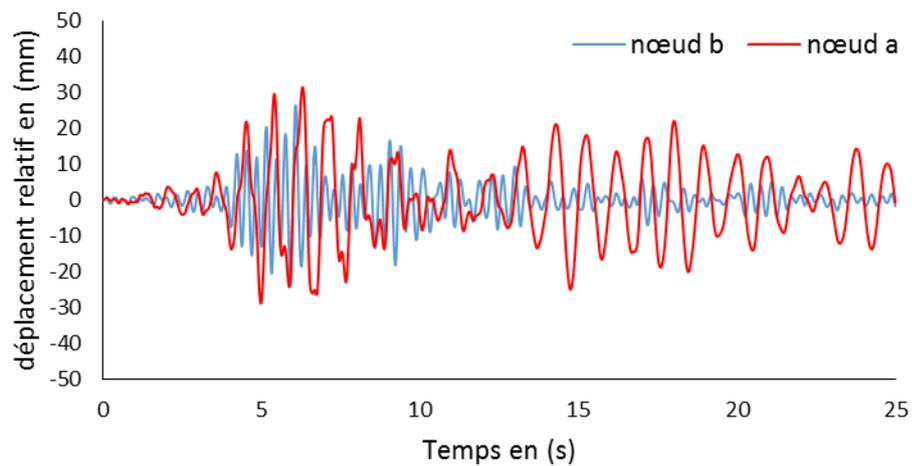


Figure 4-10 déplacement des nœuds sans martèlement

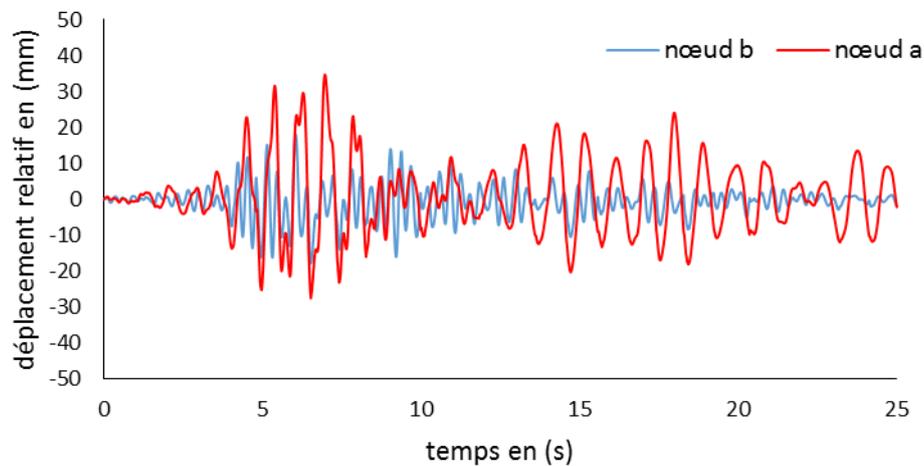


Figure 4-11 déplacement des nœuds avec martèlement

## Chapitre 4 Analyse de l'entrechoquement

D'après la comparaison entre les variations des déplacements  $u_a$  et  $u_b$  dans les deux cas avec et sans martèlement, qu'on a présenté sur les figures (4-10) et (4-11).

Dans le cas de martèlement les variations des déplacements des deux nœuds sont diminuées. Aussi les allures des déplacements sont sensiblement jumelées.

La figure (4-12) présente les résultats de la simulation de la force de contact entre les deux portiques adjacents pour les valeurs des joints sismiques qui ont été imposées de 1 cm et 0.01cm.

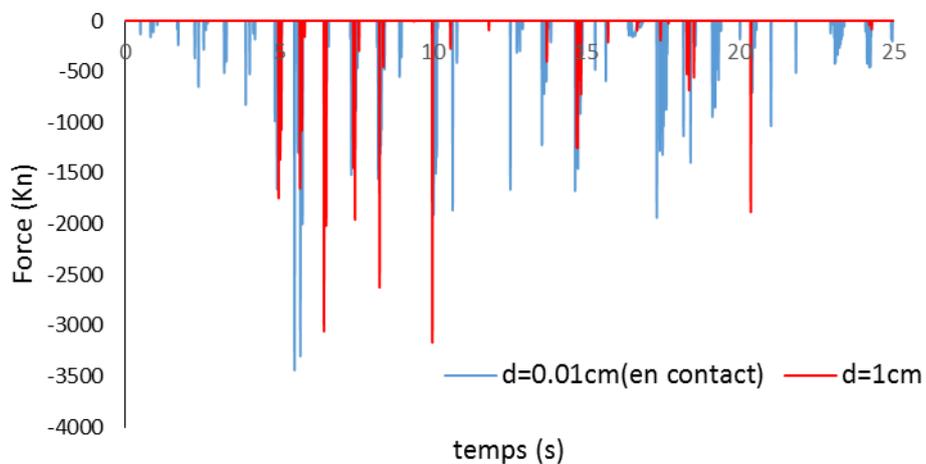


Figure 4-12 force de contact

D'après la figure (4-12) on remarque que les forces d'impacts dans le cas d'une séparation de 0.01cm sont plus nombreux par rapport au cas d'une séparation de 1cm. Contrairement à la valeur maximale de la force de contact qui se trouve dans le cas de la séparation de 1 cm.

La figure (4-13) présente des résultats obtenus en terme d'efforts internes à la base (moment fléchissant (mmt) et effort tranchant (V)) des deux portiques adjacents avec des différences de séparation ( $d=1\text{cm}$  et  $d=0.01\text{cm}$ ), l'état de l'entrechoquement est comparé avec le cas de non entrechoquement.

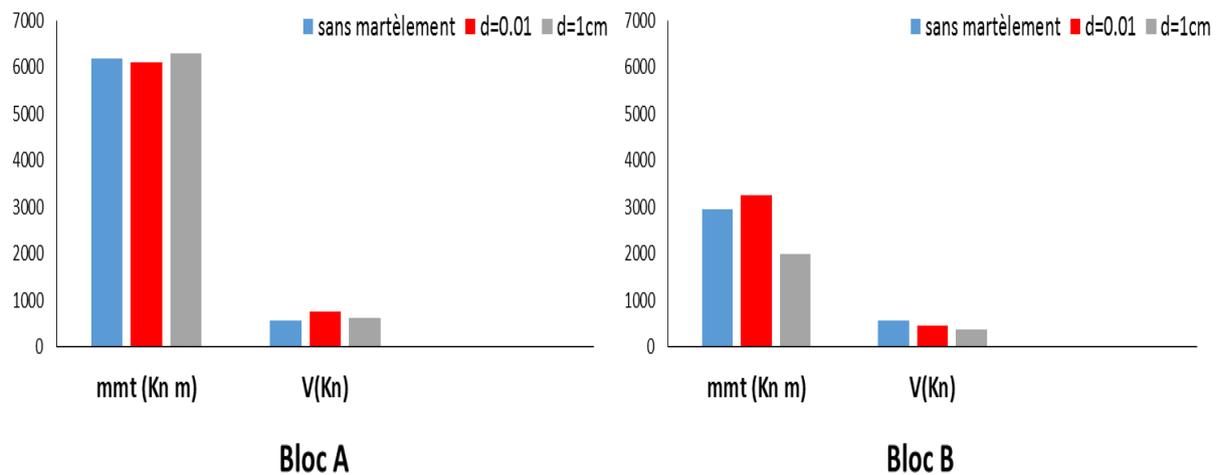


Figure 4-13 Les efforts internes à la base des portiques étudiés

En comparant les résultats obtenus en termes des efforts internes à la base des blocs A et B (figure 4-13), on constate que les efforts internes affectent par le martèlement tel que les efforts internes dans le bloc b (le plus léger) sont diminués par contre les efforts internes dans le bloc A sont augmentés.

### 3) Application 3

Dans cette application on a deux portiques de différentes hauteurs tel que le portique A est un R+3 et de hauteur d'étage  $h=3.06\text{m}$  et le portique B est un R+2 de hauteur d'étage  $h=4\text{m}$ , Les nœuds de mesures (nœud a et b) sont les nœuds, supérieurs de connexion entre les deux blocs comme illustre dans la figure (4-14), les déplacements de ces nœuds horizontales sont notés  $u_a$  et  $u_b$ .

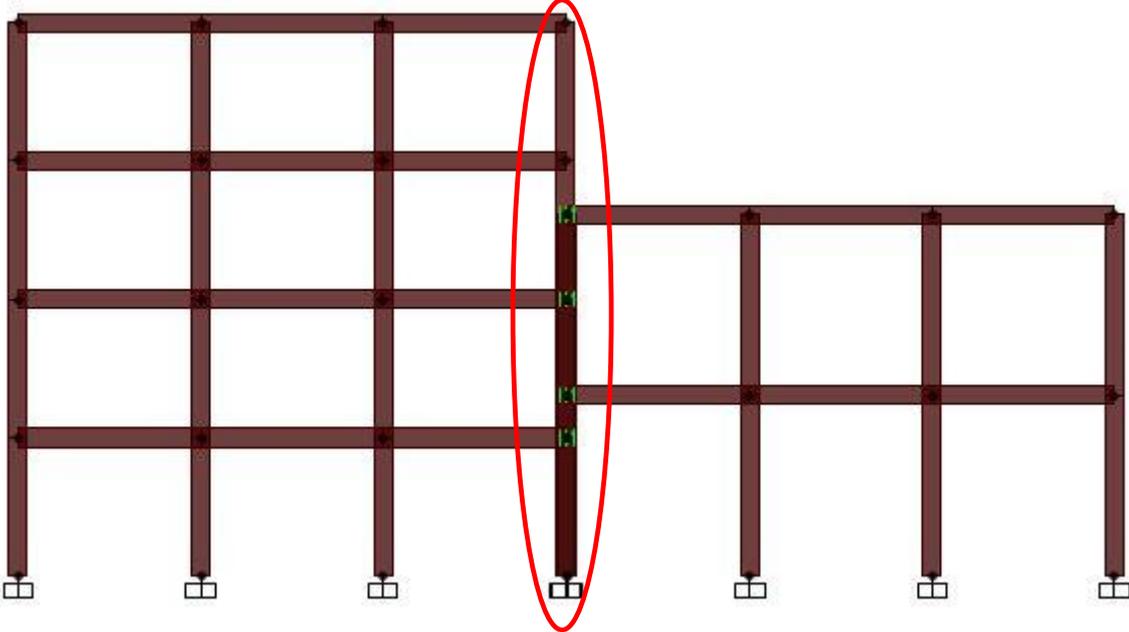
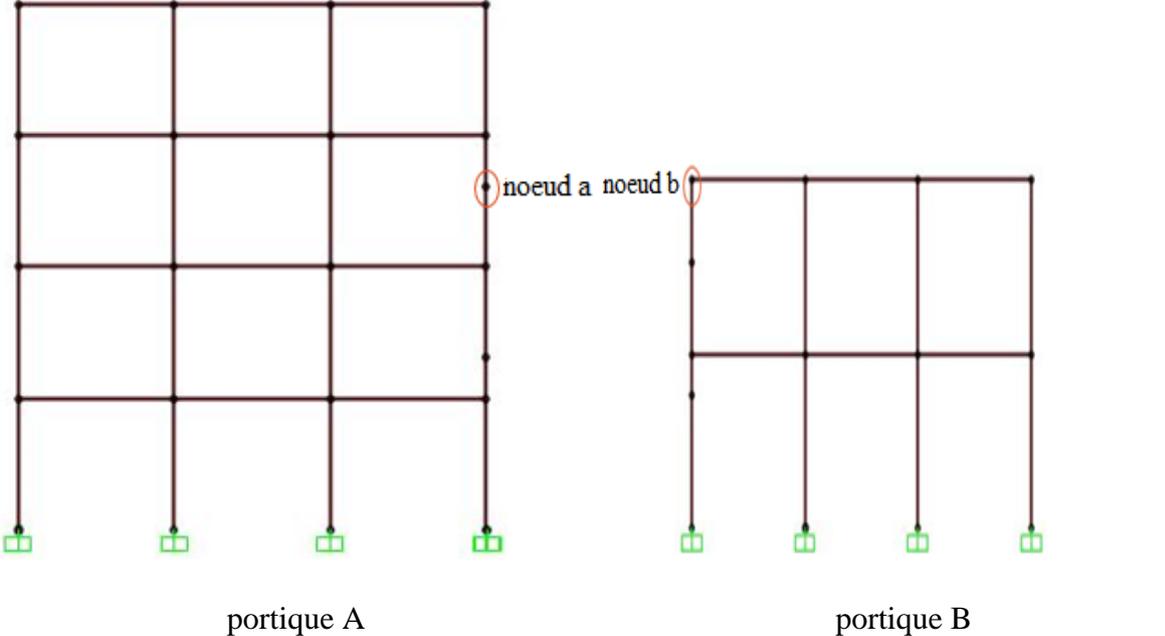


Figure 4-14 les structures étudiés

Les périodes fondamentales des deux blocs sont récapitulées dans le tableau (4-6)

Tableau 4-4 les périodes des structures avec les participations modales étudiés

## Chapitre 4 Analyse de l'entrechoquement

Structure	Période fondamentale en (s)	participation modale %
<b>Bloc A</b>	0.6585	83.86
<b>Bloc B</b>	0.4603	89.67

La figure (4-15) présente la variation des déplacements relatifs entre les deux blocs avec et sans martèlement. Le premier cas (sans martèlement) permet d'estimer un joint sismique de l'ordre 53.5 mm, le deuxième cas (avec martèlement) on prend en compte le martèlement entre les deux blocs initialement séparés par un joint insuffisant de l'ordre de 1cm.

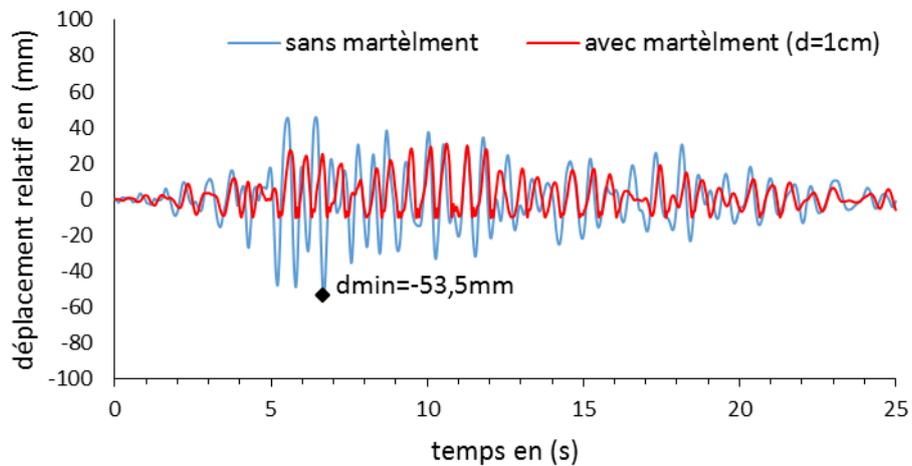


Figure 4-15 Variation du déplacement relatif entre les deux blocs

Les figures (4-16) et (4-17) montrent les variations des déplacements des deux nœuds de mesure avec et sans martèlement.

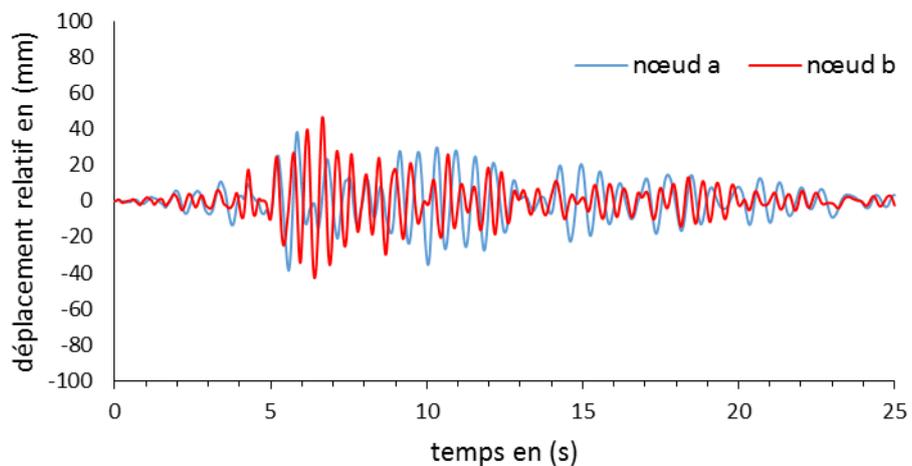


Figure 4-16 Déplacement des nœuds sans martèlement

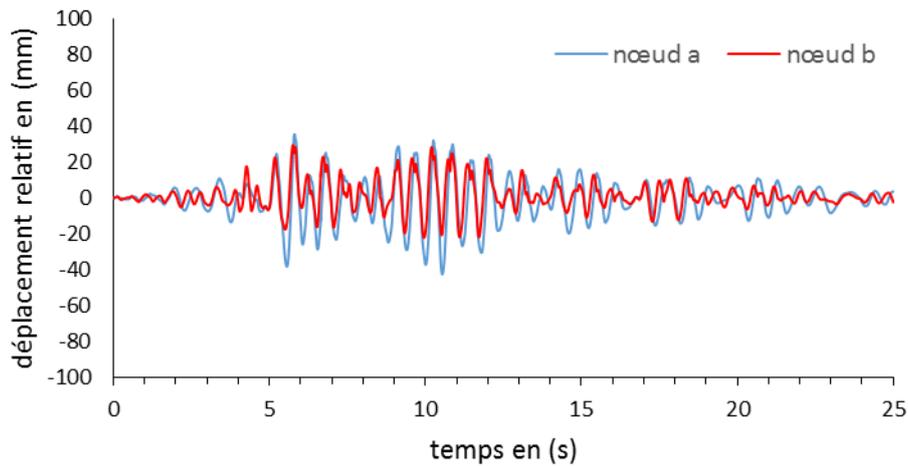


Figure 4-17 Déplacement des nœuds avec martèlement

D'après la figure (4-15), on remarque dans le cas d'imposition d'un joint sismique insuffisant de 1cm en utilisant un élément Gap, les déplacements relatifs négatifs sont écrêtés à -1cm contrairement aux valeurs positives qui sont régies par les comportements des deux blocs, mais restent moins importants par rapport au cas où le martèlement n'a pas pris en compte.

D'après la comparaison entre les variations des déplacements  $u_a$  et  $u_b$  dans les deux avec et sans martèlement, qu'on a présentés sur les figures (4-16) et (4-17), on voit que les variations des déplacements  $u_a$  et  $u_b$  dans le cas de martèlement présentent sensiblement la même allure, mis à part les valeurs des pics, en raison de la différence de rigidité entre les blocs étudiés. En outre on remarque que la variation de déplacement du bloc B ne présente pas la même allure dans les deux cas (avec et sans martèlement), contrairement au bloc A. Ce qui indique que le bloc B le plus léger est plus affecté en cas de martèlement.

La figure (4-18) présente les résultats de la simulation de la force de contact entre les deux blocs adjacents pour des valeurs de joint sismique qui ont été imposées de 1cm et de 0.01cm(en contact).

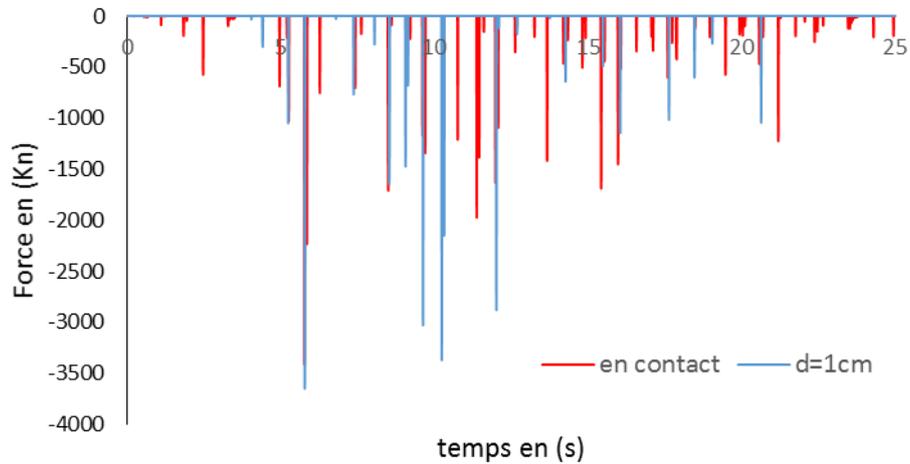


Figure 4-18 force d'impact

En comparant les résultats obtenus en terme de force de contact entre les deux blocs adjacents, on remarque sur la figure (4-18) que les nombres des pics sont plus nombreux dans le cas  $d=0.01\text{cm}$  (en contact). Ce qui montre l'influence de la distance de séparation sur les pics de la force de contact.

La figure (4-19) présente des résultats obtenus en terme d'efforts internes des deux portiques adjacents avec les différentes distances de séparations ( $d=1\text{cm}$ ) et  $d=0.01\text{cm}$  (en contact), dans les deux cas avec et sans martèlement l'état de l'entrechoquement est comparé avec le cas de non entrechoquement.

La figure (4-19) présente les efforts internes à la base des portiques A et B.

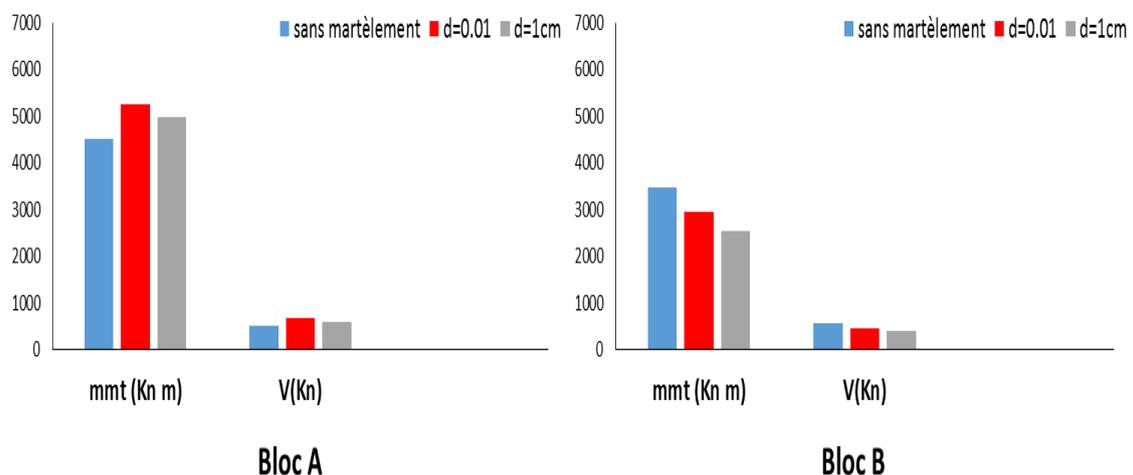


Figure 4-19 les efforts internes à la base des portiques étudiés

D'après la figure (4-19), en comparant les résultats obtenus en termes des efforts internes maximaux à bases des blocs étudiés.

Les efforts internes à la base du bloc A dans le cas (avec martèlement) sont augmentés par rapport au cas (sans martèlement). Par contre les efforts internes à la base du bloc B sont diminués. Ce qui montre l'influence des valeurs des séparations entre les structures adjacents ainsi que les caractéristiques des portiques lors de l'entrechoquent.

### 4.7 Partie 2 Analyse non linéaire des structures par élément fibre

Afin d'estimer les effets du martèlement sur les différentes fibres de béton et de l'acier, on effectue une analyse non linéaire temporelle.

L'analyse par élément fibre est une technique numérique qui consiste à modéliser un élément structural par l'introduction de plusieurs sections, où en subdivisant chaque section en fibres (en petite sections discrètes) qu'on peut intégrer dans un programme informatique. La figure (4-20). Dans cette étude, chaque section d'élément en béton armé choisie est divisée en fibres de béton et d'acier. Le comportement non linéaire est pris en compte en introduisant des lois des lois de comportement non linéaire associées aux fibres de béton (confiné et non confiné), et aux fibres d'acier. Par la suite on définit des rotules plastiques aux extrémités des éléments poteaux et poutres.

La rotule plastique est une dimension fictive qui permet de calcul simplifié des déformations d'un élément de construction en cours de plastification. La figure (4-21) représente un exemple d'une section de poteau en béton armé modélisé par fibre.

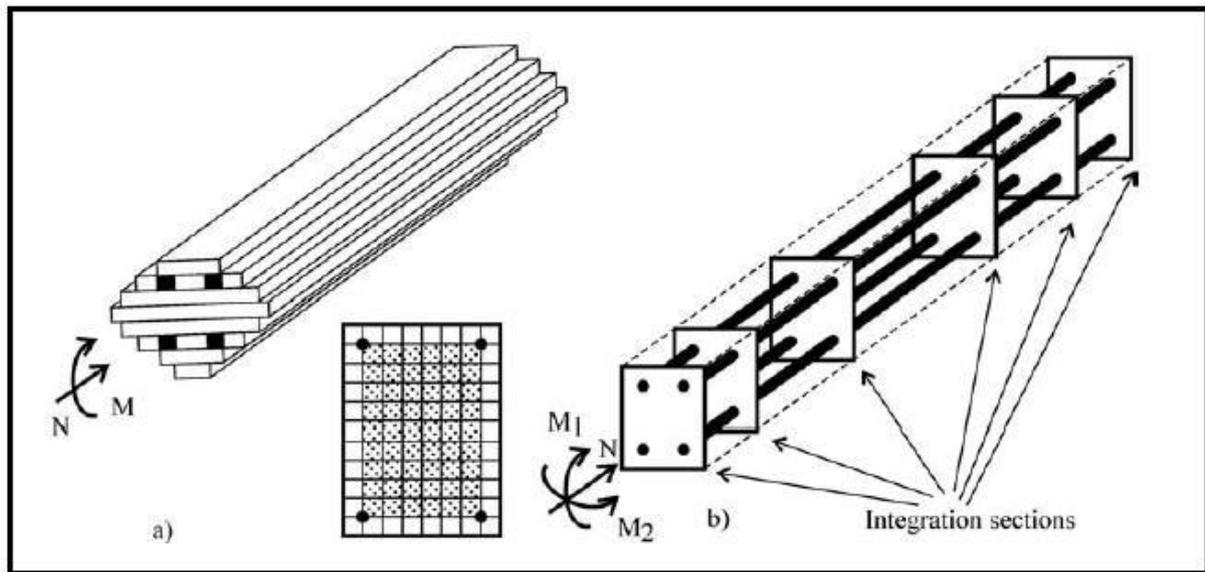


Figure 4-20 Procédure de subdivision de l'élément fibre [42].

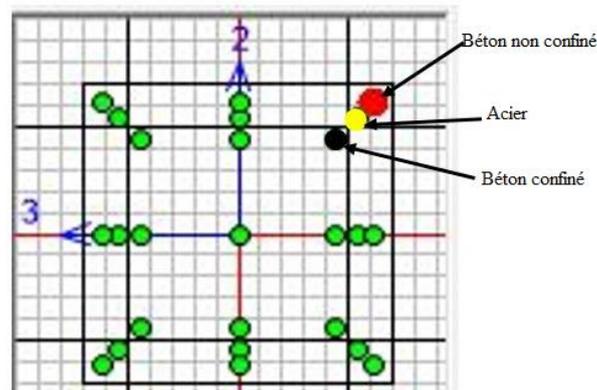


Figure 4-21 description par élément fibre dans une section poteau

### Lois de comportement du béton et de l'acier dans SAP2000

#### Les lois de comportement du béton

La relation (contrainte-déformation) choisie pour simuler le comportement du béton est basée sur le modèle développé par Mander. La courbe utilisée dans ce modèle est celle qui existe dans le logiciel SAP2000 montrée sur la figure (4-22).

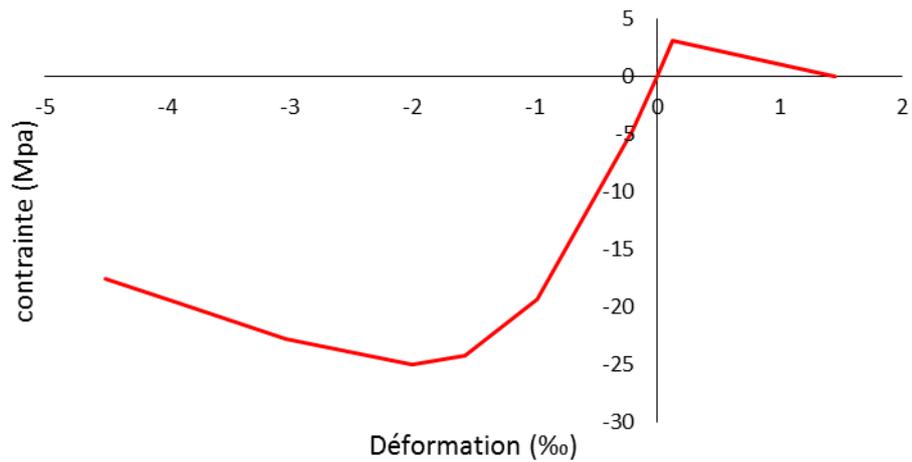


Figure 4-22 loi de comportement du béton dans SAP2000 [41].

### Loi de comportement de l'acier

Le comportement de l'acier utilisé dans cette étude est celui de Park qui existe dans le logiciel SAP2000 montré par la figure (4-23). Le modèle permet de représenter le comportement uni axial des armatures du béton armé.

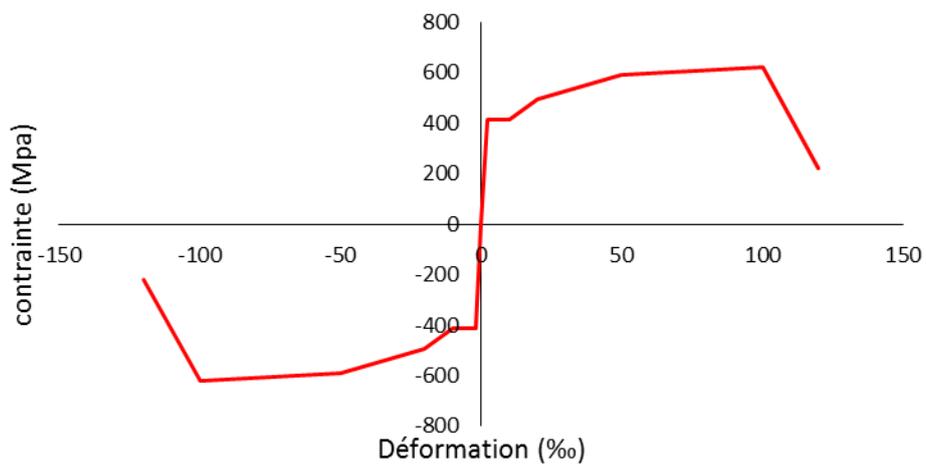


Figure 4-23 loi de comportement de l'acier dans SAP2000 [41].

1) Application 1

Présentation des portiques étudiés

On considère les deux portiques adjacents R+4 et R+1 de l'application 2. La non linéarité est introduite à travers le modèle fibre. Le ferrailage des portiques est fait selon les règles RPA est présenté sur le tableau 4-5

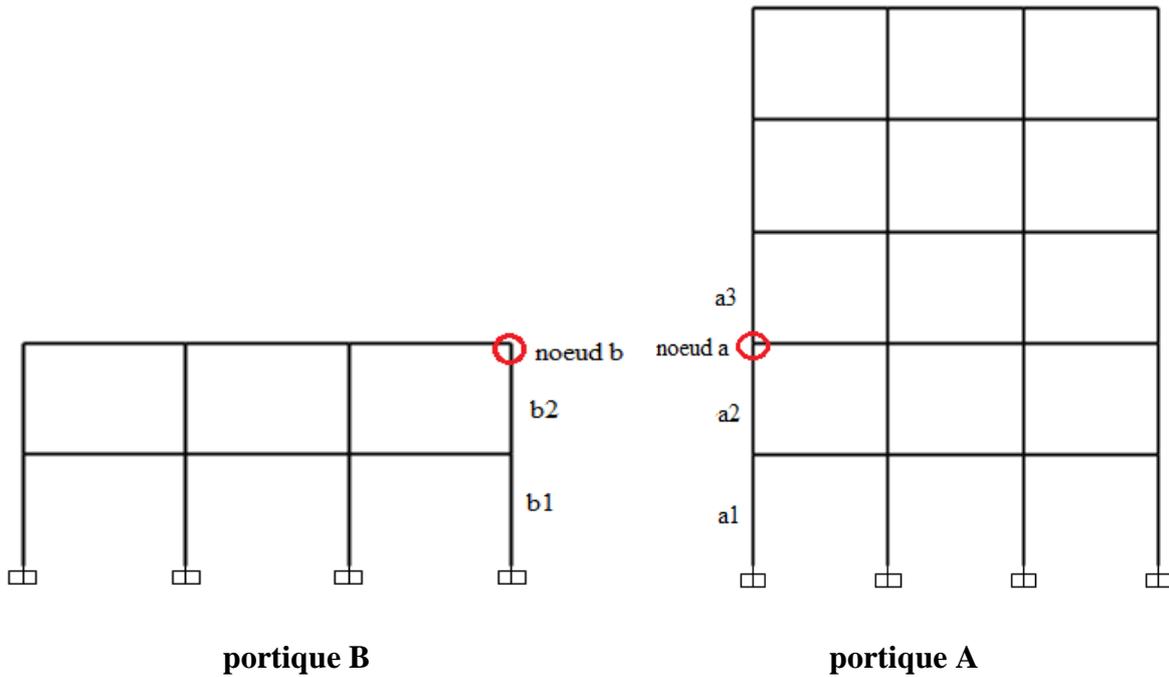


Figure 4-24 Portiques étudiées

Tableau 4-5 dimensions et ferrailages des poteaux et poutres étudiés.

Poutre			Poteau	
Dimension (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage		Dimension (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
	Supérieure	inférieure		
30x40	3T14	3T14	40x40	8T16

## Chapitre 4 Analyse de l'entrechoquement

La figure (4-25) présente l'évaluation d'un joint sismique entre deux blocs.

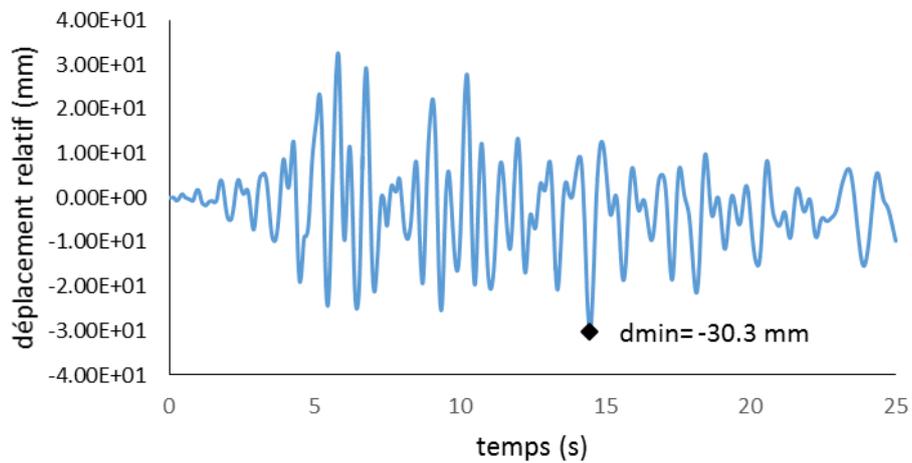


Figure 4-25 Variation du déplacement relatif entre les deux blocs

On montre sur la figure (4-25) l'évaluation d'un joint sismique qui égale à 30,3mm dans le cas sans martèlement, dans le cas avec martèlement on applique un joint sismique de 1cm.

Afin d'estimer les effets de martèlement sur les éléments de béton armé, dans cette application, on s'intéresse aux comportements non linéaire des poteaux qui sont au niveau de la zone de l'entrechoquent entre les deux blocs. Pour cela on représente les diagrammes (moment-rotation) aux extrémités (rotules plastiques).



## Chapitre 4 Analyse de l'entrechoquement

contre, dans le poteau a3, on voit que les boucles d'hystérésis est beaucoup plus grandes dans le cas avec martèlement.

Pour montrer en plus l'effet du martèlement lorsqu'on a pris en compte la non linéarité du comportement des structures, on a multiplié l'excitation par **2**.

Pour la structure A, on représente le comportement du poteau a3 avant et après la multiplication de l'excitation 0.26g et 0.52g respectivement dans les deux cas avec et sans martèlement.

La figure (4-28) présente les positions de fibres étudiées.

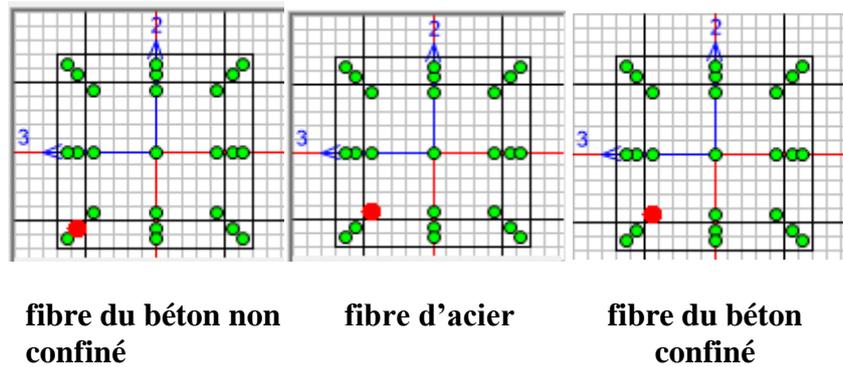
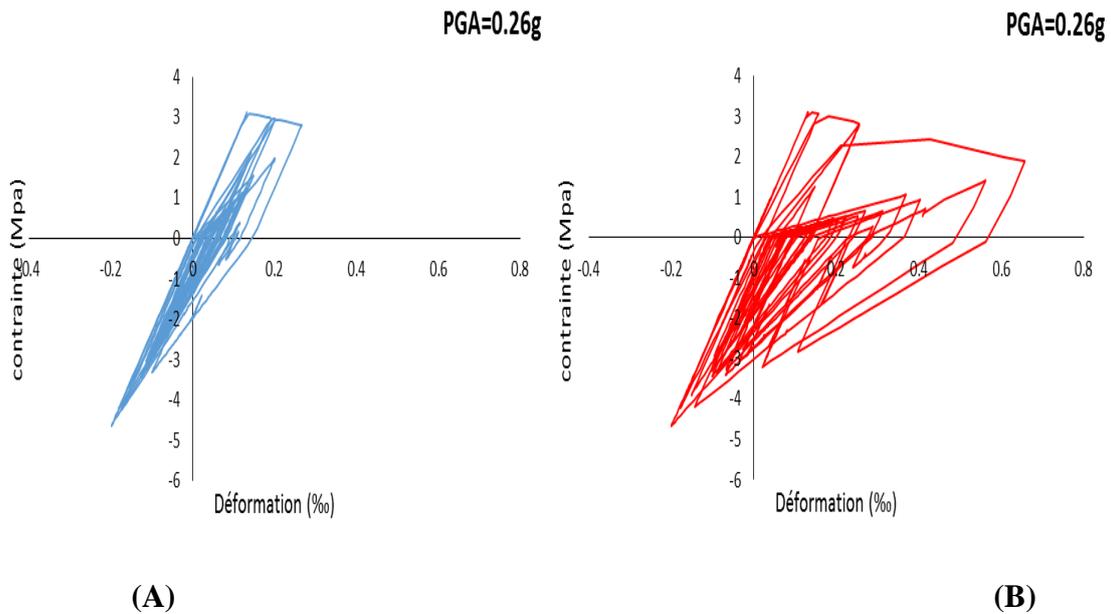


Figure 4-28 fibres étudiés portique A

Les figures (4-29), (4-30) et (4-31) présentent les fibres étudiées du poteau a3.



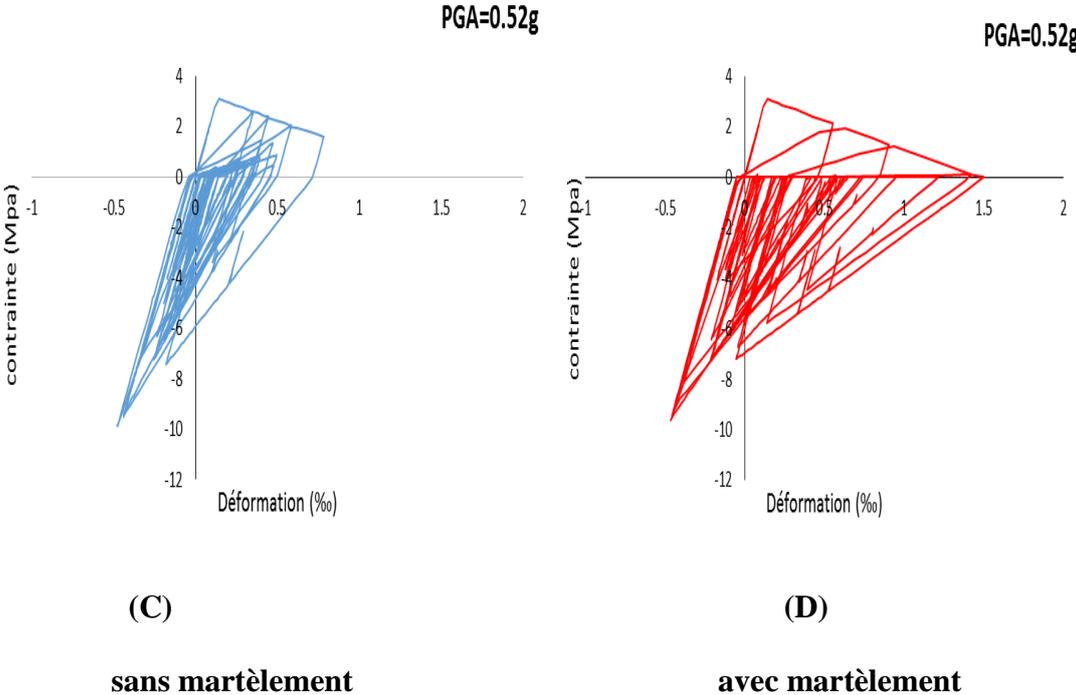
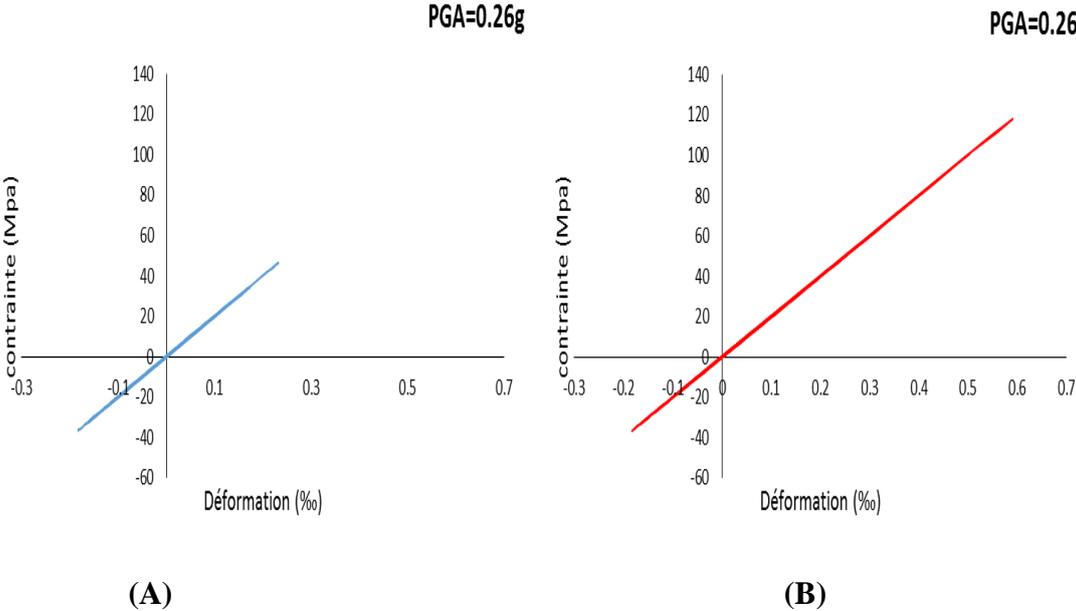


Figure 4-29 fibre du béton non confiné



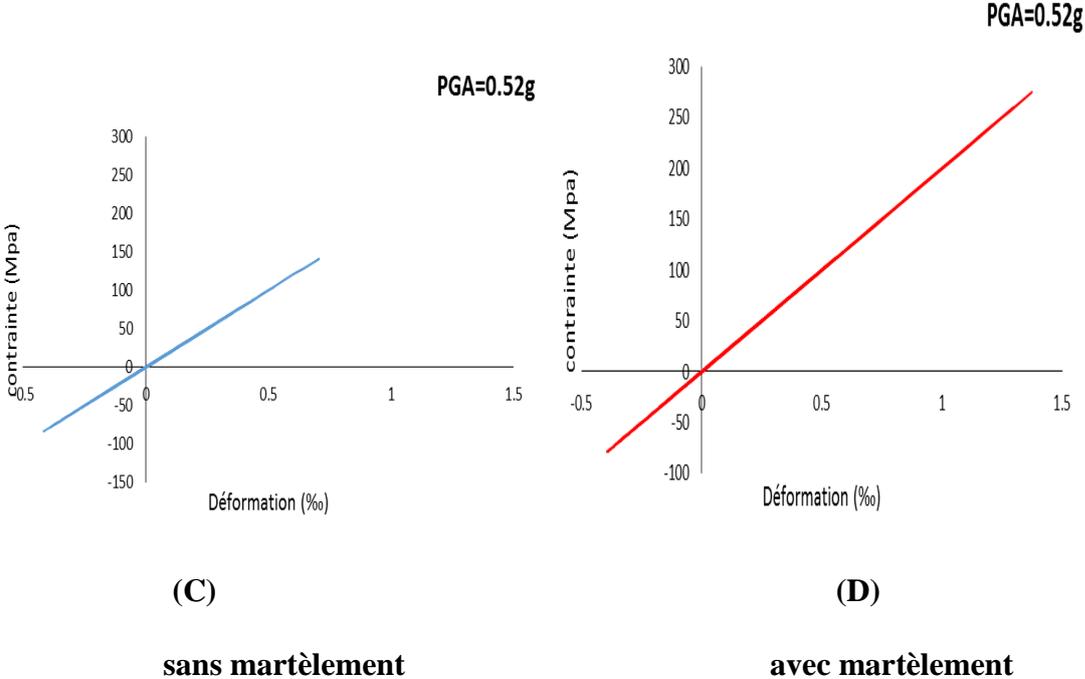
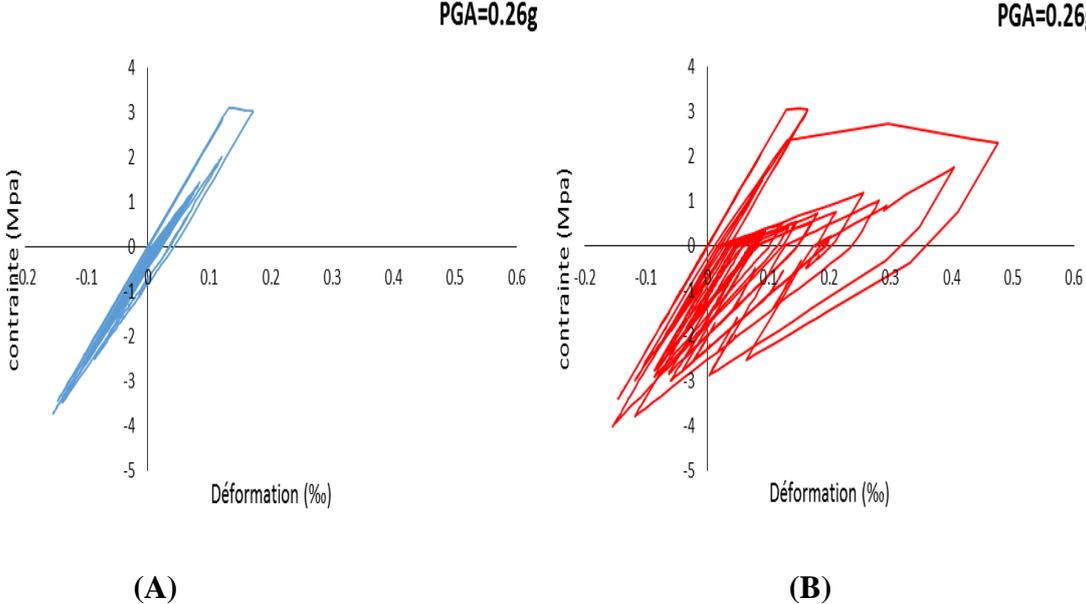


Figure 4-30 fibre du l'acier



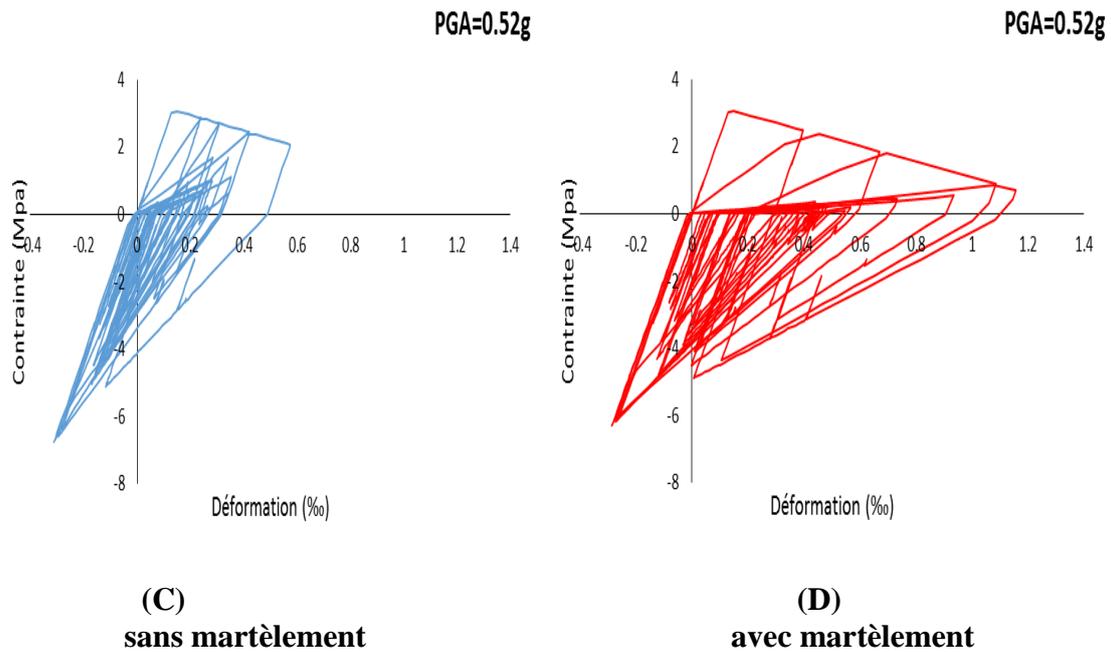


Figure 4-31 fibre du béton confiné

On remarque clairement l'effet de martèlement sur les éléments de béton armé. Sur la figure (4-29) et (4-31), le béton confiné et non confiné dans le cas sans martèlement, on voit dans le avec martèlement, les fissurations dans le béton sont plus importants par rapport au cas sans martèlement.

Pour les fibres d'acier figure (4-30) on voit que le comportement reste élastique linéaire dans les deux cas.

### **b) Portique B**

Les figures (4-32), (4-33) présentant les courbes moment –rotation dans les poteaux de portique B.

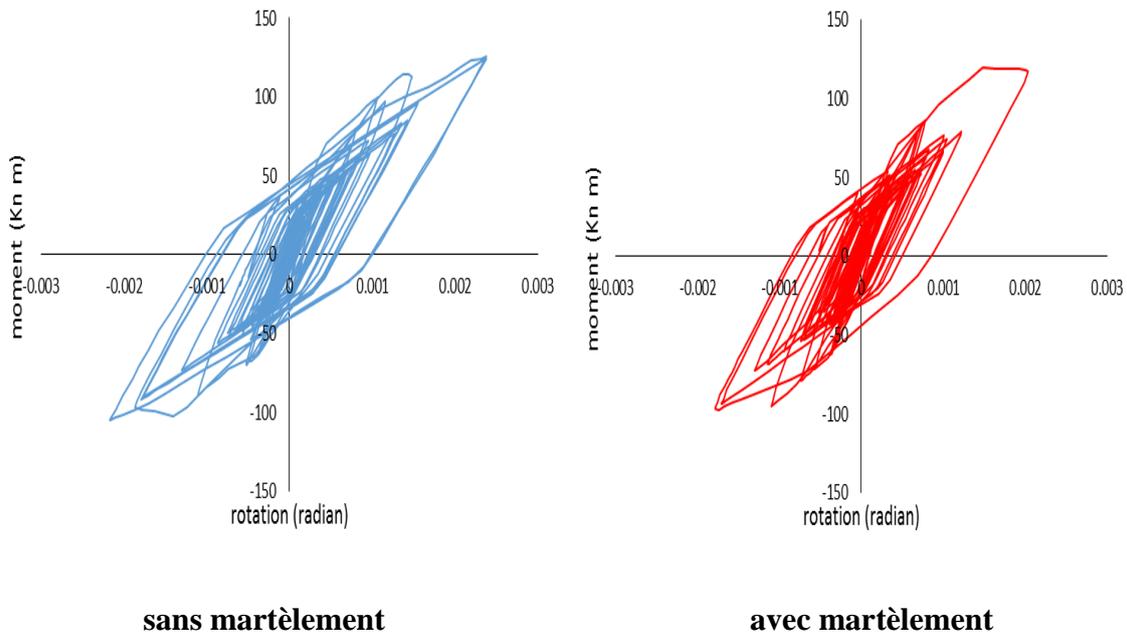


Figure 4-32 courbes (moment -rotation) du poteau **b1**

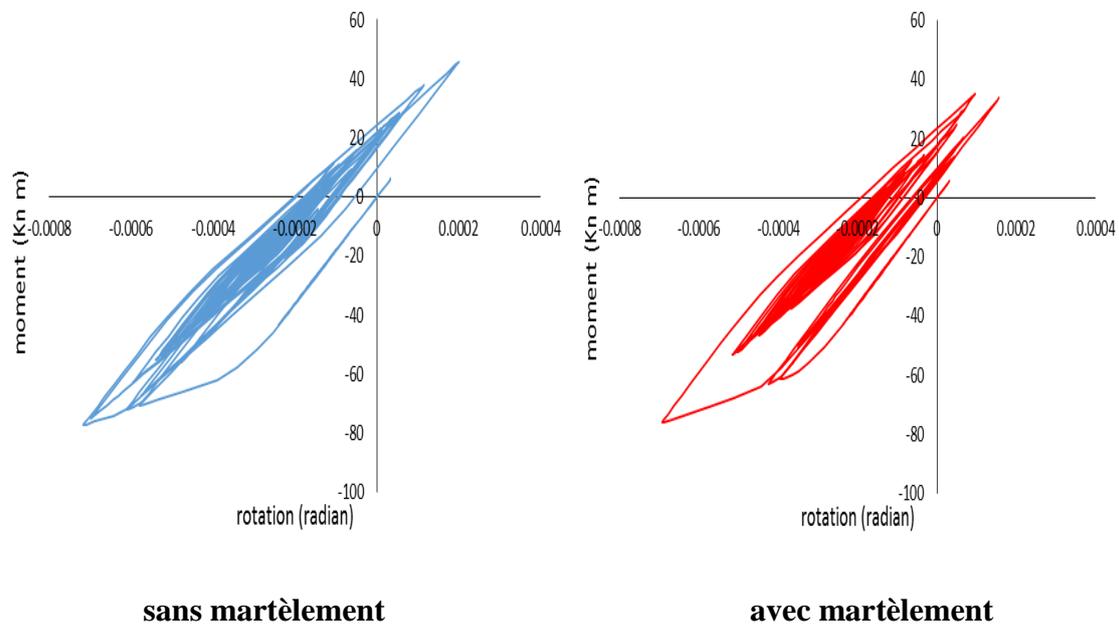


Figure 4-33 courbes (moment -rotation) du poteau **b2**

D'après les figures (4-32 ; 4-33) on voit que les pentes des boucles d'hystérésis dans les graphes qui ont représenté le cas sans martèlement et plus important que les graphes avec martèlement tel que le poteau b1 présente une relation (moment-rotation) plus riches en boucles d'hystérésis sans martèlement ce qui indique que son comportement est non linéaire. Après le martèlement les boucles sont moins riches.



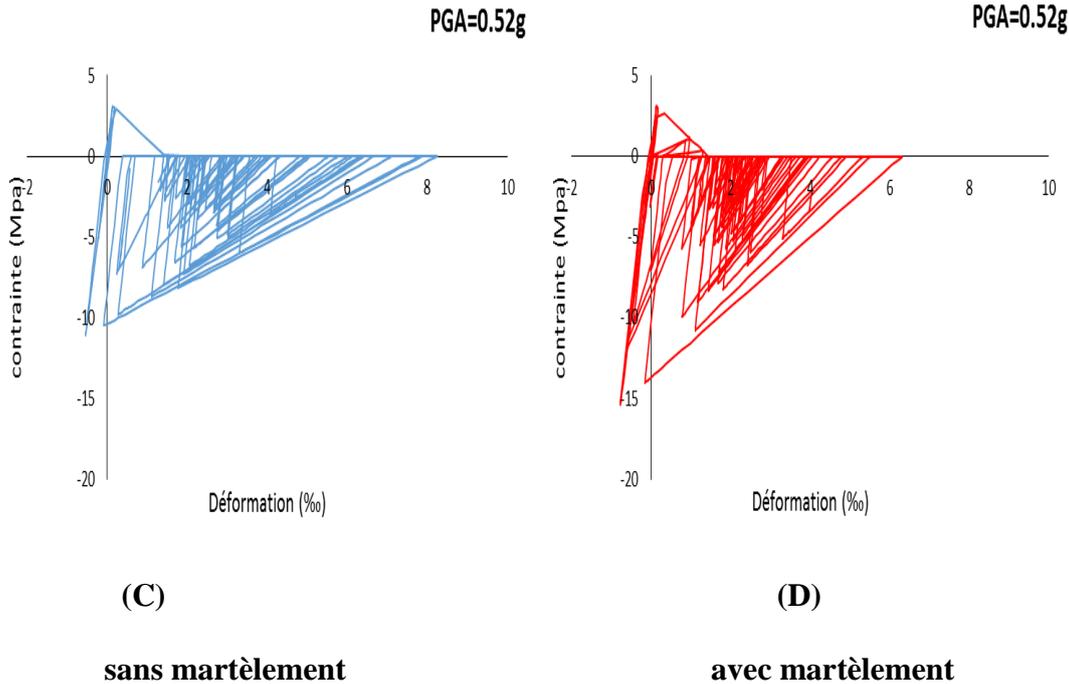
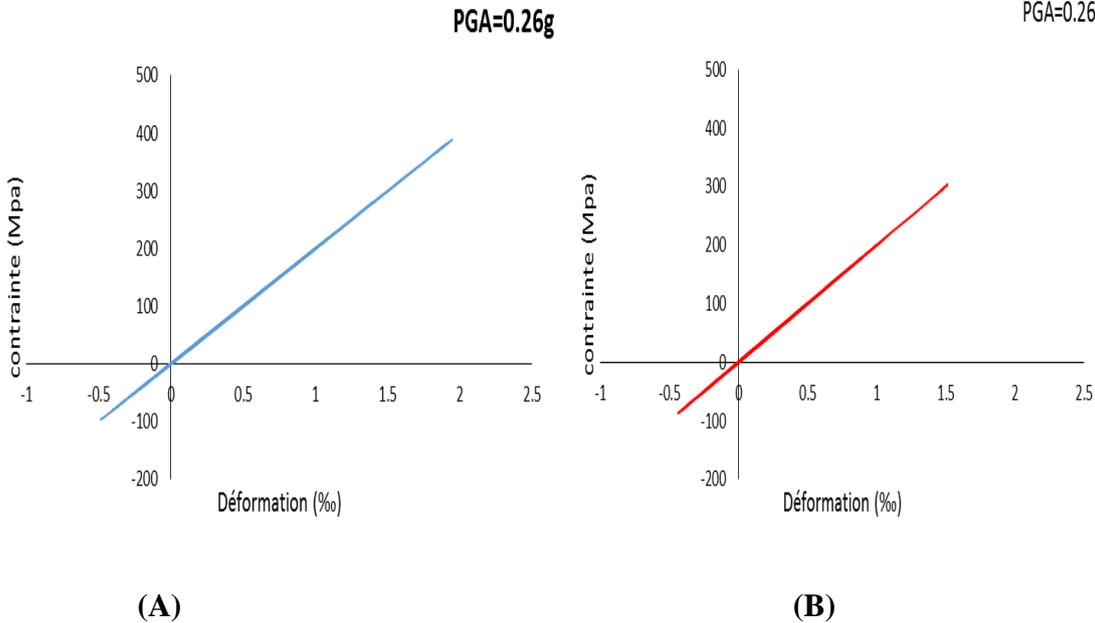


Figure 4-35 fibre du béton non confiné

D'après la figure (4-35) on voit que dans le cas avec martèlement les fissures sont moins importantes par rapport au cas sans martèlement.



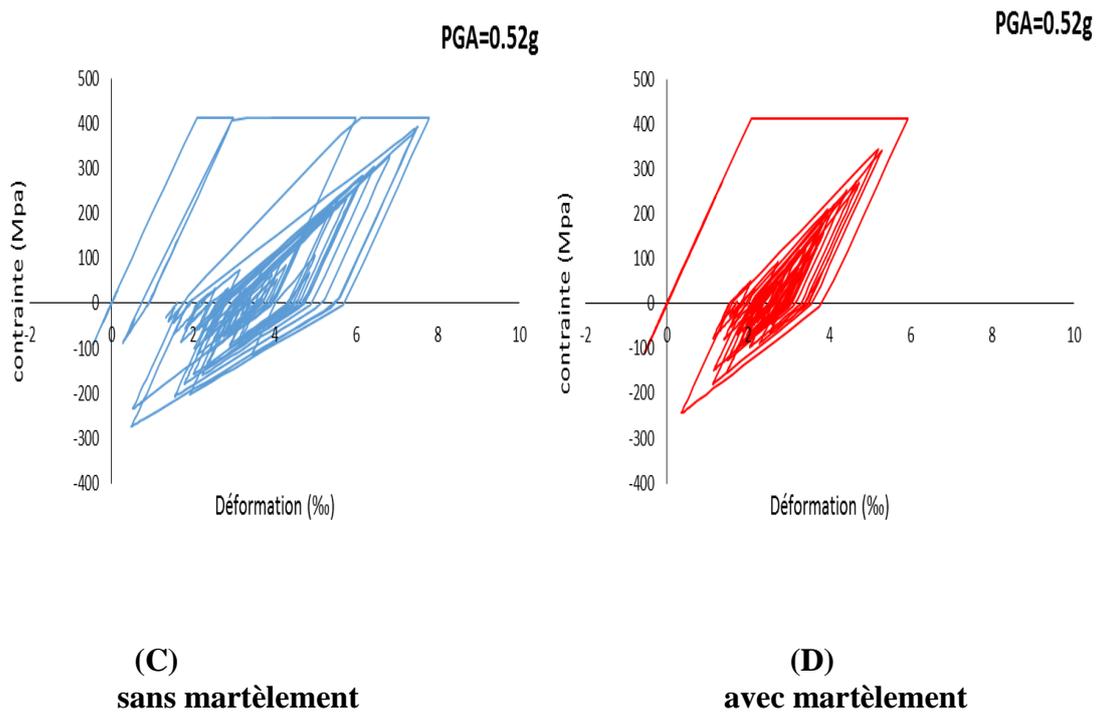


Figure 4-36 fibre d'acier

D'après la figure (4-36) on voit dans PGA) 0.26g la fibre d'acier reste linéaire élastique dans les cas sans et avec martèlement. Par contre dans le cas PGA =0.52g on voit clairement que les déformations maximales dans le cas sans martèlement sont plus importantes, elles sont de l'ordre de 8‰ par contre dans le cas avec martèlement les déformations sont de l'ordre de 6‰.

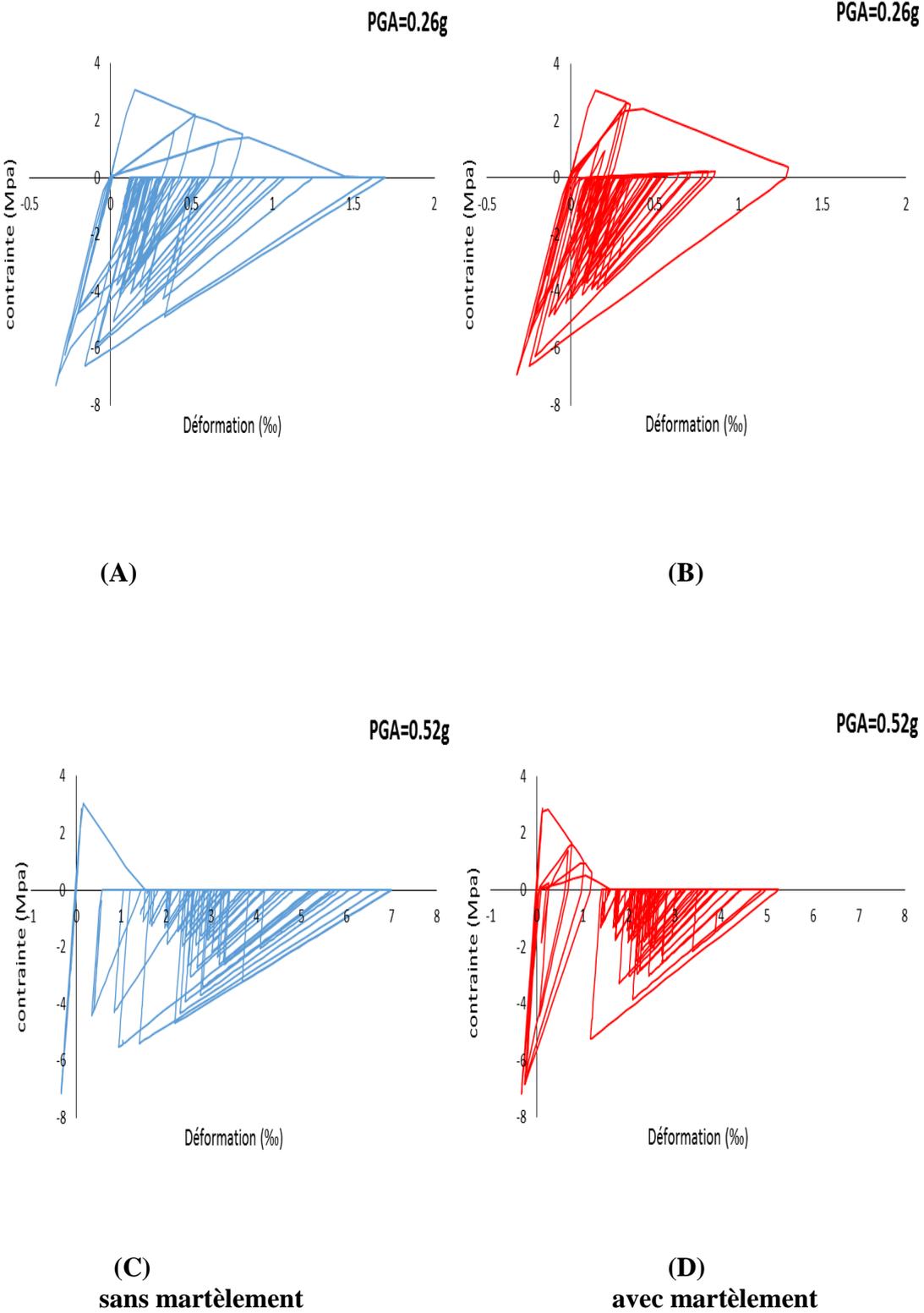


Figure 4-37 fibre du béton confiné

D'après la figures (4-37) on remarque que dans le cas sans martèlement les poteaux subit plus des déformations par rapport au cas avec martèlement tel que montre le cas PGA=0.52g.

2) Application 2

On reprend l'application 2 de la partie linéaire (figure4-38), le ferrailage est représenté sur le tableau (4-6)

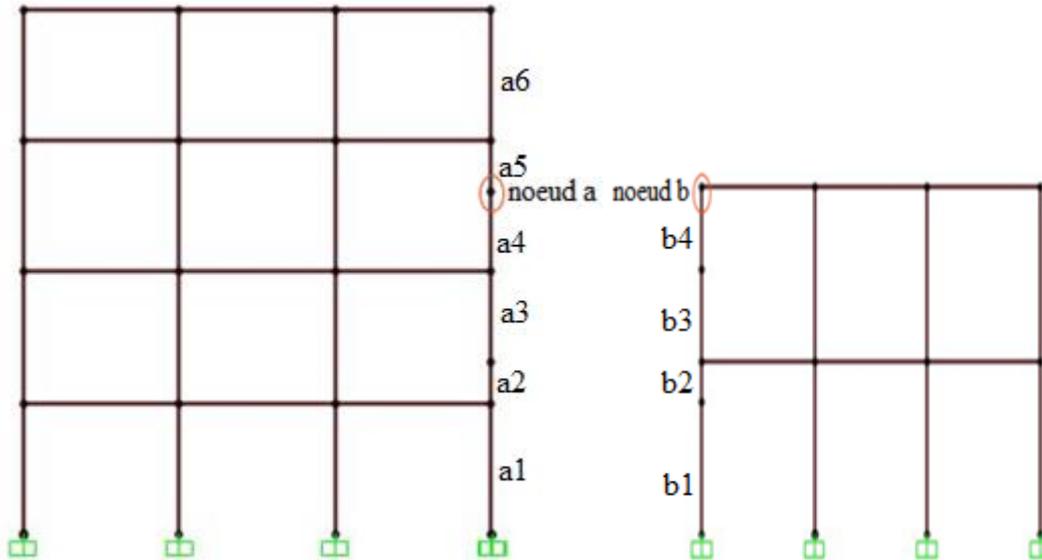


Figure 4-38 blocs étudiés

Tableau 4-6 le ferrailage des éléments des deux portiques étudiés

Poutre			Poteau	
Dimension (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage		Dimension (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
	Supérieure	inférieure		
30x40	3T14	3T14	40x40	8T16

La figure 4-39 présente l'évaluation d'un joint sismique entre deux portiques adjacents.

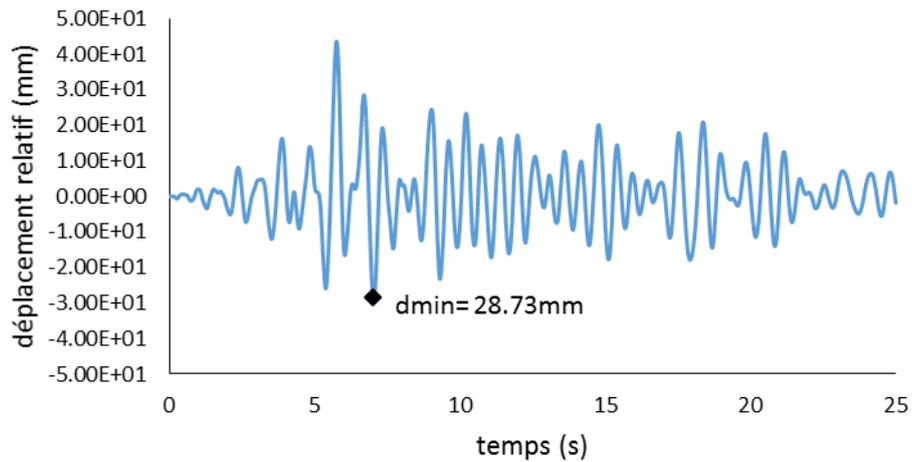


Figure 4-39 variation du déplacement entre deux blocs

D'après la figure (4-39) on voit que le joint sismique minimum est de l'ordre de 28.73mm, afin d'estimer l'effet de martèlement on applique un joint sismique de 1cm.

Dans cette application, on s'intéresse au comportement non linéaire des poteaux qui sont au niveau de la zone de l'entrechoquement entre les deux blocs. Pour cela on représente des diagrammes (moment-rotation) aux extrémités (rotules plastiques).

### a) Portique A

Les figures (4-40, 4-41 et 4-42) présentent les courbes moment-rotation dans les poteaux du portique A.

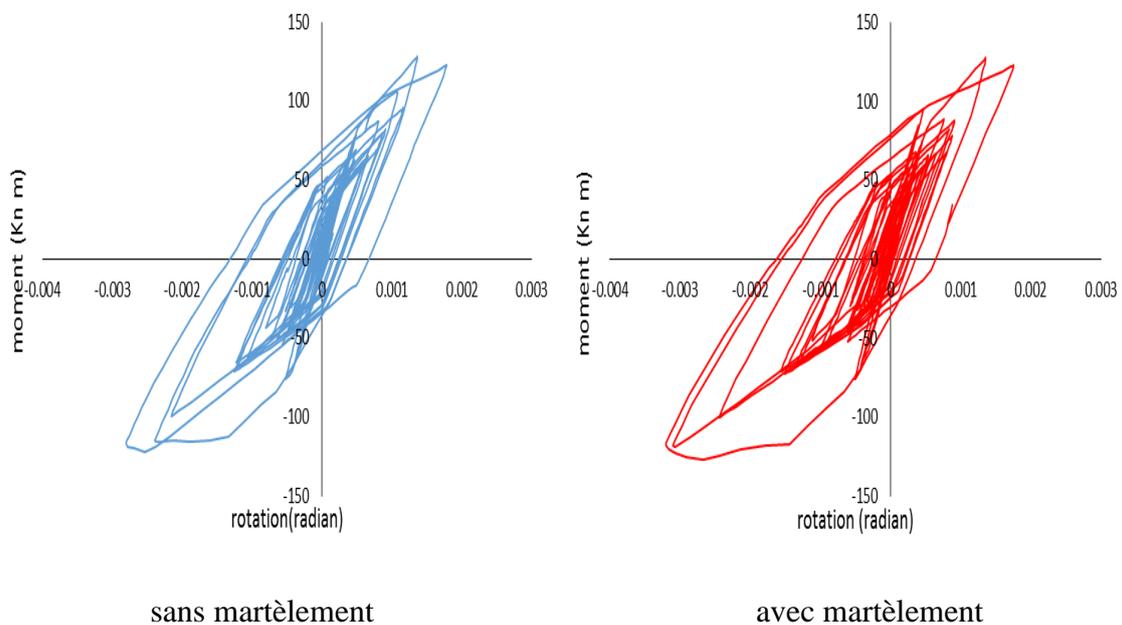


Figure 4-40 courbe (moment –rotation) du poteau **a1**

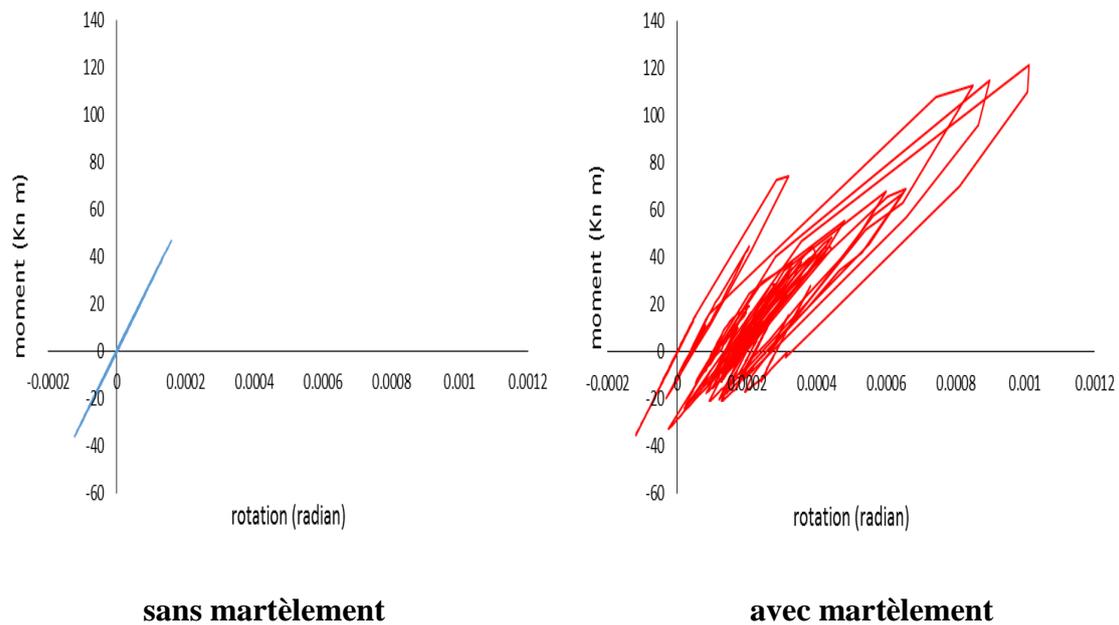


Figure 4-41 courbe (moment –rotation) poteau **a4**

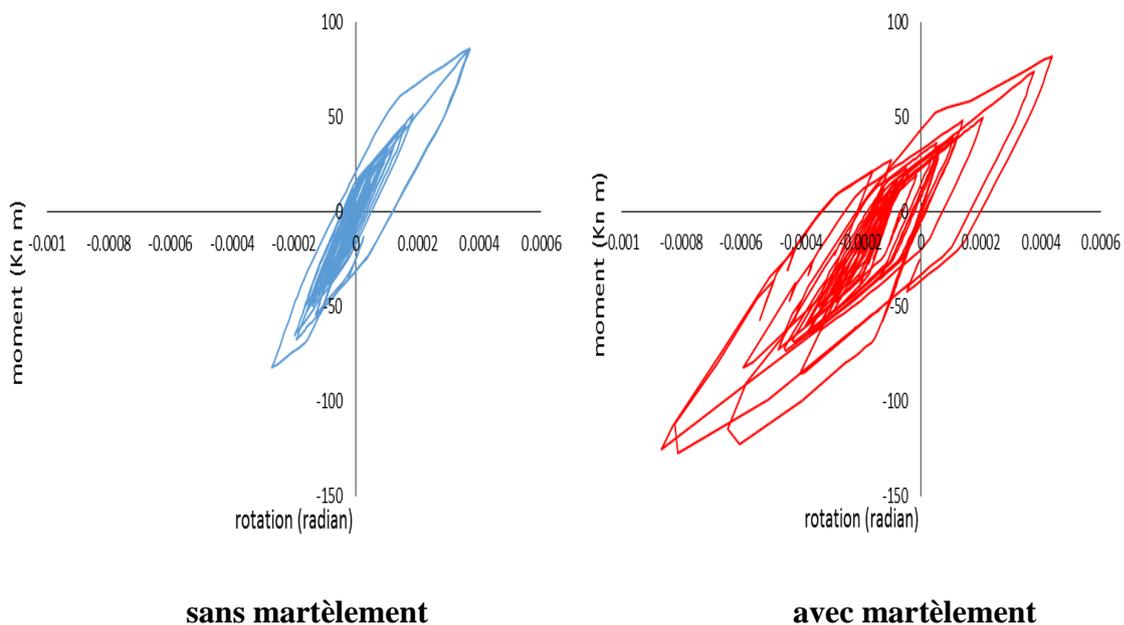


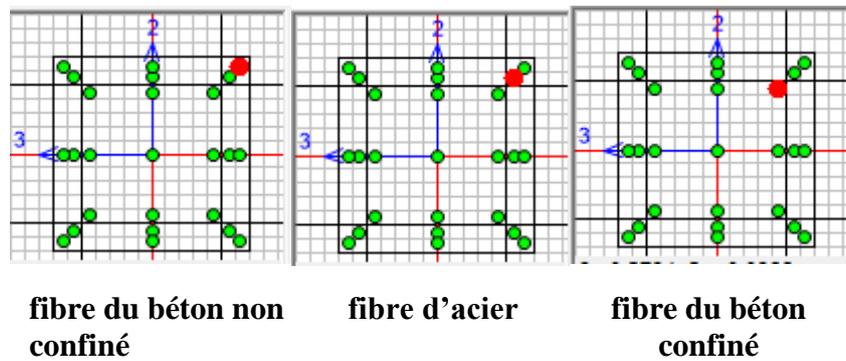
Figure 4-42 courbe (moment –rotation) poteau **a5**

D'après les graphes qui représentent les courbes (Moment- Rotation), on voit que l'effet du martèlement n'est pas prononcé au niveau de poteau a1. Par contre, le comportement du poteau a4 a carrément changé, alors que sans martèlement le poteau demeure dans le domaine

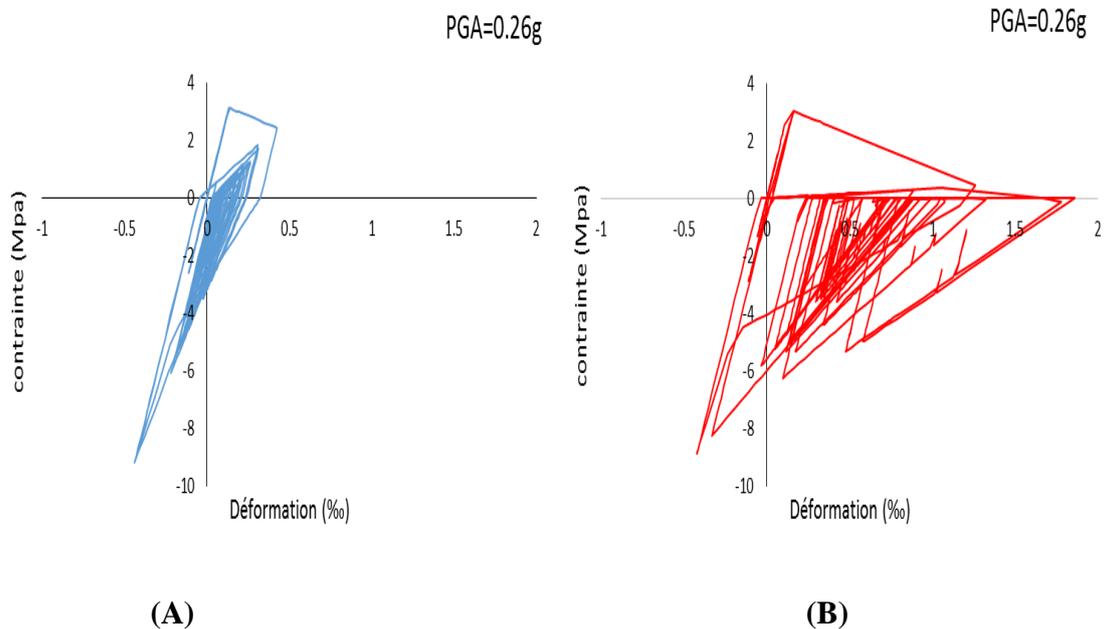
## Chapitre 4 Analyse de l'entrechoquement

élastique, suite au martèlement, sa courbe (moment- rotation) présente les boucles d'hystérésis indiquant l'intrusion dans le domaine plastique. Aussi, on voit la courbe (moment- rotation) du poteau a5 que les boucles d'hystérésis dans le cas du martèlement son plus riches et plus grandes.

La figure (4-43) présente la position des fibres de poteau a5



Les figures (4-44, 4-45 et 4-46) présentent les fibres étudiées du poteau **a5** avec et sans martèlement dans PGA=0.26g et PGA=0.52g.



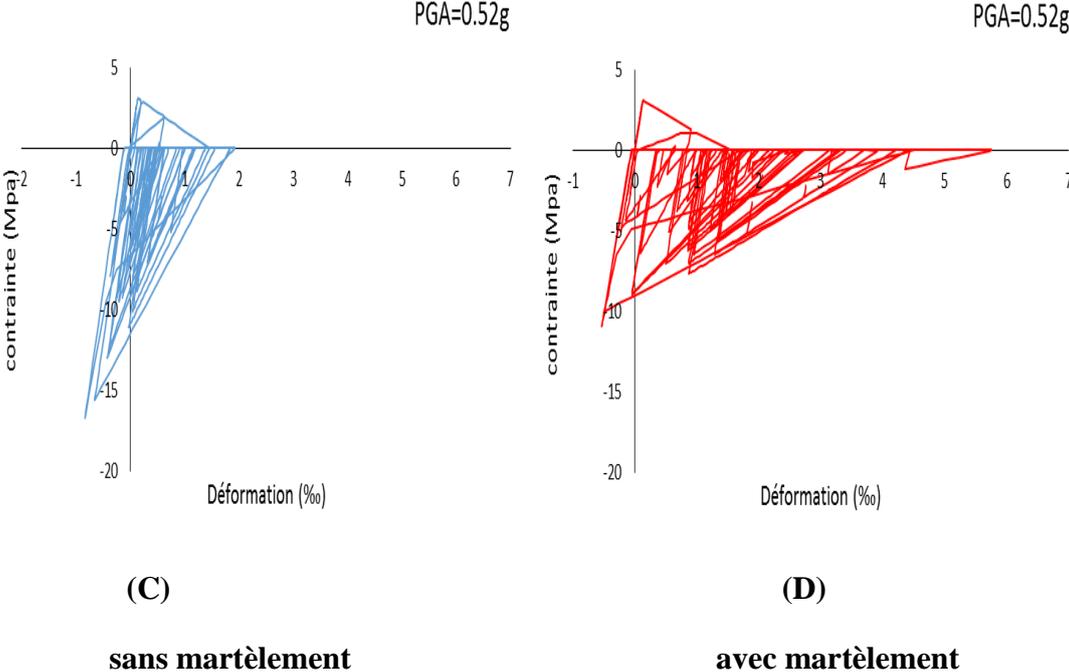
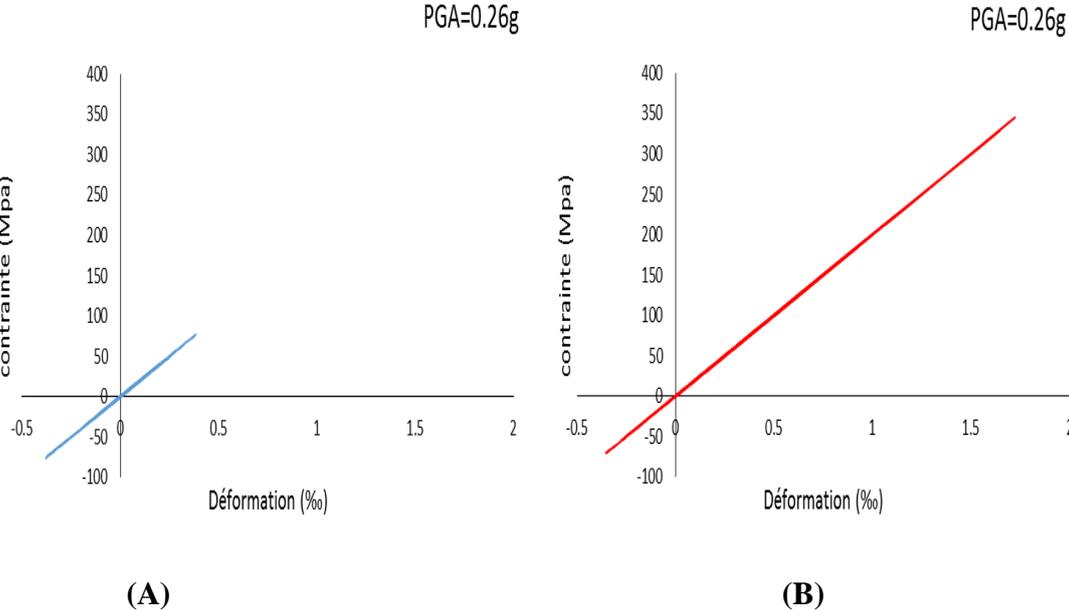


Figure 4-44 fibre du béton non confiné

D'après la figure (4-44) qui présente la fibre du béton non confiné on voit que la fibre dans le cas avec martèlement est subit plus des fissures par rapport au cas sans martèlement.



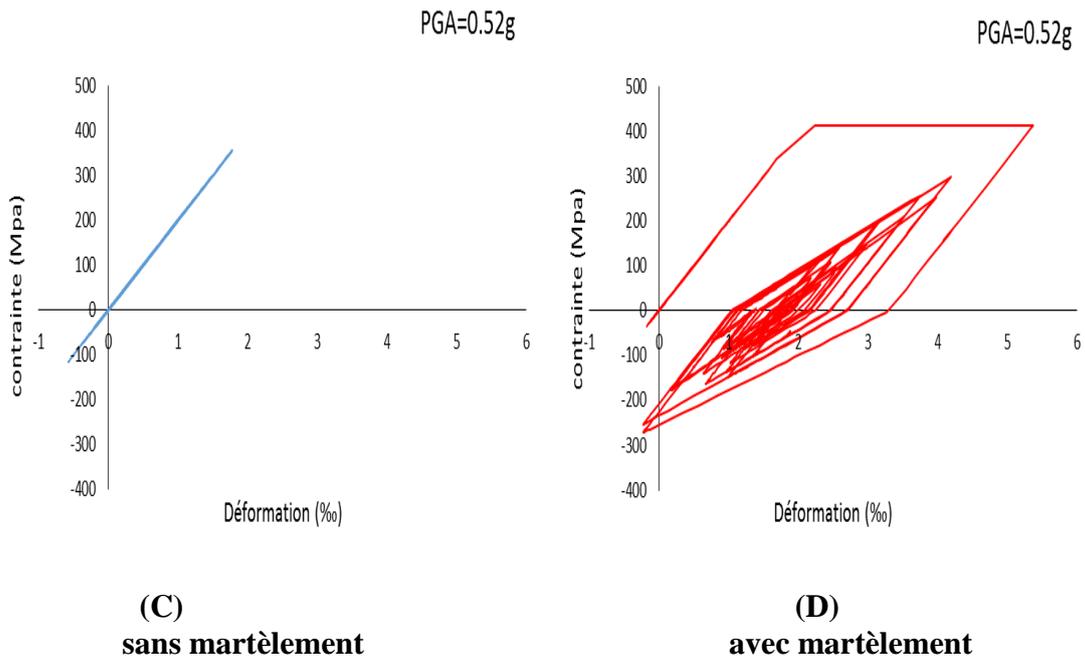
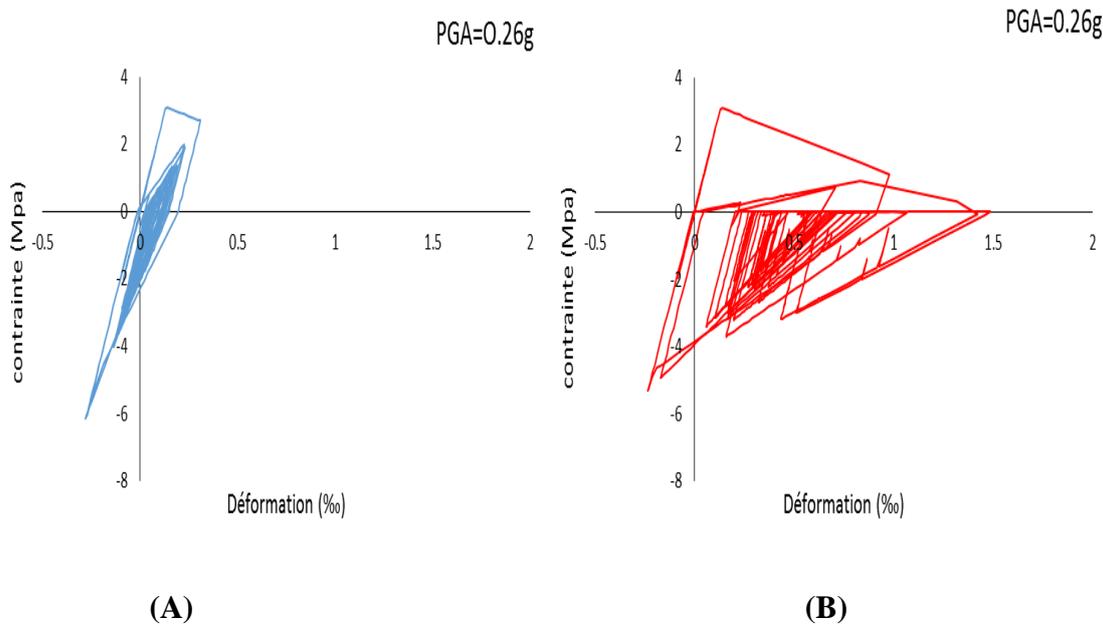


Figure 4-45 fibre d'acier

D'après la figure (4-45), sur le figure (A) et (B), on voit que le comportement de la fibre d'acier reste linéaire élastique, par contre dans la figure (C) et (D) on remarque que dans le cas de martèlement la fibre subit des déformations plastique par contre dans le cas sans martèlement la fibre reste linéaire élastique.



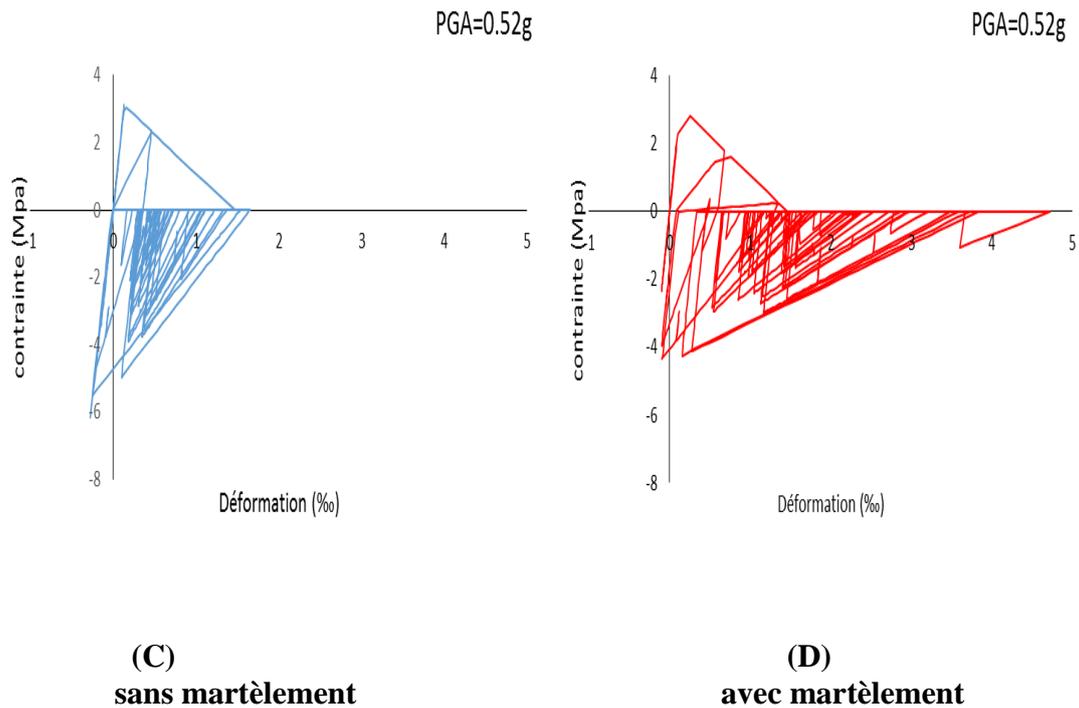


Figure 4-46 fibre du béton confiné

D'après la figure (4-46) on voit que le comportement de la fibre du béton confiné dans les deux cas est non linéaire. En outre sur la figure (A) et (B) que les déformations sont plus importantes dans le cas avec martèlement. Aussi dans le cas d'amplification (PGA=0.52g), les déformations dans le cas avec martèlement est plus importantes tel que la valeur maximale de déformation est de l'ordre 4.8‰ par contre dans le cas sans martèlement la déformation maximale est de l'ordre 1.7‰.

### b) Portique B

Les figures (4-47) et (4-48) présentent les courbes moment-rotation des poteaux de portique B.

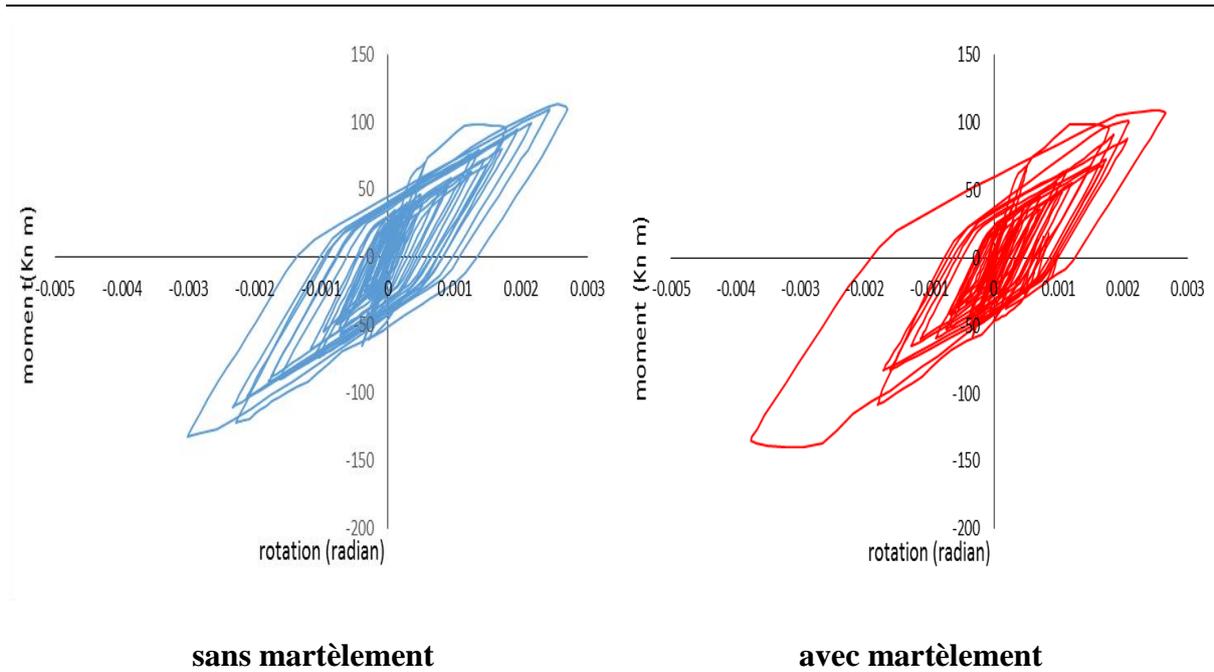


Figure 4-47 poteau **b1**

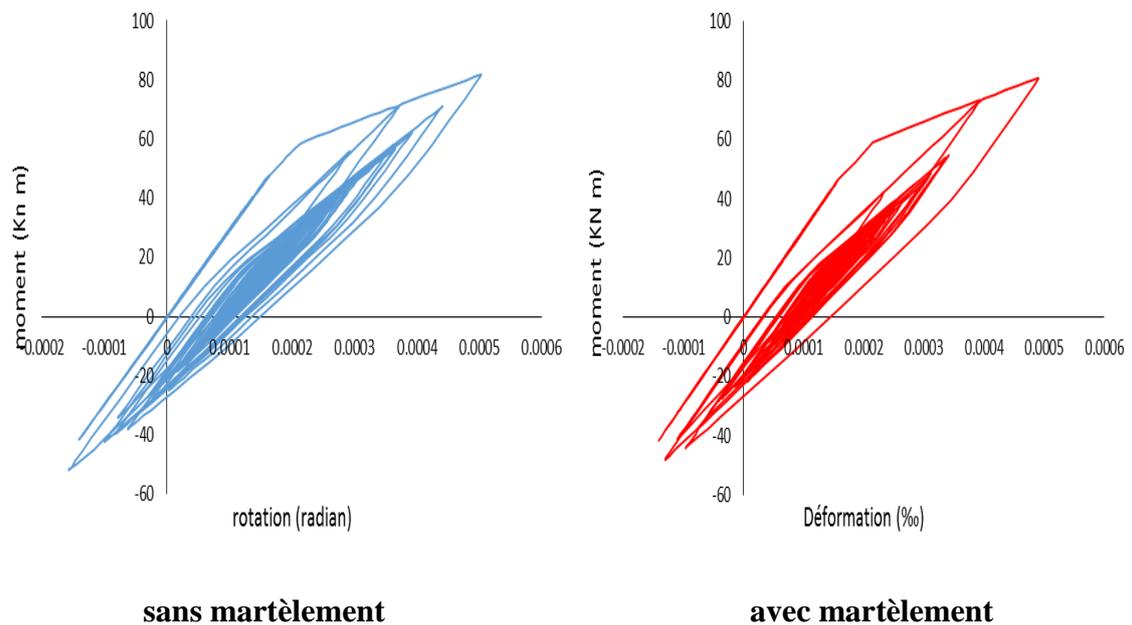


Figure 4-48 poteau **b4**

D'après les résultats obtenus on remarque que les courbes (moment –rotation) dans le cas sans martèlement les boucles d'hystérésis sont plus riches.

La figure (4-49) présente la position des fibres étudiées.

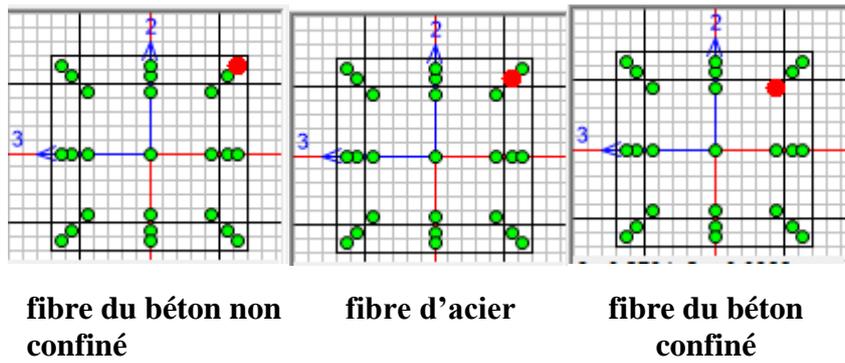
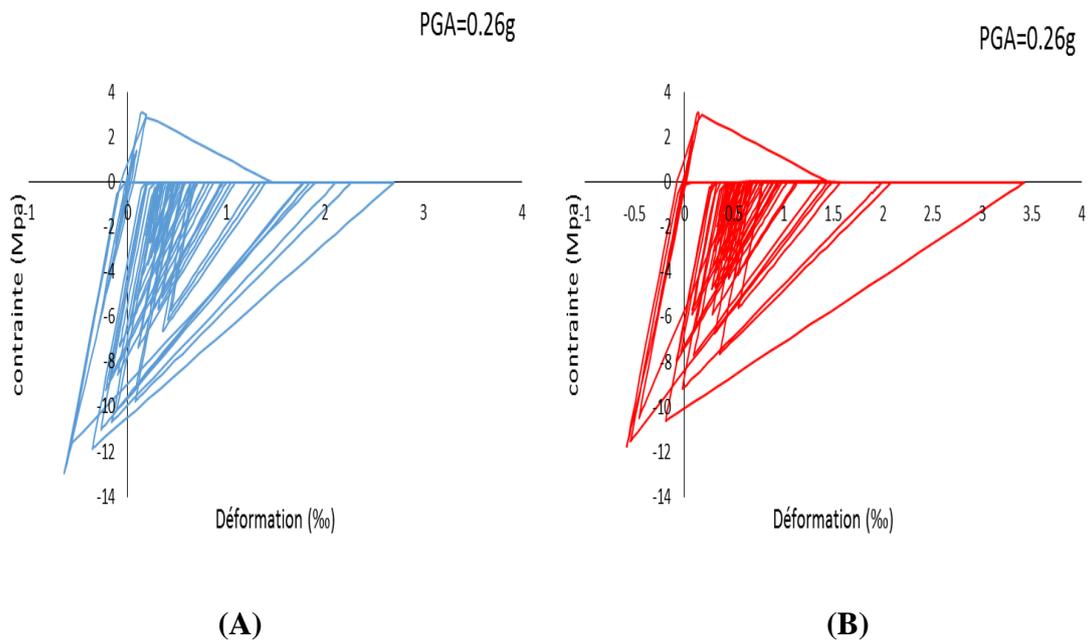


Figure 4-49 les fibres étudiés du poteau b1

Les figures (4-50, 4-51 et 4-52) présentent les courbes (contrainte- déformation) dans le poteau b1.



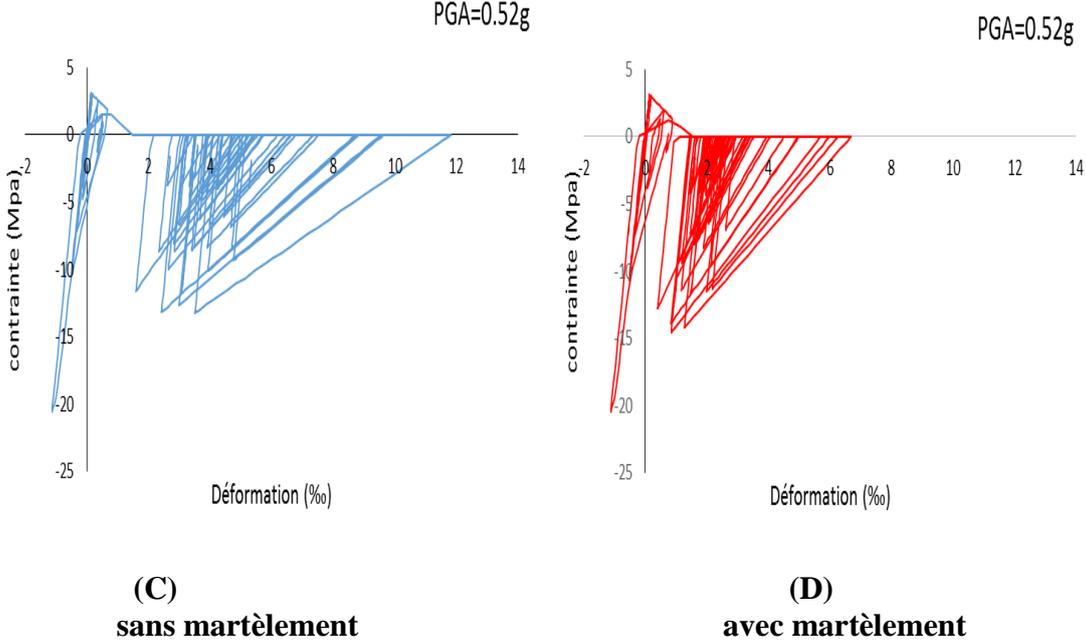
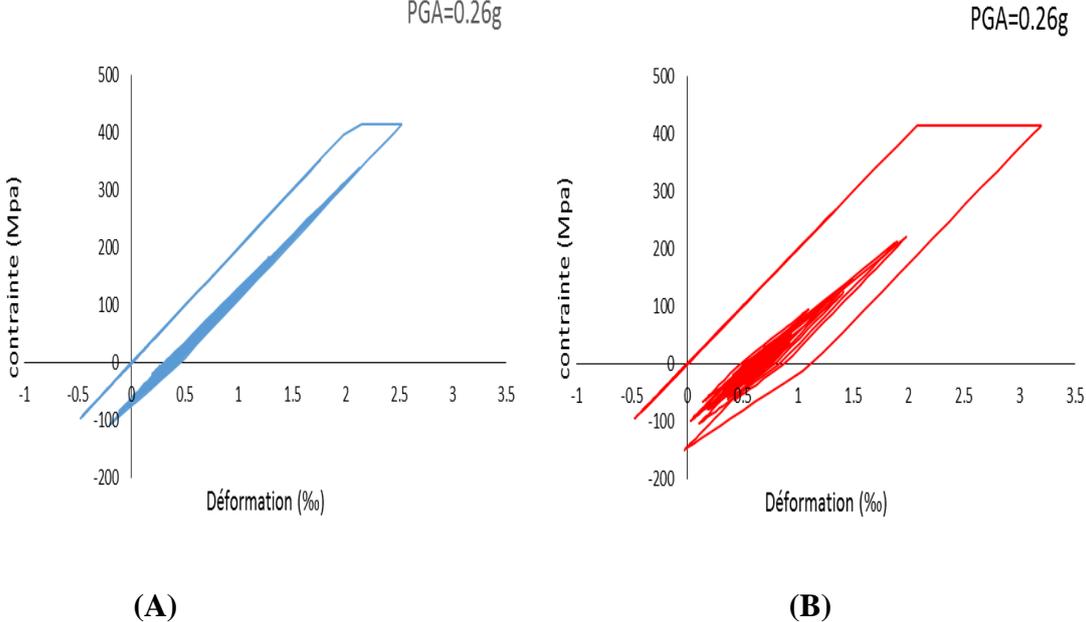


Figure 4-50 fibre du béton non confiné

D'après les résultats obtenus (figure (4-50)) on voit que les ouvertures des fissures sont plus importantes dans le cas sans martèlement (PGA=0.52g), En outre les déformations maximales atteintes 6.4% et 12 % avec et sans martèlement respectivement.



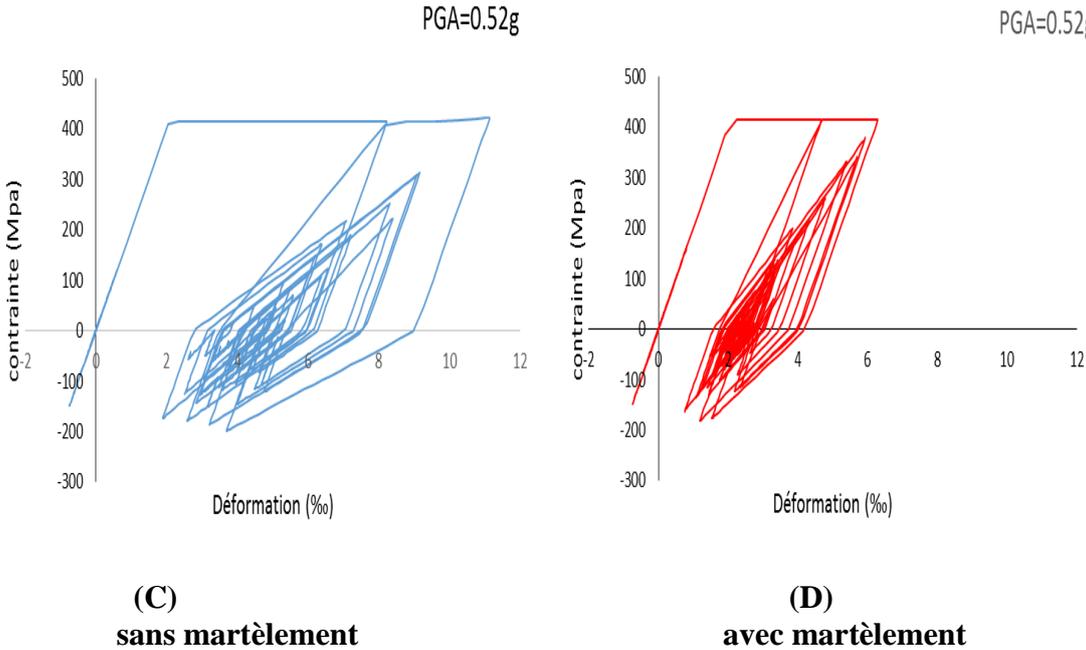
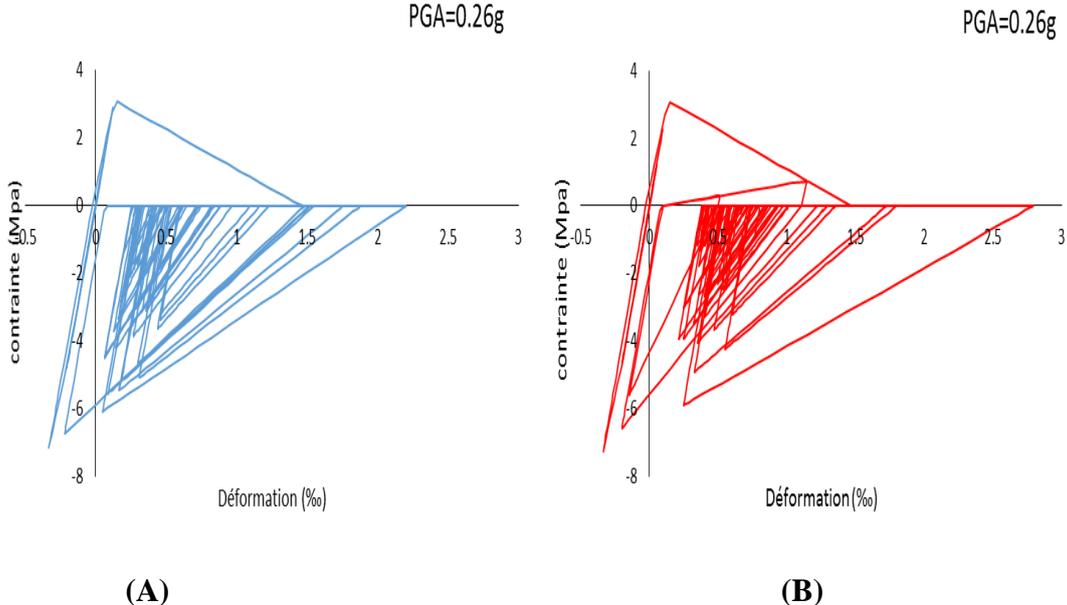


Figure 4-51 fibre d'acier

D'après la figure (4-51), on remarque que la fibre d'acier subit des déformations importantes on voit clairement dans la figure (C) (sans martèlement), les déformations maximales de fibre dépassent (10%) dans le cas sans martèlement par contre dans le cas sans martèlement, elles sont de l'ordre de (6%).



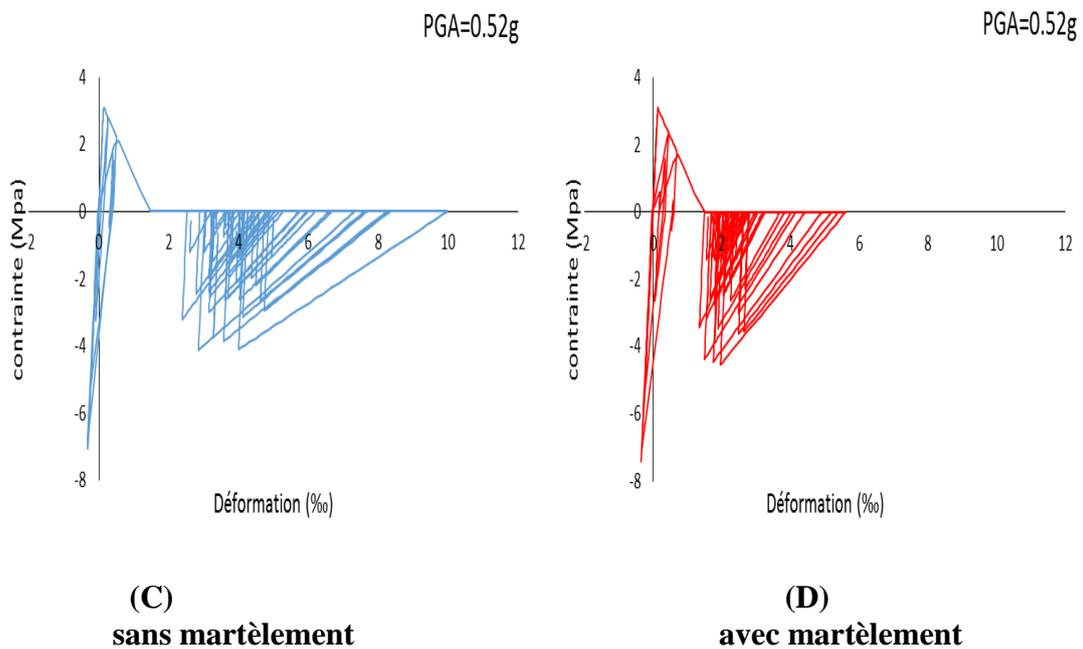


Figure 4-52 fibre du béton confiné

D'après la figure (4-52) on remarque que la fibre de béton confiné subit plus des fissurations telles que montre la figure (C) (sans martèlement), les déformations maximales atteintes (10%) par contre sur la figure (D) (avec martèlement) les déformations maximales atteintes (5.8%).

# Conclusion générale

L'objectif du travail initié dans ce mémoire est d'évaluer l'effet du martèlement dur des structures en béton armé. Les structures étudiées sont des portiques en 2D de différents niveaux. Cette étude a été faite en linéaire et non linéaire en utilisant la méthode FNA et la méthode temporelle (intégration direct) respectivement.

A la suite de cette étude, les résultats sont obtenus en comparant le comportement des structures adjacentes avec un joint sismique insuffisant, avec leur comportement en cas d'entrechoquement on a pu tirer quelques conclusions importantes.

A partir de l'analyse linéaire :

Suite au martèlement, c'est la structure la moins rigide qui subit le plus de modifications de son comportement qui apparaît clairement dans l'allure du déplacement. L'analyse de déplacement a révélé que après martèlement les deux structures se déplacent en phase. Lorsque les périodes fondamentales des deux structures sont proches, leurs déplacements sont pratiquement "jumelés" suite aux entrechoquements.

- La variation des déplacements dans les deux portiques avec martèlement sont jumelés suite au changement de l'allure de déplacement de portique plus léger.

- Les efforts internes à la base dans le portique le plus rigide sont augmentés par contre dans le portique le moins rigide les efforts internes sont diminués en cas de martèlement.

- les nombres d'impacts est très importants dans le cas où les joints sismiques imposés sont très petits.

- D'après une comparaison entre les deux méthodes FNA et la méthode d'intégration direct, on a constaté que la méthode FNA est efficace dans le cas de structures avec un nombre limité d'éléments non linéaire. Aussi, elle est plus rapide que la méthode temporelle (intégration direct).

- A partir de l'analyse non linéaire :

En analysant les fibres des poteaux on a constaté que les effets non linéaires sont diminués dans les structures les moins rigides. Subissant moins de déformations plastiques.

## **Conclusion Générale**

---

Contrairement au cas des structures les plus rigides qui subissent plus de déformations plastiques. D'ailleurs certains éléments se comportent de manière inélastique après martèlement alors qu'elles étaient élastiques.

### **Perspectives :**

Il est à noter que l'ensemble des résultats obtenus est propre à l'accélérogramme utilisé. Pour généraliser les conclusions obtenues il serait intéressant de poursuivre l'étude paramétrique en utilisant plusieurs accélérogramme représentatifs.