

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE.**

**Ministère De l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique**

**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.  
Faculté de Génie de la Construction.  
Département De Génie civil.**



## **Master Académique**



Spécialité : Génie Civil  
Option : Structures

### **Thème :**

**Performance sismique des structures auto-stables en béton  
armé dépassant les limitations en hauteur exigée par le RPA en  
zone II<sub>a</sub>**

**Présenté par:**

**Mr. DJEBAILI SAID**

**Mr. BENKADI NASREDDINE**

**Encadré par :**

**Mme. BOUZID LEYLA**

**MR.NEKMOUCHE AGHILES**

**MEMBRES DE JURYS :**

**Mr. LOUZAI AMAR**

**Mr. AKKOUCHE KARIM**

**Promotion : 2020 /2021**

# *Remerciement*

*Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont en premier lieu à DIEU le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer Ce travail dans les meilleures conditions.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération Particulière qu'on remercie Mme BOUZID Leyla, et Mr NEKMOUCHE Aghiles et tout le groupe CGS pour leurs encadrements, leurs soutiens constants, leurs disponibilités et leurs précieux conseils.*

*On tient aussi à remercier les membres du jury*

*LOUZAI Amar et AKKOUCHE KARIM*

*pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger*

*Et de corriger notre travail.*

# *Dédicace*

*Merci Allah (mon dieu) de m'avoir donné la capacité d'écrire bout de mon rêve et de bonheur de lever mes mains Vers le ciel et de dire ((ya kayoum)).*

*Je Dédie ce travail À Ma chère mère **HAMAZ Fatma** qui est la chose la plus précieuse que j'ai, qui a été toujours à mes côtés pour me soutenir et m'encourager.*

*Mon Cher papa **BENKADI Amar** qui s'est démené et s'est sacrifié pour m'offrir tout ce dont J'ai besoin. A leurs yeux, je vois la joie et de ma vie*

*A mon frère **Khaled**, mes sœurs **Ghanía, Syhem** et mon beau-frère **Hakim**, sans oublier mon cher neveu **Imad** et toute la famille **BENKADI** (oncles, tantes, cousins et cousines).*

*A mon binôme **Saïd** et toutes mes meilleures connaissances, avec qui j'ai passé de très agréables moments.*

*À mes professeurs et enseignants qui ont suivi mes études au long de ma carrière académique.*

*Une dernière dédicace à tous ceux qui m'ont aidé et soutenus de près ou de loin jusqu'à maintenant.*

*Nasreddine benkadi*

## *Dédicace*

*Merci Allah (mon dieu) de m'avoir donné la capacité d'écrire bout de mon rêve et de bonheur de lever mes mains Vers le ciel et de dire (ya kayoum).*

*Je Dédie ce travail À Ma chère mère qui est la chose la plus précieuse que j'ai, qui a été toujours à mes côtés pour me soutenir et m'encourager.*

*Mon Cher papa qui s'est démené et s'est sacrifié pour m'offrir tout ce dont J'ai besoin. A leurs yeux, je vois la joie de ma vie.*

*A mon binôme NASREDDINE et toutes mes meilleures connaissances, avec qui j'ai passé de très agréables moments.*

*À mes professeurs et enseignants qui ont suivi mes études au long de ma carrière académique. Une dernière dédicace à tous ceux qui m'ont aidé et soutenus de près ou de loin jusqu'à maintenant.*

*Chaleureusement SAID*

Figure I.1 Glissement de deux compartiments le long d'une faille.....	3
Figure I. 2 : principe de méthode statique équivalent .....	6
Figure I. 3 : principe de la méthode de superposition modale .....	7
Figure I. 4 : Principe de la méthode d'analyse temporelle élastique.....	8
Figure I. 5: principe de la méthode d'analyse plastique. ....	8
Figure I. 6 : principe d'analyse temporelle inélastique .....	9
Figure I. 7 : principe de la méthode d'analyse Pushover .....	10
Figure I.9: Endommagement d'un portique à 2 étages dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001 .....	12
Figure I. 10 : représentation schématique montre le comportement d'élasticité $\sigma_0$ .....	13
Figure I. 11 : Courbe de capacité Pushover d'une structure .....	14
Figure I. 12 : système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés .....	15
Figure I. 13 : Distribution des forces latérales selon le FEMA. ....	19
Figure I. 14 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité . ....	20
Figure I.16 : Allure du spectre de réponse élastique selon l'EC8.....	21
Figure I. 17 : Différentes étapes du développement de la méthode .....	25
Figure I.18: Méthode du spectre de capacité.....	26
Figure I.19 : Critères de dimensionnement pour 3 niveaux de performance. ....	26
Figure I. 20 : Rupture en zone nodale . ....	27
Figure I. 21: Dislocation de la section .....	27
Figure I.22: Rotule plastique dans le poteau (comportement à éviter) . ....	27
Figure I.23: rotule plastique dans la poutre (Comportement recherché).....	27
Figure II.1 :Vue en elevation des bâtiments R+4 , R+5, R+7, R+9, R+11 .....	32
Figure II. 2 : Vue en Plan des Bâtiments R+4, R+5, R+7, R+9 R+11. ....	32
Figure II.3: Spectre de réponse de calcul. ....	41
Figure II.4 : Dimensionnement d'un nœud poteau-poutre.....	42
Figure II. 5 : disposition des armatures . ....	42
Figure II. 6 : Coffrage des poteaux .....	43
Figure II.7 Disposition des armatures (RPA99/version 2003) .....	45
Figure II. 8 : schéma de ferrailage des poutres .....	45
Figure II.9 : Attribution des Rigidité end Offsets aux bouts des éléments poutres et poteaux. .	46
Figure II 10 : introduction des paramètre Pushover .....	47
Figure II.11 : courbe de capacité de la structure R+5 implanté sur le site meuble S3 et zone de moyenne sismicité IIa.....	48
Figure II.12 : point de performance sens de poussée X-X structure R+5. ....	49
Figure II.13 Point de performance sens de poussée Y-Y structure R+5.....	50
Figure II.14 Déplacement en fonction des étages structure R+5 .....	50

Figure II.15 : Point de performance X-X structure R+7. ....	51
Figure II.16 Point de performance Y-Y structure R+7. ....	52
Figure II. 17 : Déplacement en fonction des étages structure R+7. ....	52
Figure. II. 18 : point de performance X-X structure R+9. ....	53
Figure II.19. Point de performance Y-Y structure R+9. ....	53
Figure II. 20 : Déplacement en fonction des etages structure R+9. ....	54
Figure II.21 : Point de performance sens X-X structure R+11 .....	55
Figure II.22 : Point de performance Y-Y structure R+11. ....	55
Figure II 23 Déplacement en onction des étages structure R+11.....	56
Figure III. 1 Déplacement inter-étage de la structure à 6 niveaux selon les deux sens x-x et y-y et comparaison avec le déplacement limité par le RPA99/2003 à 1% de la hauteur d'étage ..	58
Figure III. 2 Déplacement inter-étage de la structure à 8 niveaux selon les deux sens x-x et y-y et comparaison avec le déplacement limité par le RPA99/2003 à 1% de la hauteur d'étage. .	58
Figure III. 3 Déplacement inter-étage de la structure à 10 niveaux selon les deux sens x-x et y-y et comparaison avec le déplacement limité par le RPA99/2003 à 1% de la hauteur d'étage. ....	59
Figure III. 4 Déplacement inter-étage de la structure à 12 niveaux selon les deux sens x-x et y-y et comparaison avec le déplacement limité par le RPA99/2003 à 1% de la hauteur d'étage. ....	59
Figure III. 5 Déplacement au point de performance de la structure à 12 niveaux dans le sens X-X.....	60
Figure III. 6 Graphe de déplacement inter-étage dans le sens X-X au point de performance .	61
Figure III.7 Déplacement au point de performance de la structure à 12 niveaux dans le sens Y-Y .....	61
Figure III.8. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens Y-Y au point de performance .	62
Figure III.9. Histogramme de comparaison des déplacements aux points de performance des structures étudiées par Pushover .....	63
Figure III. 10 Apparition de rotule plastique dans le sens X-X pour la structure (R+11) au point de performance.....	64
Figure III. 11 Apparition de rotule plastique dans le sens Y-Y pour la structure (R+11) au point de performance.....	65
Figure III.12 : Relation force-déformation d'une rotule plastique FEMA 356.....	66
Figure III. 13 Déplacement au point de performance de la structure à 12 niveaux dans le sens X-X sur site S1 .....	67
Figure III. 14 : Déplacement au point de performance de la structure à 12 niveaux dans le sens Y-Y sur site S1 .....	67
Figure III.15. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens X-X au point de performance	68
Figure III .16. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens Y-Y au point de performance .....	68

Figure III. 17 : Apparition de rotule plastique dans le sens X-X pour la structure (R+11) au point de performance sur site S1. ....	69
Figure III. 18 : Apparition de rotule plastique dans le sens Y-Y pour la structure (R+11) au point de performance sur site S1. ....	70
Figure III .19. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens X-X au point de performance .....	71
Figure III .20. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens Y-Y au point de performance .....	71
Figure III. 21. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens X-X au point de performance .....	72
Figure III. 22. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens Y-Y au point de performance .....	72
Figure III.23 Apparition de rotule plastique dans le sens X-X pour la structure (R+11) au point de performance sur site S2. ....	73
Figure III.24. Apparition de rotule plastique dans le sens Y-Y pour la structure (R+11) au point de performance sur site S2. ....	73
Figure III. 25. Courbe de performance sens X-X.....	74
Figure III.26. Courbe de performance sens Y-Y.....	74
Figure III.27. Histogramme des déplacements de la structure à 11é niveaux selon les quatre sites d'implantation .....	75
Figure III.28. Courbe de performance sens Y-Y.....	76
Figure III.29. Graphe de déplacement sens Y-Y au point de performance N° 43. ....	76
Figure III.30. Rotule en plastique sens Y-Y au point de rupture N° 43.....	77
Figure III.31. Courbe de performance sens X-X.....	78
Figure III.32. Courbe de performance sens Y-Y.....	78
Figure III.33. Courbe de performance sens X-X Site 3 Groupe 1 B : ouvrage de grande importance.....	79
Figure III .34. Rotule en plastique sens X-X au point de rupture N° 18.....	80

**Chapitre I**

**Tableau 1 niveaux de performance, états d'endommagement correspondants et déplacements limites.....24**

**Chapitre II**

**Tableau 1 1effort tranchant à la base.....38**

**Tableau 2 : effort normal réduit.....39**

**Tableau 3 déplacement inter étage.....39**

**Tableau 4 : Sections d'armature des poteaux longitudinal.....44**

**Tableau 5: armatures transversal.....44**

**Tableau 6 section d armature des poutres.....45**

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale ..... 1

## **Chapitre I : Généralité**

I.1. Problématique .....	2
I.2. Objectif .....	2
I.3. Définitions.....	3
I.3.1. Séisme .....	3
I.3.2. Caractéristiques d'un séisme .....	3
I.3.3. La réglementation parasismique.....	4
I.4. Méthodes d'analyse .....	4
I.4.1. Comportement linéaire .....	5
I.4.2. Comportement non linéaire .....	5
I.5. Méthodes élastiques linéaires.....	6
I.5.1. Méthode statique équivalente .....	6
I.5.2. Méthode de superposition modale spectrale .....	6
I.5.3. Méthode d'analyse temporelle élastique .....	7
I.6. Méthodes non linéaires et inélastiques non linéaires .....	8
I.6.1 Méthode d'analyse plastique .....	8
I.6.2. Méthode d'analyse temporelle inélastique .....	8
I.6.3. Méthode d'analyse Pushover : .....	9
I.6.4. Méthode d'analyse modale.....	10
I.7 Contreventement des structures .....	10
I.8. Les rotules plastiques .....	11
I.9. Modèle élasto-plastique Bilinéaire.....	12
I.10. La méthode d'analyse statique non linéaire Pushover .....	13
I.10.1. Origine de l'analyse Pushover.....	13
I.10.2. Description de la méthode d'analyse Pushover.....	13
I.10.3. Hypothèses d'élaboration de l'analyse (Pushover) .....	14
I.10.4. But de l'analyse Pushover .....	15
I.10.5. Les avantages de l'analyse Pushover .....	15
I.11. La méthode Pushover et son application dans les règlements sismiques récents .....	16
I.12. Distribution des charges.....	17
I.12.1. Chargement latéral .....	17
I.12.2. Choix de la forme du chargement latéral .....	18
I.12.3. Influence du mode de chargement sur la réponse d'une structure .....	18

I.13. La courbe de capacité Pushover.....	19
Demande sismique .....	20
La demande sismique selon le RPA99.....	21
Le déplacement cible : .....	22
Le point de performance .....	22
I.14. Les différentes méthodes de calcul de point de performance .....	23
I.14.1. Méthode N2.....	23
- But de la méthode N2 .....	23
- Principe de la méthode.....	23
I.15. Méthode du spectre de capacité selon l'ATC 40 .....	24
- Principe de la méthode .....	24
- Le but de la méthode .....	24
- Hypothèses de la méthode.....	25
I.16. Méthode des coefficients de déplacement selon FEMA 273 .....	25
Principe de la méthode.....	25
I.17. Conséquences du séisme sur les structures en béton armé : .....	26
I.18. Les Critère de performance.....	27
I.18.1. Critère de rigidité.....	27
I.18.2. Critère de résistance .....	28
I.18.3. Critère de ductilité.....	28
II. Conclusion .....	29

## **Chapitre II : Choix des structures à étudier, dimensionnement et modélisation non linéaire**

Introduction .....	30
Ce chapitre est constitué de deux parties.....	30
Partie A.....	31
II.A.1. Description du logiciel ETABS .....	31
II.A.1. Géométrie et configuration structurale .....	31
.....	32
II.A.2. Dimensionnement des éléments porteurs : .....	33
II.A.2.1. Pré dimensionnement des sections de béton des poutres : .....	33
II.A.2.1.1 Coffrage : .....	33
II.A.2.2. Pré dimensionnement des sections de béton des poteaux : .....	33
II.A.3 Calcul dynamique des structures : .....	34
II.A.4. Calcul de la force sismique totale (VOIR MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS AUX RPA 99) .....	34
II.A.5. Condition sur l'effort normal réduit.....	35

II.A.6. Charges appliquées.....	36
II.A.6.1 Charges gravitaires.....	36
II.A.6.2 : vérification de l'effort tranchant à la base.....	36
-.....	37
II.A.6.2. Vérification de l'effort normal réduit à la base.....	38
II.A.6.3. Vérification des déplacements.....	39
II.A.6.4. Charges sismiques.....	40
II.A.7. Vérification du critère de formation des rotules plastique dans les poutres.....	41
II.A.8. Ferrailage des armatures longitudinales.....	43
II.A.8.1. Poteaux :.....	43
II.A.8.2. Coffrage des poteaux.....	43
II.A.8.3. Ferrailage des armatures transversal.....	44
II.A.8.4. Ferrailage des poutres.....	45
Partie B : analyse non linéaire sur les structures étudiées.....	46
II.B.1. Modélisation et calcul non linéaire des structures.....	46
II.B.2. Définition du comportement non linéaire des éléments.....	46
II.B.3. Définition des paramètres de l'analyse statique non linéaire (PUSH OVER). .....	47
II.B.4. Méthode des coefficients (Coefficients method).....	48
II.B.4.1. Structure R+5.....	49
II.B.4.2. Structure R+7.....	51
II.B.4.3. Structure R+9.....	53
II.B.4.4. Structure R+11.....	55

### **Chapitre III :Analyse de la performance sismique des structures à étudier.**

I. INTRODUCTION.....	57
Partie A.....	57
Partie B.....	57
Partie C.....	57
Partie A : Interprétation des résultats de l'analyse statique non linéaire (Push over). .....	58
A.1. Discussion des résultats de déplacement inter-étages des structures étudiées.....	58
Structure R+5 :.....	58
Structure R+7.....	58
Structure R+9.....	59
Structure R+11.....	59
Discussions des résultats : .....	60
A.2. Résultats de la méthode Push Over de la structure R+11 sur Site S3 : .....	60

A.3. Formation des rotules plastiques dans la structure (R+11) au niveau du point de performance .....	64
Discussion.....	65
Partie B : Influence des sites d’implantation sur la performance sismique de la structure à 12 niveaux. ....	66
B.1. Site 1 (Rocheux) .....	67
B.1.1. Formation des rotules plastiques dans la structure : .....	69
B.2. Site ferme S2.....	71
B.2.1 Formation des rotules plastiques dans la structure .....	73
B.3. Site Très meuble S4 .....	74
B.4. Comparaison des déplacements de la structure à 11é niveaux selon les quatre sites d’implantation.....	75
Partie C : Changement de groupe d’usage pour la structure R+11 sur site S3 .....	75
C.2. Formation des rotules plastiques dans la structure de groupe d’usage 1B au niveau du point de performance .....	77
Interprétation .....	80
Conclusion generale .....	81
References bibliographiques	

## Introduction générale

Plusieurs tremblements de terre de magnitudes différentes sont survenus dans des pays tel que l'Algérie provoquant beaucoup de pertes en vies humaines et d'importants dégâts matériels.

Le nord Algérien est situé dans une zone critique à l'interaction de deux plaques tectoniques. Il est donc susceptible d'être soumis à d'importants séismes.

Au cours de son histoire, l'Algérie a subi des séismes destructeurs, parmi les plus enracinés dans la mémoire :

Alger en 1365 et en 1716, causant la mort de 2000 habitants et la destruction de la ville, Chlef (el Asnam) en 1980, Constantine en 1985, Tipasa en 1989, Ain Timouchent en 1999 et Boumerdes en 2003. [1]

Pour cela, l'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des structures plus Résistantes. Plusieurs études scientifiques ont été donc menées pour comprendre l'influence des séismes sur le comportement des constructions et leur capacité à résister face aux mouvements sismiques.

L'une des difficultés majeures en matière de diagnostic sismique est, l'appréciation de la ruine d'une structure. Sur le plan réglementaire, la ruine n'est pas clairement définie, bien que bornée par la notion d'état limite, qui traduit un état particulier dans lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

La définition même des conditions requises d'une construction peut relever du maître d'ouvrage, qui par des exigences souvent fonctionnelles peut imposer des états limites bien éloignés de la perception intuitive de la ruine de la construction. [2]

Il reste que les dégradations observées sur les structures en portiques en béton armé après un évènement sismique se répartissent essentiellement en trois catégories :

- Endommagement par flexion associé à des courbures ou des rotations
- Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres ou les Poteaux.
- Endommagement des nœuds associé aux efforts de compression et de traction. [2].

### **I.1. Problématique**

Les constructions auto-stables, poutre et poteaux, sont conçus afin d'atteindre certains objectifs de performance. Cette performance peut être définie comme étant la capacité à limiter son état d'endommagement face à une certaine demande sismique. Les états d'endommagement qui caractérisent la performance sont appelés états limites. Ainsi, cette typologie de structure caractérisée par sa souplesse, devrait avoir un niveau de performance plutôt élevé face à un évènement sismique, en subissant des dommages mineurs, demandant peu ou pas de réparation et restera pleinement opérationnel après le séisme. La problématique réside dans le fait que les critères de dimensionnement actuels n'assurent pas l'atteinte des objectifs en performance.

En effet, la réglementation Algérienne en vigueur exige certaines conditions à respecter dans la conception des structures en béton armé. Parmi ces dernières, on peut citer les limitations en hauteur, dans son article 9.1.3 [11] qui stipule « ... par ailleurs les bâtiments concernés (structures auto stable sans remplissage en maçonnerie) ne doivent pas dépasser 5 niveaux au 17 mètre en zone I, 4 niveaux ou 14 mètre en zone II et 3 niveaux ou 11 mètre en zone III ». [11] Plusieurs codes de calcul tels que l'Eurocode 8, les guide de calcul américain (ATC 40 ET FEMA 173-356, FEMA440 etc....) favorisent les systèmes de contreventement auto-stable en béton armé, considérés comme étant relativement flexibles, et en théorie censés avoir un bon comportement sous un chargement sismique avec une bonne dissipation d'énergie.

Plusieurs codes parasismiques se basant sur des calculs réels en introduisant des méthodes d'analyse et de calcul plus avancées dans les phases de conception et de dimensionnement, tels que la méthode statique non linéaire (Push over analysis) ainsi que les méthodes de calcul en performance (capacity design) ce qui n'est pas considéré dans les règles parasismique algériennes.

Ces méthodes permettant de visualiser le comportement réel de la structure après sa mise en service (capacité et déplacement), avec toutes les séquences de dommages qu'elle va subir (où et quand vont se former les rotules plastiques) sous la demande sismique.

### **I.2. Objectif**

L'objet de notre mémoire dans un premier temps est, d'étudier l'incidence de l'augmentation de nombre de niveau sur la résistance à l'action sismique des structures auto stable en béton armé pour montre la performance des structures implantées en zone IIa dépassant les limitations exigées dans l'article 1a du RPA99/2003. Le critère nous permettant de valiser ou

pas une structure comme ayant un bon comportement est ses déplacements inter-étage qui devront être validés par rapporte à ceux autorisés par le RPA99/2003.

Dans un second temps, Les structures en portiques étudiées seront implantées sur différents sites d'implantations ( $S_1$ ,  $S_2$  et  $S_4$ ) afin d'avoir l'influence de ces derniers sur la performance des modèles.

Enfin, les groupes d'usage des structures seront modifiés (Groupe 1A et 2A) afin d'avoir des interprétations et des discussions plus pertinentes sur la typologie poteaux-poutres.

### I.3.Définitions

#### I.3.1. Séisme

Le séisme est une secousse ou succession de secousses plus au moins violentes du sol. Un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille (FigI.1). Ces secousses peuvent être imperceptibles où très destructrices. [3]

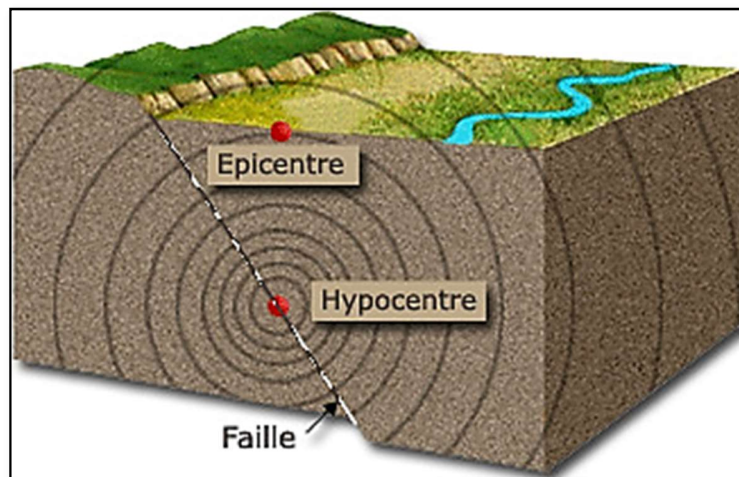


Figure I.1 Glissement de deux compartiments le long d'une faille

#### I.3.2. Caractéristiques d'un séisme

Il est caractérisé par :

- Son foyer (hypocentre) : C'est le point de départ du séisme, c'est-à-dire la région de la faille d'où partent les ondes sismiques (il peut être à plusieurs kilomètres de profondeur).
- Sa magnitude : Elle est définie comme le paramètre lié à la quantité d'énergie libérée par un tremblement de terre.

- Son intensité : C'est la quantification des conséquences du tremblement de terre sur le paysage naturels et immobiliers ainsi que le ressenti des personnes.
- Sa fréquence et la durée des vibrations : Ce sont des paramètres ayant une incidence fondamentale sur les effets en surface.
- Sa faille : C'est la rupture de la roche en profondeur pouvant se propager jusqu'à la surface du sol.
- Son épicentre : C'est le point de la surface du sol le plus proche du foyer. Il est défini par ses coordonnées latitude et longitude. [3].

### **I.3.3. La réglementation parasismique**

Les règles parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisantes pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.

- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Afin de pouvoir établir un dimensionnement suivant les probabilités d'occurrence sismique, il a été établi par la réglementation parasismique un zonage de sismicité classifiant les différentes zones d'un pays où les règles parasismiques sont applicables.

Il s'agit en fait des zones où il y a risque d'avoir un jour un tremblement de terre. [13]

### **I.4. Méthodes d'analyse**

Les méthodes classiques pour le calcul sismique ont pour objectifs de fournir une capacité de résistance et de déformation (ductilité) suffisante, afin de protéger les vies humaines et les déplacements limitent en service, pour contrôler les dégâts qui peuvent y survenir.

Les critères de calcul sont définis par les contraintes limites et forces évaluées dans les éléments structuraux, à partir des niveaux prescrits sur l'effort tranchant latéral appliqué.

Des modèles élastiques linéaires, non linéaires ou inélastiques non linéaires sont utilisées en fonction du niveau de la réponse structurelle. [2]

Les structures soumises à des excitations sismiques de faible intensité sont sollicitées dans le domaine élastique linéaire, par contre des séismes violents engendrent des contraintes supérieures à la limite élastique des matériaux, entraînant des déformations permanentes qui peuvent mener la structure à la ruine.

Par conséquent les systèmes linéaires ne représentent pas le comportement sismique réel des structures et les lois de comportement élastiques linéaires ne sont plus valables. La non linéarité est donc incontournable pour une évaluation correcte de la réponse sismique. [1]

#### **I.4.1. Comportement linéaire**

La notion de linéarité dans le comportement d'une structure est la proportionnalité de la déformation à la force qui la provoque, et celle-ci disparaît à la suppression des charges qui l'ont provoquée (déformation réversible). L'étude de l'oscillateur simple permet de mettre en place les notions fondamentales. Une structure type portique d'un seul niveau de plancher rigide sollicitée seulement en translation et dans une seule direction est une structure qui peut être modélisée comme un oscillateur simple. A titre d'exemple on suppose :

- une structure symétrique du point de vue des masses et des raideurs.
- le plancher indéformable dans son plan.
- les masses concentrées dans les planchers. Les paramètres influents sont ceux définissant la raideur (longueurs et inerties des éléments de la structure, nature des liaisons entre éléments, matériaux utilisés), tout comme la masse sur les modes propres de vibration.

#### **I.4.2. Comportement non linéaire**

Diverses causes peuvent être à l'origine du non linéarité, elles peuvent être externes ou internes à la structure. Parmi les causes externes à la structure, on peut citer les forces d'amortissement qui ne sont pas du type, visqueux. Dans la réalité, les phénomènes de dissipation d'énergie sont complexes et une modélisation de type visqueux n'en constitue que des approximations grossières. Les causes internes de non linéarité sont liées au comportement de la structure. Il s'agit de la réponse des éléments de la structure lorsqu'ils sont fortement sollicités. Leur comportement devient plus complexe en s'éloignant d'une simple proportionnalité aux

sollicitations (plastification). La description de tels comportements s'effectue par l'intermédiaire de modèles nommés modèles hystérétiques. [16]

## I.5. Méthodes élastiques linéaires

### I.5.1. Méthode statique équivalente

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. Elle est basée sur l'hypothèse que, le comportement structurel est prescrit par le mode de vibration fondamentale. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est, proche du premier mode ce qui représente une grande simplification (figure I.4). Son utilisation se limite aux bâtiments réguliers, faiblement et moyennement élevés. Afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure, le spectre de dimensionnement n'est autre que, le spectre élastique corrigé à l'aide d'un coefficient réducteur  $R$  appelé aussi coefficient de comportement. [8]

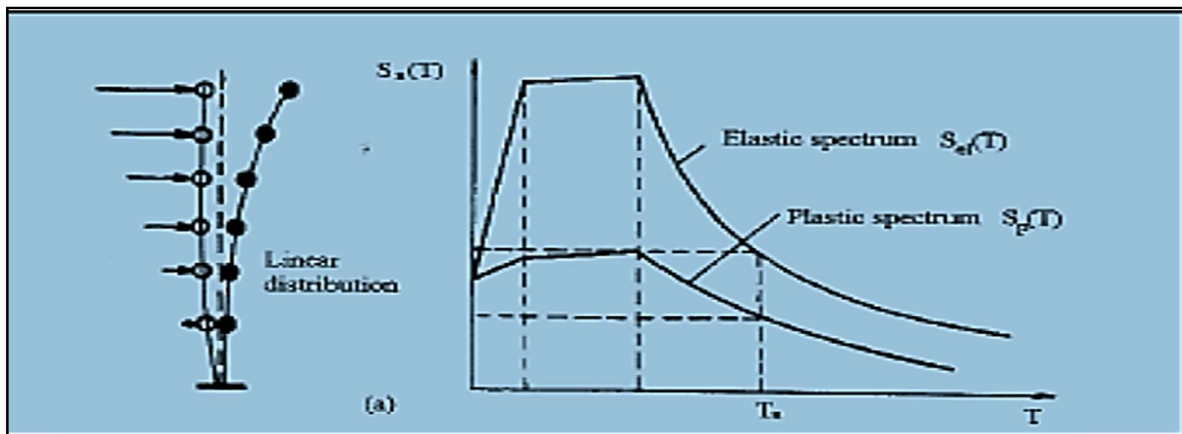


Figure I. 2 : principe de méthode statique équivalent.

### I.5.2. Méthode de superposition modale spectrale

Cette méthode est largement reconnue comme une puissante méthode pour le calcul de la réponse dynamique linéaire, des systèmes élastiquement amortis. Cette méthode s'avère intéressante, car la réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est exprimée à travers une superposition modale (figure I.3), chaque mode est déterminé à partir de l'analyse spectrale, des systèmes à un seul degré de liberté (SDOF).

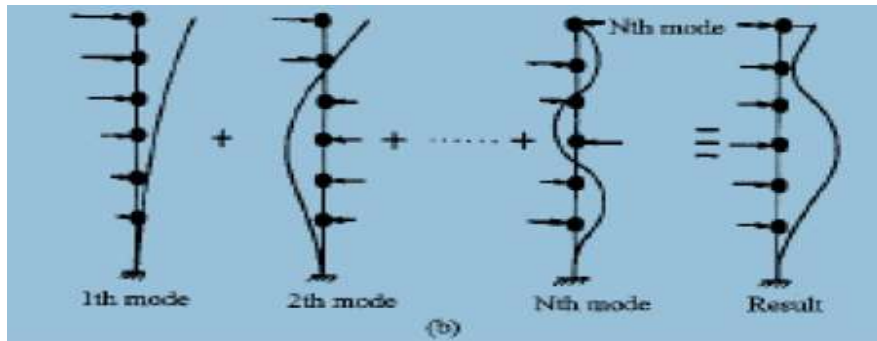


Figure I. 3 : principe de la méthode de superposition modale

L'analyse modale consiste, à combiner la réponse des différents modes par des règles de superposition modale, afin d'obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale.

Cependant, cette méthode présente deux principaux inconvénients à savoir : le calcul des fréquences de vibration pour chaque mode, qui varie réellement durant l'évènement sismique à cause du changement de rigidité (formation des rotules plastiques, l'endommagement des éléments structuraux et non structuraux) et la rigidité du sol d'assise (adoucissement du sol pour de larges déformations, interaction sol -structure). l'utilisation d'un facteur de comportement constant, pour un niveau de ductilité donné (car le facteur de comportement est fonction de la période de vibration)

### I.5.3. Méthode d'analyse temporelle élastique

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire (fig.I.4) faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins, elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère.

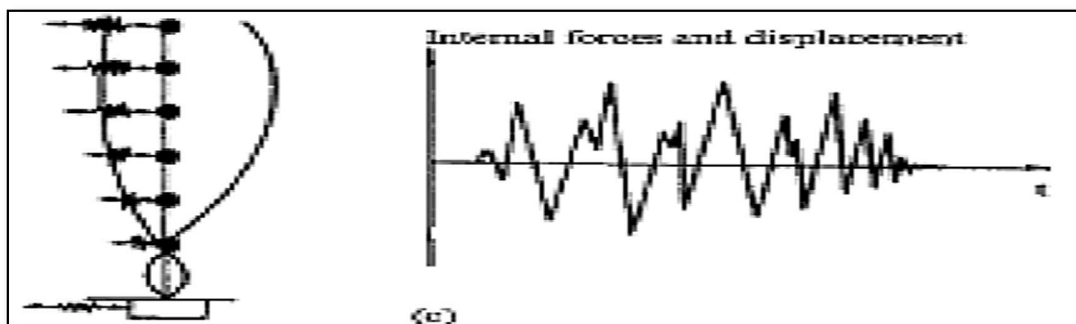


Figure I. 4 : Principe de la méthode d'analyse temporelle élastique.

## I.6. Méthodes non linéaires et inélastiques non linéaires

### I.6.1 Méthode d'analyse plastique

Cette procédure (fig. I.5) a été initialement développée pour les portiques métalliques, afin de tirer profit de la redistribution des contraintes dans des systèmes redondants ductiles au-delà des charges élastiques limites. Elle est généralement utilisée pour, établir le mécanisme de ruine afin de comprendre le comportement ultime de la structure.

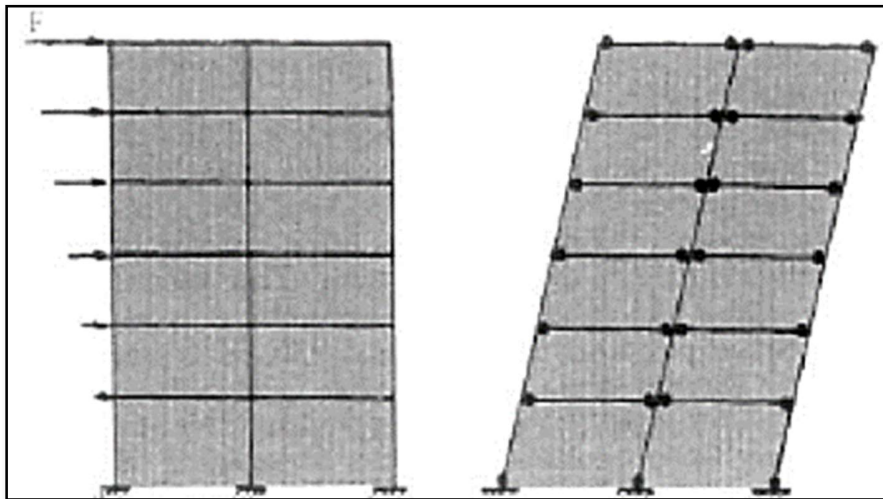


Figure I. 5 : principe de la méthode d'analyse plastique.

### I.6.2. Méthode d'analyse temporelle inélastique

Cette méthode est basée sur l'intégration directe, des équations de mouvement ou des algorithmes contenant les déformations élastoplastiques de la structure sont adoptés.

La variation des déplacements à différents niveaux du portique est représentée sur (la figure I.6). Cette méthode est la seule apte, à décrire le comportement actuel lors d'un séisme, cependant le grand problème réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. Il devient donc essentiel d'utiliser plusieurs types d'enregistrements, ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques.

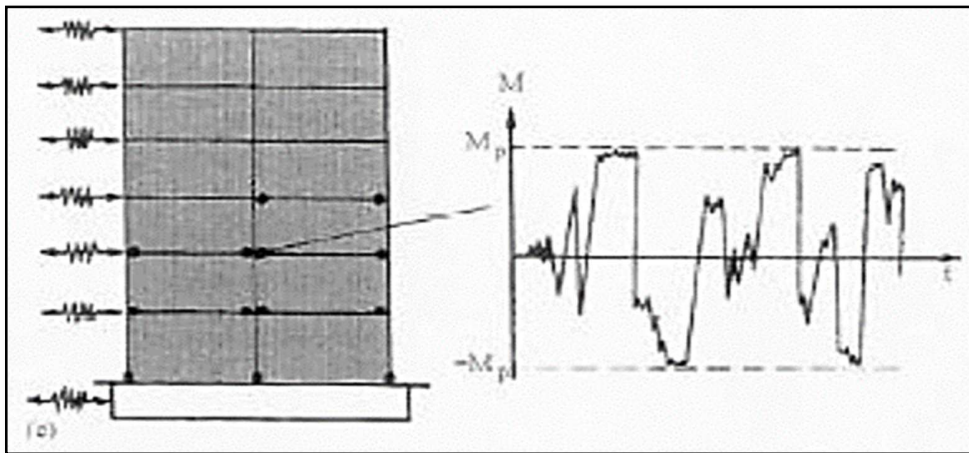


Figure I. 6 : principe d'analyse temporelle inélastique.

### I.6.3. Méthode d'analyse Pushover :

La structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur et la courbe inélastique charge déplacement est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure (fig. I.7). La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire ; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme (ATC, 1996).

Malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes telles que, la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale spécialement pour les structures où le premier mode est prépondérant. Elle est plus appropriée pour des périodes courtes et structures faiblement élevées.

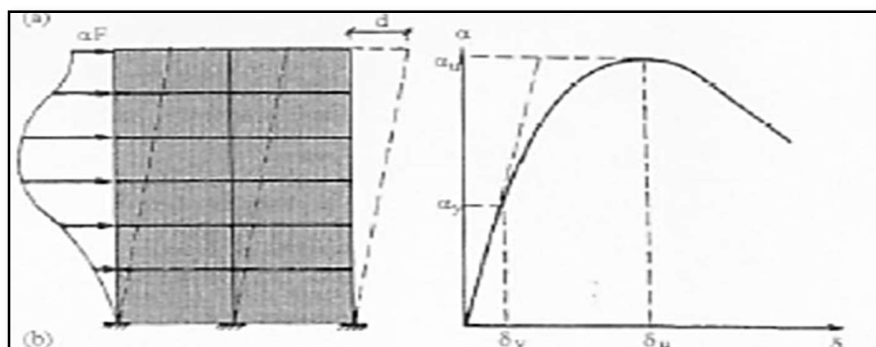


Figure I. 7 : principe de la méthode d'analyse Pushover.

**I.6.4. Méthode d'analyse modale**

Récemment développée, cette méthode est considérée comme une amélioration significative de l'analyse statique Pushover couramment utilisée (POA), en prenant en compte la contribution des modes supérieurs à la réponse, ou la distribution des forces d'inertie à cause de la dégradation de rigidité. La distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par la méthode modale Pushover (MPA) est généralement similaire aux résultats dits "exacts" obtenus à l'aide de l'analyse temporelle inélastique (RHA). [24]

La méthode d'analyse modale Pushover comparativement avec la méthode RHA :  
Produit de très bons résultats pour, des structures faiblement étagées (jusqu'à 5 niveaux) pour les déplacements d'étages, ainsi que pour les rotations des rotules plastiques surestime légèrement la réponse non linéaire pour les niveaux inférieurs et surestime celle des niveaux supérieurs des structures moyennement élevées (jusqu'à 10 niveaux) ; même constatation que pour la méthode statique Pushover avec chargement linéaire triangulaire (TLPOA). Prédit les déplacements d'étages d'une manière excellente, des niveaux supérieurs d'une structure élevée (entre 20 et 30 niveaux), mais elle reste à l'instar de la procédure (TLP) dans l'incapacité de prédire d'une manière exacte la rotation des rotules plastiques. [2]

**I.7 Contreventement des structures**

Pendant un séisme, une construction reçoit des charges horizontales qui, comme les charges verticales, doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction par les éléments résistants. Le contreventement d'une structure doit être horizontal (diaphragmes) et vertical (Palées de stabilité) et dimensionné en fonction des accélérations attendues. La qualité des liaisons entre la structure et les éléments de contreventement, et en général la qualité de leur mise en œuvre, conditionne leur efficacité. Le contreventement des plans horizontaux permet de transmettre et répartir les actions horizontales subies par la construction sur les éléments de contreventement vertical. Chaque niveau, y compris les pans de toiture, doit être contreventé, donc résistant aux déformations. Les éléments de contreventement verticaux doivent résister aux efforts horizontaux dans leur plan à chaque niveau de la construction et assurer la descente de charges dynamiques aux fondations. [6]

### I.8. Les rotules plastiques

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

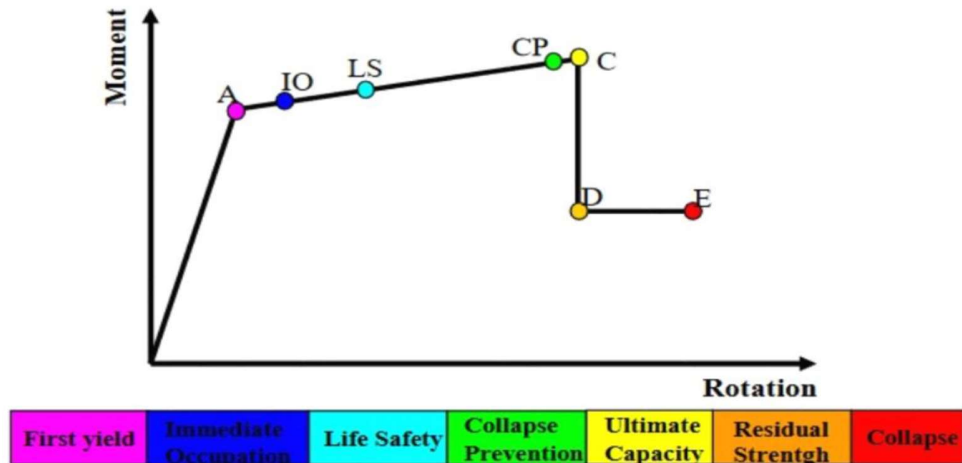


Figure I.8 : Loi de comportement de la rotule plastique.



Figure I.9: Endommagement d'un portique à 2 étages dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001.

### I.9. Modèle élasto-plastique Bilinéaire

Ce modèle est constitué de deux segments de droite, l'un présente une pente, le domaine élastique. L'autre n'ayant pas de pente décrit le domaine plastique.

Il existe deux types de modèle élasto-plastique bilinéaire :

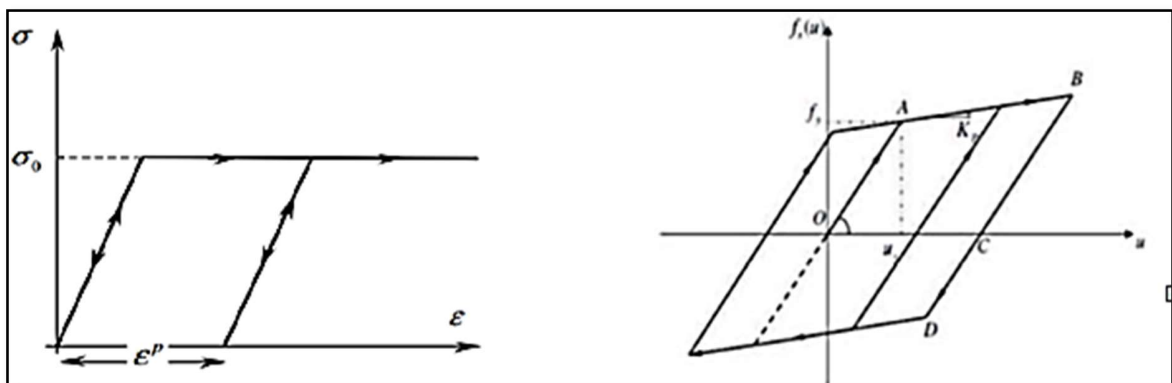
Modèle élasto-plastique parfait et Modèle élasto-plastique écrouis sable. Sous un chargement cyclique, la courbe contrainte-déformation est approchée par un diagramme bilinéaire dit élasto-plastique parfait, pour lequel la courbe contrainte déformation comporte un palier horizontal.

Ce modèle élasto-plastique parfait est souvent associé à la notion de ductilité, par opposition à celle de fragilité qui évoque l'idée de rupture brutale de l'élément lorsque le seuil d'élasticité est atteint. (Figure I.10. a)

Par la suite, une amélioration de ce modèle a conduit à l'apparition du modèle élasto-plastique écrouis. Il est constitué de deux segments de droites, l'un décrit la phase élastique où la pente de la droite représente la rigidité initiale de la structure, et l'autre décrit la phase plastique, mais contrairement au modèle précédent, ce segment de droite n'est plus un plateau mais présente une pente couramment appelée rigidité plastique. (Figure I.10.b)

Il est à noter que ces modèles élasto-plastique bilinéaire, sont des modèles non dégradables ;

La rigidité ne change pas durant les cycles de chargement, ils présentent des boucles d'hystérésis stables. [1]



a-Model élasto plastique parfait b-modèle élasto plastique écrouis sable

Figure I. 10 : représentation schématique montre le comportement d'élasticité  $\sigma_0$ .

**I.10. La méthode d'analyse statique non linéaire Pushover**

L'analyse Pushover ou poussée progressive est une analyse statique non linéaire approximative dans laquelle la structure est soumise à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible, permettant ainsi de présenter de façon simplifiée le comportement de la structure sous l'effet de différents types de charges dues au tremblement de terre. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure appelée courbe de capacité. On l'applique pour vérifier la performance structurale de bâtiments existants ou nouvellement conçus.

**I.10.1. Origine de l'analyse Pushover**

L'analyse statique non linéaire est devenue le procédé d'analyse préféré pour la conception et l'évaluation des performances sismiques, puisqu'elle est relativement simple et considère le comportement post-élastique des structures. Cependant, le procédé implique certaines approximations et simplifications.

**I.10.2. Description de la méthode d'analyse Pushover**

Elle consiste à pousser le bâtiment jusqu'à l'effondrement pour déterminer l'effort maximal. Il s'agit donc d'une analyse sous charge permanente constante qui consiste à augmenter progressivement les actions horizontales jusqu'à atteindre la rupture. La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale. La charge latérale est augmentée d'une manière Progressive jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotules plastiques). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continu jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité.

Cette série d'analyses statiques, permet d'approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base déplacement au sommet. Voir (figure I.11) (3)

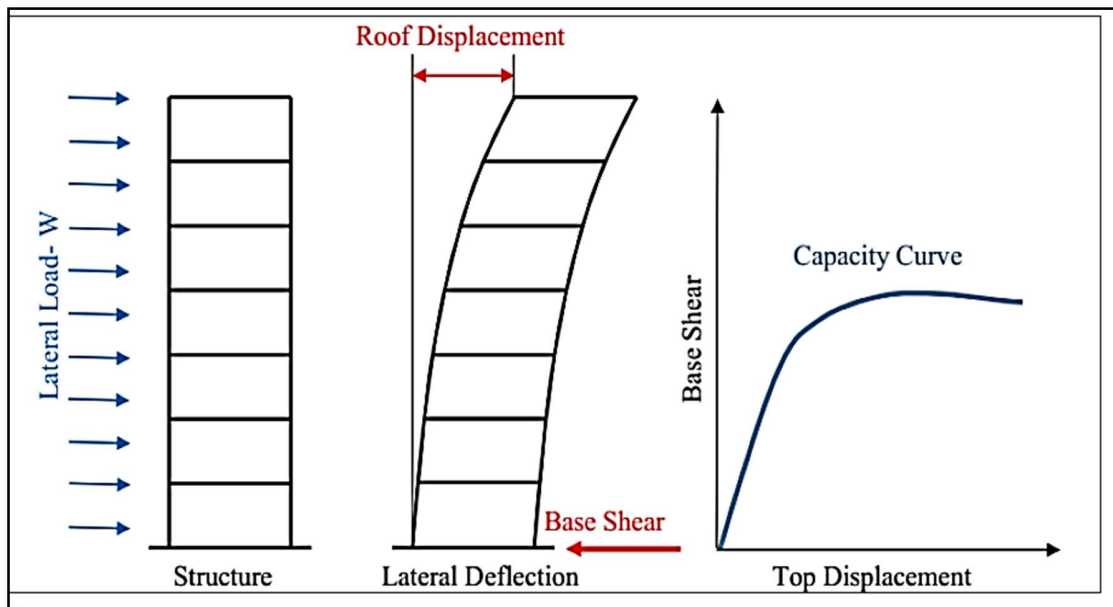


Figure I. 11 : Courbe de capacité Pushover d'une structure.

### I.10.3. Hypothèses d'élaboration de l'analyse (Pushover)

L'analyse statique Pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure assimilée à un système linéaire équivalent. Voir figure (I.12)

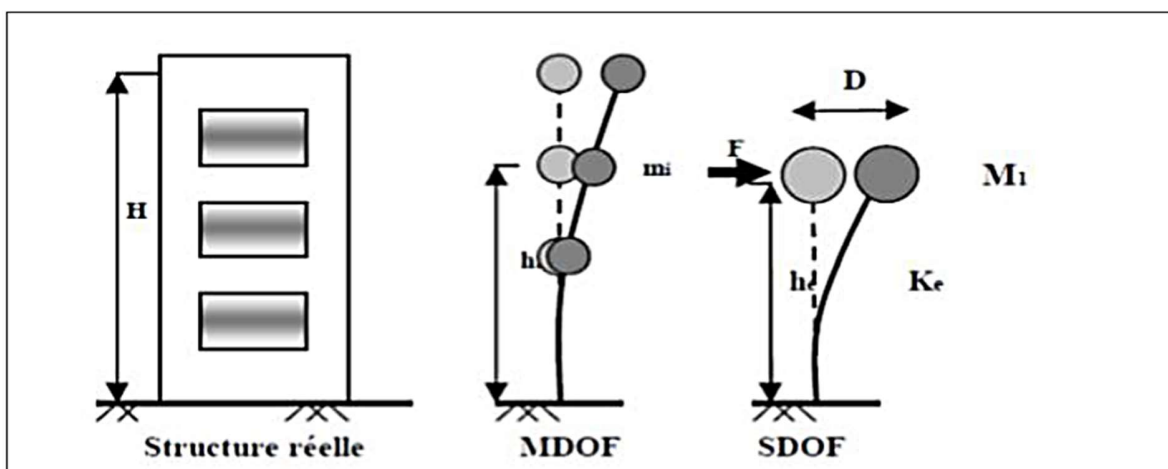


Figure I. 12 : système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.

**I.10.4. But de l'analyse Pushover**

Fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure, ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation de discontinuité inter-étage qui tient compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

**I.10.5. Les avantages de l'analyse Pushover**

L'avantage de l'analyse Pushover est qu'elle s'applique pour l'évaluation des structures existantes et pour la conception de structures neuves. L'analyse Pushover fournit des informations sur beaucoup de caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique élastique linéaire. Des exemples de telles caractéristiques de réponse sont cités dans ce qui suit :

- Les demandes en force dans les éléments potentiellement fragiles, comme les demandes axiales en force dans les poteaux, les demandes en moments dans les zones de connexion poteau-poutre etc.
- L'estimation de la demande en déformation pour les éléments qui doivent déformer inélastiquement afin d'absorber l'énergie donnée à la structure par les mouvements de sol.
- Conséquence de la détérioration de différents éléments sur le comportement du système structural.
- L'identification des discontinuités de force en plan ou en élévation qui mèneront aux changements des caractéristiques dynamiques dans le domaine élastique.

- L'évaluation des déplacements inter-étages qui expliquent les discontinuités de force ou de rigidité et peuvent être employées pour contrôler les dommages et pour évaluer les effets P-delta.

- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

L'analyse Pushover fournit des données sur la ductilité de la structure qui ne peut pas être obtenue par l'analyse élastique. En outre, elle expose les faiblesses de conception qui peuvent demeurer cachées dans une analyse élastique.

### **I.11. La méthode Pushover et son application dans les règlements sismiques récents**

La communauté scientifique dans le domaine de l'engineering à développer une nouvelle génération de procédures de conception basée sur la déformation des structures. Dans un court terme, l'approche la plus appropriée semble être une combinaison de l'analyse statique non linéaire (Pushover) et le spectre de réponse. Les exemples d'une telle approche sont la méthode de spectre de capacité, appliquée dans ATC 40, et la procédure statique non linéaire, appliquée dans FEMA 273 et 356. Le procédé postérieur est employé également dans ATC 40 comme méthode alternative, qui appelle la méthode de coefficient de déplacement et la méthode N2 dans l'EC8.

#### **Remarque**

L'intérêt commun de la méthode N2, la méthode du spectre de capacité et la méthode du coefficient consiste à superposer une courbe représentant la capacité de résistance d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire (Pushover) au spectre inélastique représentatif de la sollicitation apportée par le séisme. L'intersection représente le point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximum que la structure subira et son degré de déformation dans le domaine plastique. Cependant, ces méthodes diffèrent par l'utilisation des spectres inélastiques appropriés pour calculer le déplacement maximal du système à un seul DDL. [1]

## I.12. Distribution des charges

### I.12.1. Chargement latéral

Des charges latérales seront appliquées aux structures, ces dernières sont approximativement liées à la distribution probable de forces d'inertie produites lors d'un séisme. Pour l'analyse tridimensionnelle, la distribution est simulée par la distribution horizontale des forces d'inertie dans le plan de chaque plancher.

Pour les deux analyses ; l'analyse bidimensionnelle et l'analyse tridimensionnelle, au moins deux distributions verticales du chargement latérale seront considérées.

Le premier modèle, souvent nommé le modèle uniforme, sera basé sur les forces latérales qui sont proportionnelle à la masse de chaque niveau de plancher.

Le deuxième modèle, nommé le modèle modal, le chargement devrait être choisi parmi les deux considérations suivantes :

- Forces latérales représentées par les valeurs de  $C_{vx}$  donnée par l'équation ci-dessous qui doit être utilisée si plus que 75% de la masse totale participe au mode fondamental dans la direction prise en considération.

$$k = \begin{cases} 1 \dots si : T \leq 0,5 \text{ sec.} \\ 2 \dots si : T \geq 2,5 \text{ sec.} \end{cases} \quad C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

T : période fondamentale

$C_{vx}$  : facteur de distribution verticale.

$W_x$  : poids du plancher considéré.

$W_i$  : poids du plancher i.

$h_x$  : hauteur du plancher considéré, calculé à partir de la base.

$h_i$ : hauteur du plancher i.

- Une distribution des forces latérales proportionnelles aux forces d'inerties des étages et qui doit être compatible avec la distribution des efforts tranchants dans ces étages calculés avec l'analyse spectrale de la structure avec un nombre suffisant de modes pour avoir 90% de la masse totale. Figure I.13

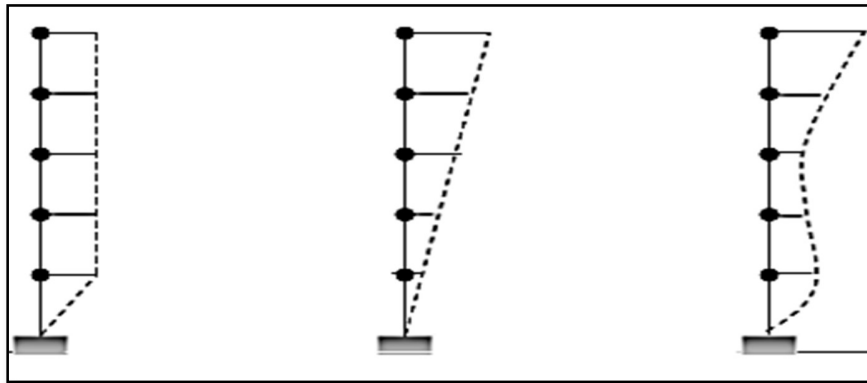


Figure I. 13 : Distribution des forces latérales selon le FEMA.

### I.12.2. Choix de la forme du chargement latéral

Afin d'effectuer une analyse Pushover d'un système à plusieurs DDL, la forme des forces latérales doit être appliquée sur les masses du système, en accroissant progressivement ce chargement jusqu'à la phase inélastique. Au cours de la phase inélastique le système subit une perte de la rigidité et un changement dans la période de vibration. Ceci peut être vu dans la relation force-déformation du système.

Le choix de la forme du chargement latéral pour traiter un phénomène dynamique par une analyse statique non linéaire affecte significativement la réponse de la structure. [21] Appliquer un seul type de chargement (triangulaire, constant ou modal) ne serait pas en mesure de saisir la totalité de la réponse d'un système. En conséquence, FEMA 356 et l'Eurocode 8 recommandent l'utilisation d'au moins deux modèles de charge pour déterminer une courbe "enveloppe" des réponses. [9]

### I.12.3. Influence du mode de chargement sur la réponse d'une structure

La sélection du mode de chargement est une étape très importante dans l'analyse Pushover parce que ce mode de chargement est censé représenter les forces d'inerties dans le calcul sismique. Plusieurs formes de mode de chargement ont été proposées dans la littérature pour appliquer l'analyse Pushover. L'Eurocode 8 propose deux distributions qui sont considérées comme

permettant d'encadrer le résultat. Le premier est une distribution uniforme, pour laquelle la force au niveau  $i$  est proportionnelle à la masse au niveau  $i$  et indépendant de la hauteur. La seconde est une distribution modale correspondant à la distribution des forces latérales déterminée par analyse linéaire pour le ou les premier(s) mode(s) de la structure [8]. La troisième est une distribution triangulaire inversé qualifiée [22], Comme étant la distribution approchant de mieux la réalité.

### I.13. La courbe de capacité Pushover

La courbe de capacité est une représentation graphique qui relie l'effort tranchant à la base au déplacement au sommet d'une structure, elle est obtenue par un calcul statique non linéaire.

L'obtention de cette courbe nécessite les étapes suivantes :

Il faut d'abord fixer un objectif en déplacement (déplacement cible) et vérifier la résistance de notre bâtiment. Ce déplacement est aussi représenté par le déplacement maximal qu'aura subit le bâtiment lors du séisme. On obtient le résultat sous forme de courbe Pushover ou courbe de capacité, elle représente la force latérale totale à la base en fonction du déplacement horizontal en tête du bâtiment. Cette courbe tient compte du comportement non linéaire de l'ouvrage. I.1



Figure I. 14 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [17].

La courbe de capacité décrit 4 phases : voir la (figure I.15)

- **Phase 1** : comportement élastique de la structure.

- **Phase 2** : la structure a dépassé le comportement élastique mais n'est pas encore en danger (un niveau de dommage contrôlé mais un endommagement mineur est susceptible de se développer)
- **Phase 3** : représente un état d'endommagement avancé, la stabilité de l'ouvrage est en danger.
- **Phase 4** : La rupture de l'ouvrage (la ruine).

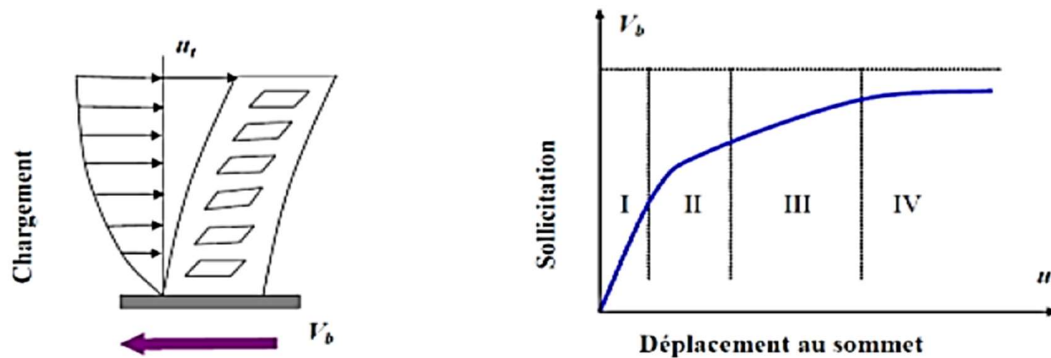


Figure I. 15 : les 4 phases d'endommagement selon la courbe de capacité.

### Demande sismique

La demande sismique est introduite sous la forme d'un spectre de réponse élastique. Le spectre de réponse est une courbe représentant l'accélération maximale induite par les vibrations sismiques en fonction de la période propre d'un oscillateur harmonique simple (pendule, ressort,) et de son amortissement critique. Le spectre de réponse propre est un outil utilisé par les concepteurs d'ouvrage (bâtiments, ouvrage d'art...).

L'intérêt principal du spectre de réponse vient de ce qu'en première approximation, un bâtiment ou un ouvrage peut être assimilé à un oscillateur simple (pendule, ressort,...) : la seule connaissance de sa période propre  $T$  (liée au type de structure, à la taille et aux propriétés du matériau constitutif) et de son amortissement (lié au matériau et aux dispositions constructives) permet d'estimer l'accélération, la vitesse et le déplacement maximaux subis par l'ouvrage, et, par conséquent, les forces et contraintes à l'intérieur de la structure.

L'expression des équations des différentes branches du spectre de réponse est standardisée. Le spectre de réponse est entièrement déterminé par la connaissance de l'accélération d'ancrage (accélération à la période nulle) et des valeurs des périodes caractéristiques des branches du spectre  $\{T_B, T_C \text{ et } T_D\}$  ainsi que des paramètres  $(S, \gamma, \eta)$ .

$S$  : paramètre du sol,

$\gamma_I$  : coefficient d'importance du bâtiment,

$\eta$  : coefficient de correction d'amortissement ( $\eta=1$  pour l'amortissement 5%).

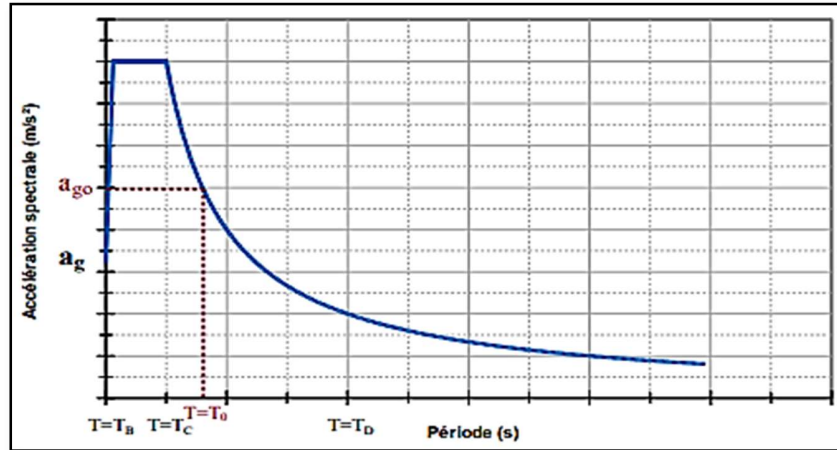


Figure I.16 : Allure du spectre de réponse élastique selon l'EC8.

Pour une période propre donnée d'un bâtiment (simple), il est possible, à partir de la courbe, de connaître l'accélération maximale de référence subie par le bâtiment. Cette connaissance permet de dimensionner ce dernier afin qu'il puisse résister aux secousses sismiques. Exemple figure I.16: pour une période  $T_0$ , on peut facilement déterminer, par simple lecture graphique, la valeur de l'accélération  $a_{g0}$ . La prise en compte d'un mouvement sismique, défini sous la forme d'un spectre de réponse élastique est obligatoire pour les bâtiments de catégorie d'importance II, III et IV (notamment en zone de sismicité 4). Néanmoins, pour les bâtiments de catégorie d'importance II de configuration « simple » remplissant les conditions du paragraphe 1.1 (Domaine d'application) de la norme « NF P 06-014 mars 1995 amendée A1 février 2001 des règles simplifiées adaptées (dites règles PS-MI) peuvent se substituer aux règles générales. [1]

### La demande sismique selon le RPA99

La demande sismique est représentée par le spectre de réponse élastique  $S_a(T)$  pour les composantes horizontales de l'action sismique est, défini par le RPA 99 par l'expression suivantes (RPA99, 2003) : [2]

$$Sa = \begin{cases} 1.25A.g \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5.\eta(1.25.A.g) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5.\eta(1.25.A.g) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5.\eta(1.25.A.g) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : est le coefficient d'accélération de zone,

n : est le facteur de correction d'amortissement

R : est le coefficient de comportement,

Q : est le facteur de qualité

T1, T2 : sont des périodes de transition.

### Le déplacement cible :

On définit le déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme. Le but principal de cette méthode est basé sur la demande de la structure par rapport au déplacement, la notion de nœud de control est alors introduite. Il est situé au centre de masse du dernier niveau de la structure, et représente la référence nécessaire pour l'exécution et l'interprétation de l'analyse.

### Le point de performance

Une fois la courbe de capacité obtenue, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des spectres de réponse en accélération ou en déplacement. Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés du repère (Effort-Dpt) au repère Acc spectral-Dpt spectral).

-Réaction à la base / masse → accélération.

-Déplacement / Facteur de participation modale → déplacement. Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'EC 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux.

Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations concernant le

comportement de la structure face au séisme. Selon les indications de l'EC 8, le déplacement élastique d'une structure équivalente est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A), Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B. Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité. [1]

#### **I.14. Les différentes méthodes de calcul de point de performance**

##### **I.14.1. Méthode N2**

La méthode N2 a été développée par Fajfar et al. (1988) comme une alternative à la méthode du spectre de capacité (ATC 40, 1996) et fait partie de l'Euro code 8 (Eurocode8, 2004). L'idée de base de la méthode N2

**N** : désigne le comportement non-linéaire

**2** : désigne deux modèles mathématiques découle de la méthode Q-modèle développé par Saidi et al. (1981) qui repose elle-même sur les travaux de Gulkan et al. (1974).

- **But de la méthode N2** : est la détermination des différents paramètres en termes de déplacement et de force à partir du comportement non-linéaire d'une structure soumise a une action sismique.

- **Principe de la méthode** : Le principe de la méthode consiste à combiner entre deux modèles mathématiques :

- L'analyse Pushover d'un système a plusieurs DDL soumis à une distribution de forces latérales liées au choix d'une forme pour le déplacement.

- L'analyse de la réponse spectrale d'un système a un seul DDL.

La méthode est formulée dans un format accélérations-déplacements afin de pouvoir

Visualiser la procédure et les relations entre les paramètres de base qui contrôlent la réponse sismique. L'hypothèse de base est que la structure oscille en prédominance dans le premier mode, et l'on ne considère que les déplacements de translation (non prise en compte des rotations si l'on suppose que les planchers sont infiniment rigides).

Tableau 1 niveaux de performance, états d'endommagement correspondants et déplacements limites.

Niveau de performance	Etat d'endommagement	Déplacement relatif
*Totalement opérationnel Occupation immédiate	Négligeable	<0.2%
*opérationnel, endommagement Contrôlé, endommagement modéré	Réparable	<0.5%
*Sécurité sur les vies	Irréparable	<1.5%
*Pré ruine, sécurité limitée	Sévère	<2.5%
*Ruine		>2.5%

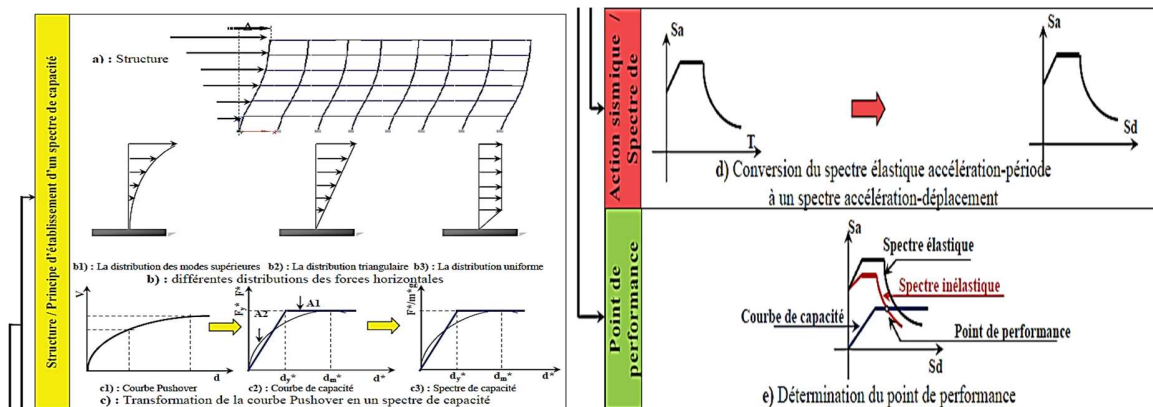


Figure I. 17 : Différentes étapes du développement de la méthode.

**I.15. Méthode du spectre de capacité selon l’ATC 40**

- **Principe de la méthode :** La méthode du spectre de capacité est l'une des premières méthodes utilisées pour une estimation rapide de la performance sismique des structures. La méthode a été développée par Freeman en 1975, et est passée par plusieurs modifications jusqu'à aujourd'hui. Cette méthode propose trois procédures (A, B, et C) présentées en détail dans l'ATC 40. La méthode du spectre de capacité considère que la réponse de la structure inélastique peut être approchée par une succession de résolutions d'une structure linéaire dont l'amortissement est ajusté de manière itérative pour rendre en compte de la dissipation d'énergie liée à l'endommagement. Pour cette raison, le spectre élastique est remplacé par des spectres inélastiques à des ductilités constantes.
- **Le but de la méthode :** La méthode consiste à comparer la capacité de la structure à se déformer au besoin de déformation imposé par le séisme. La capacité à se déformer est

évaluée par un calcul statique non-linéaire sous un champ d'efforts représentant les forces d'inerties engendrées par le séisme.

- **Hypothèses de la méthode :** L'application de cette méthode est basée sur certaines hypothèses et approximations :
  - La distribution des forces latérales dans l'analyse Pushover tient compte uniquement du premier mode de vibration de la structure.
  - la déformation inélastique d'un système à un seul degré de liberté est estimée à partir d'une série de systèmes linéaires équivalents à travers une procédure itérative, ce qui évite l'utilisation d'une analyse dynamique d'un système inélastique.

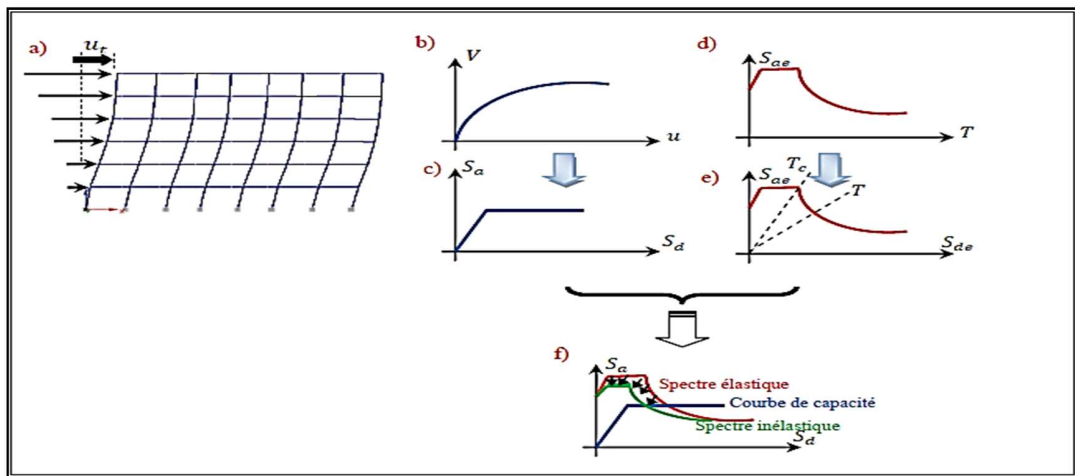


Figure I.18: Méthode du spectre de capacité.

## I.16. Méthode des coefficients de déplacement selon FEMA 273

### Principe de la méthode

La méthode des coefficients de déplacement selon le FEMA273 consiste à soumettre un chargement latéral statique croissant jusqu'à ce que le déplacement maximal de la structure étudié soit atteint [FEMA273].

Le dernier plancher appelé nœud maître ou nœud de contrôle est modélisé dans cette méthode sous forme de masse concentrée dont le déplacement sera considéré comme déplacement maximal de la structure.

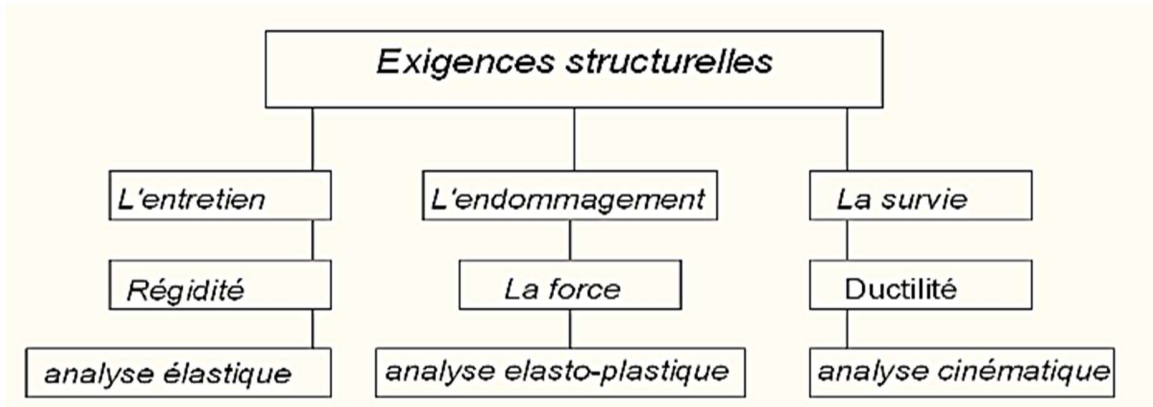


Figure I.19 : Critères de dimensionnement pour 3 niveaux de performance.

#### I.17. Conséquences du séisme sur les structures en béton armé :

Les figures suivantes représentent quelques exemples des dommages causés par le séisme sur les systèmes de contreventement mixtes.



Figure I. 20 : Rupture en zone nodale [18].



Figure I. 21: Dislocation de la section [18].



**Figure I.22: Rotule plastique dans le poteau (comportement à éviter) [18].**



**Figure I.23: rotule plastique dans la poutre (Comportement recherché)[18].**

## **I.18. Les Critère de performance**

### **I.18.1. Critère de rigidité**

Pour des raisons économiques, le contrôle de l'endommagement à travers la vérification de rigidité structurelle est devenu un critère incontournable.

Pour l'endommagement structurel le déplacement global (en tête) de la structure peut fournir une bonne indication, mais ne peut adéquatement refléter l'endommagement des éléments non structuraux, qui dépend essentiellement du déplacement relatif entre deux étages.

La rigidité requise dépend essentiellement du type de séisme (far-field et near field regions) et du type de structure.

La rigidité disponible (emmagasinée) dépend des déformations limitent des éléments non structuraux :

- a-** un endommagement mineur où les fissures 0.2-1 mm n'affectent significativement pas le service et la réparation est facilement exécutable.
- b-** un endommagement important où les fissures 1-2mm, n'affecte pas la sécurité des éléments mais la réparation devient coûteuse.
- c-** Un endommagement très important avec de larges fissures dépassant les 2mm, conduisant à la ruine partielle ou totale des éléments.
- d-** désolidarisation des éléments non structuraux de la structure porteuse

La conception parasismique moderne est favorable au fait de désolidariser les remplissages afin de les isoler vis-à-vis des déformations structurelles. [19]

### **I.18.2. Critère de résistance**

Le critère de résistance est traditionnellement introduit comme un but primordial dans le dimensionnement parasismique ; la structure doit donc satisfaire ce critère à travers la relation entre demande de Résistance et capacité de Résistance.

Les deux termes de l'équation sont déterminés respectivement à partir de l'action sismique et de la configuration structurelle. La demande de résistance peut être déterminée en utilisant plusieurs méthodes, et elle dépend du type de séisme, se référant à son intensité, durée, période etc. Concernant le type de structure - spectre de dimensionnement, il est tiré du spectre élastique en utilisant le facteur de réduction de force R.

Les étapes nécessaires pour déterminer la capacité de résistance sont comme suit :

- Etablir un mécanisme favorisant la rotation au niveau des poutres reconnues comme le mécanisme le moins exigeant, si la notion de ductilité est considérée en respectant l'approche poteau fort - poutre faible.
- Identifier les sections critiques ou dissipatives d'énergie, leur fournir le ferrailage nécessaire de résistance et de confinement afin de leur conférer l'aptitude ductile requise. –
- Dimensionner les régions préalablement conçues comme élastiques de façon à éviter la migration accidentelle des déformations plastiques.

### **I.18.3. Critère de ductilité**

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure de supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance.

Plusieurs règlements exigent à ce que ces structures aient la capacité de résistance garantissant le niveau de demande de ductilité résultant.

Pour les portiques auto-stables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celles causées par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie. Les récents

développements dans la conception parasismique incluent le fait de doter la structure d'une ductilité suffisante comme il est recommandé pour la rigidité et la résistance. [1]

## **II. Conclusion**

La méthode de la réponse sismique par un calcul statique non linéaire (Pushover) est développée au préalable pour l'expertise des structures existantes et dans le dimensionnement des structures (FEMA, ATC 40, EC08). Son atout est sa simplicité de mise en œuvre et qui fait intervenir la notion d'optimisation structurelle qui est basée sur les demandes, capacités et les rotules plastiques.

Dans la suite du travail, l'utilisation de cette méthode se fera sur différentes structures en poteaux-poutres de nombre de niveaux dépassant la limitation en hauteur exigé par le RPA99/2003, sur zone de sismicité IIa. Par la suite, le calcul du déplacement inter-étage des structures modélisées par Etabs2018, sera comparé au déplacement inter-étage de 1% exigé par la réglementation parasismique actuelle en Algérie.

Enfin, selon les résultats obtenus, un changement de site d'implantation ainsi que de groupe d'usage sera effectué pour plus de résultats et de conclusions sur la performance des structures en portiques poteaux-poutres, dépassant les limites en hauteur exigées par le RPA99/2003.

## **Introduction**

Cette partie présente les caractéristiques géométriques en plan et en élévation des structures auto stable étudié. Le dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres) s'effectue en respectant la réglementation parasismique algérien [RPA 99/Version 2003]. On prendra plusieurs structures de dimensions en plan standard et constantes avec variation du nombre du niveau en dépassants les limitations de l'article 1a **RPA99/2003**. Les structures seront implantées dans la zone IIa.

Choix des structures : (R+4 R+5, R+6, R+7, R+8, R+9, R+11).

Ce chapitre est constitué de deux parties :

## **Partie A : Présentation, dimensionnement et modélisation des structures étudiées.**

Dans notre cas pour faire appuis preuve sur la zone IIa la limite est exigé a une hauteur de 14m et pour cela on a commencé notre étude a une hauteur de 15m pour cibler l'exigence de RPA puis dépassé la hauteur exigé par la réglementation.

### **II.A.1. Description du logiciel ETABS**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

### **II.A.1. Géométrie et configuration structurale**

Les structures en béton armé choisi (fig.II.1) (fig.II.2). En plan et en élévation, il est implanté dans une zone de moyen sismicité (zone IIa) sur un site meuble (S3). Le bâtiment est supposé encastré à sa base.

Dans toutes les structures, la hauteur d'étage est de 3 m et la longueur des quatre travées sont de 4 m (entre-axes) dans la direction, longitudinale (X-X) et 5 m entre l'axe transversal (Y-Y). Les vues en plan et en élévation sont données respectivement sur les figures II-1 et II-2.

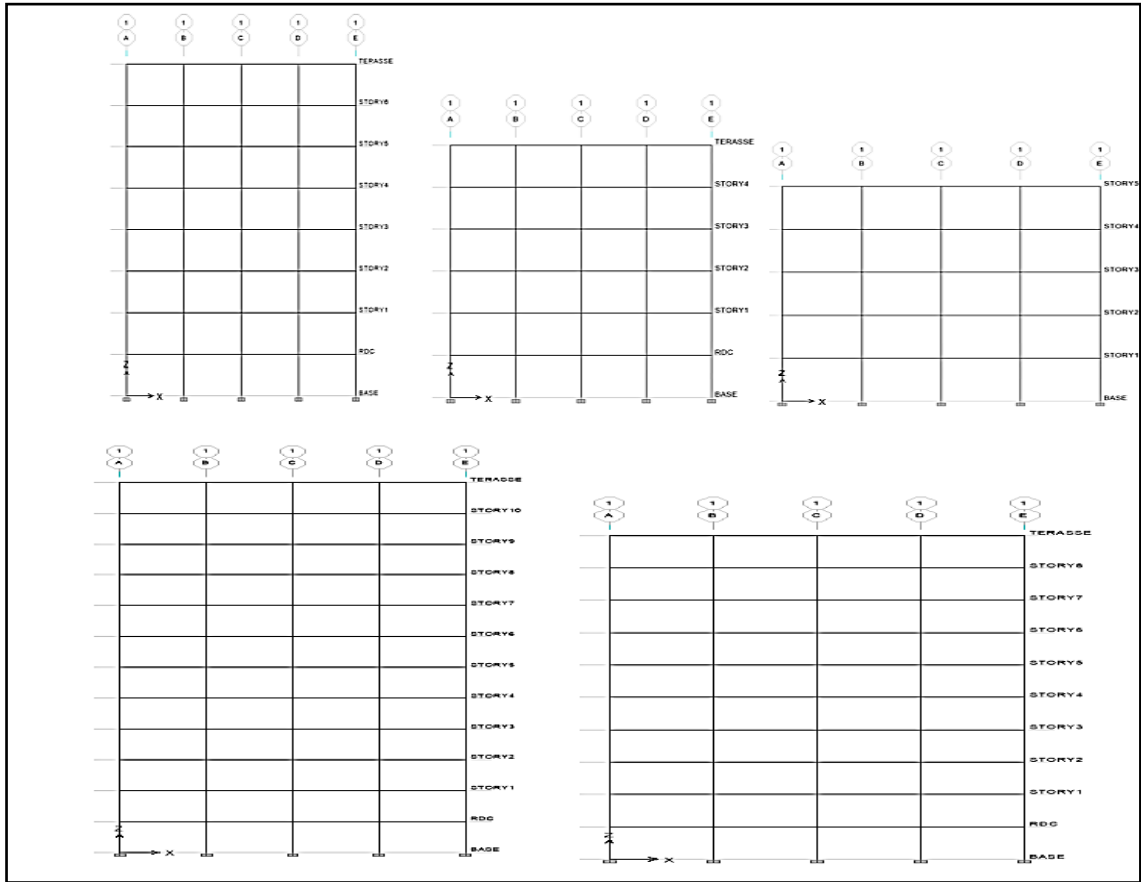


Figure II.1 :Vue en elevation des bâtiments R+4 , R+5, R+7, R+9, R+11.

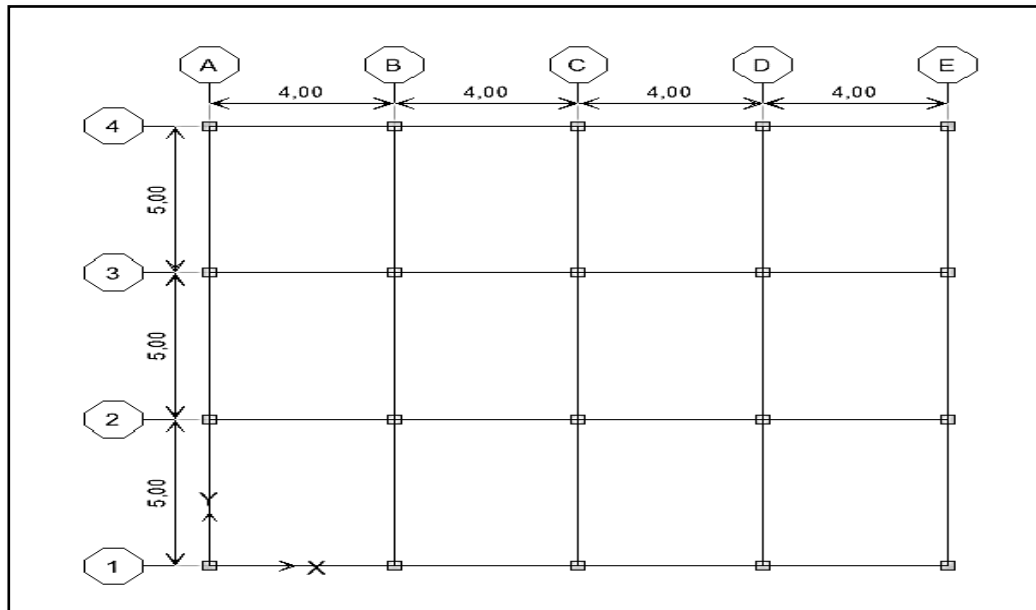


Figure II. 2 : Vue en Plan des Bâtiments R+4, R+5, R+7, R+9 R+11.



**II.A.3 Calcul dynamique des structures :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux (acier et béton).
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux,)
- Définition des charges statiques (G, Q) et introduction du chargement dynamique (E)
- Affectation des charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant aux éléments.
  
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse et exploitation des résultats.

**II.A.4. Calcul de la force sismique totale (VOIR MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS AUX RPA 99)**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \dots\dots\dots \text{II.1 [11]}$$

W : poids total de la structure

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\xi$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

T2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 RPA pour un amortissement  $\xi = 5\%$

R : coefficient de comportement global de la structure Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 RPA [11] en fonction du système de contreventement tel que défini en tableaux 3.4 RPA [11] En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Q : facteur de qualité Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum_1^5 Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 RPA99/2003 [11].

A : coefficient d'accélération de zone

#### **II.A.5. Condition sur l'effort normal réduit**

A l'état limite ultime de résistance, le règlement parasismique algérien [11] dans son article 7.4.3.1 stipule que, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile des poteaux en béton armé sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{(B_c \cdot f_{c28})} < 0,3 \dots \dots \dots [II.2]. \text{ RPA99/2003 Art 7.1.3.3[11]}$$

Où :

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

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

Fc28 : est la résistance caractéristique du béton.

**II.A.6. Charges appliquées**

**II.A.6.1 Charges gravitaires**

Les bâtiments étudiés sont à usage d'habitation. Les charges gravitaires y sont évaluées comme suit : Les charges permanentes (G) du plancher courant sont égales à 5.2 KN/m<sup>2</sup> et celles du plancher terrasse sont de 5.2 KN/m<sup>2</sup>. Les charges d'exploitations (Q) du plancher courant sont évaluées à 1.5KN/m<sup>2</sup>, celles du plancher terrasse sont de 1 KN/m<sup>2</sup>.

*NOTE : ce calcul détailler de l'effort tranchant à la base et l'effort normal réduit sont de la structure R+4. Les autres structures seront calculées avec la même méthode.*

II.A.6.2 : vérification de l'effort tranchant à la base

$$v = \frac{A D Q}{R} \cdot W \dots \text{II.1}$$

$Q = 1 + \sum Pq$  tous le critère sont vérifiés donc On prend  $Q=1$ .

$$\begin{cases} Q = 1 \\ A = 0,15 \dots \dots \dots \text{RPA.99/2003}[11] \\ R = 5 \end{cases}$$

D'ETABS on distingue le poids de la structure :

$$W = 8852,63 \text{ knEt } T \text{ analytique} = 1,02 \text{ s}$$

**-Calcul de D :**

$$T1 = 0,15 \text{ s} \quad T2 = 0,5 \text{ s} \dots \dots \dots \text{RPA/99.2003 [11]}$$

$$T \text{ empirique} = \min\left(Ct Hn^{3/4}, \frac{0.09 hn}{\sqrt{D}}\right)$$

$$T \text{ empirique} = Ct Hn^{3/4} = 0,075 \cdot 15^{3/4} = 0,571 \text{ s}$$

$$Tx = \frac{0,09 \times 15}{\sqrt{16}} = 0,3375 \text{ s}$$

$$Ty = \frac{0,09 \times 15}{\sqrt{15}} = 0,0389 \text{ s}$$

Donc :  $T \text{ empirique} = 0,3375 \text{ s}$

$$1,3 T \text{ empirique} = 0,438 \text{ s}$$

$$1,3 T \text{ empirique} = 0,438 \text{ s} < T \text{ analytique} = 1,2 \text{ s}$$

$$T = T \text{ empirique} = 0,3198 \text{ s}$$

$$T < T_2 = 0,5 \text{ s} \quad \text{alors :}$$

$$D = 2,5 n \quad 0 < T < T_2$$

$$n = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\xi}\right)} \xi = 7$$

$$n = \sqrt{\left(\frac{7}{2+7}\right)} = 0,88$$

$$D = 2,5 \times 0,88 = 2,2$$

$$v = \frac{0,15 \cdot 2,2 \cdot 1}{5} \cdot 8852,63 = 584,27 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_x \text{ ETABS} = 629,21 \text{ KN} \\ V_y \text{ ETABS} = 595,21 \text{ KN} \end{cases}$$

**-Vérification de la condition :**

$$80\% V \text{ calculé} < \max (V_x, V_y)$$

$$0,8 \times 584,27 = 467,41 \text{ KN} < \begin{cases} V_x = 547,56 \text{ kn} \\ V_y = 507,3 \text{ kn} \end{cases} \dots\dots \text{C.V}$$

**NB :** l'effort tranchant de toutes les structures ont été vérifiés sauf les structures R+9, R+11.

$V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport  $0.8 V/V_t$  RPA99/2003 art 4.3.6 [11].

Les résultats de la vérification de l'effort tranchant à la base de toutes les structures sans données sous forme d'un tableau :

**Tableau 1 effort tranchant à la base**

<b>Bâtiments</b>	<b>V statique (KN)</b>	<b>80% V statique (KN)</b>	<b>V x (KN)</b>	<b>V y (KN)</b>	<b>80% V statique &lt; Vx, Vy (KN)</b>
<b>R+4</b>	584,24	467,4	629,21	595,33	<b>C V</b>
<b>R+5</b>	700,27	560,27	725,65	679,72	<b>C V</b>
<b>R+6</b>	746,86	597,49	770,28	719,93	<b>C V</b>
<b>R+7</b>	783,02	626,42	824,98	768,55	<b>C V</b>
<b>R+8</b>	825,4	660,32	894,41	722,62	<b>C V</b>
<b>R+9</b>	964,65	771,72	776,99	772,58	<b>CV</b>
<b>R+11</b>	1052,27	841,81	846,96	843,91	<b>CV</b>

**II.A.6.2. Vérification de l’effort normal réduit à la base**

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot fc28} \dots\dots\dots II.2$$

$$V = \frac{1107,93}{40 \times 40 \times 2,5} = 0,27 < 0,3 \text{ (condition vérifier)}$$

Cette vérification est un exemple de R+4 les autres structures seront calculées avec la même méthode

Les résultats de la vérification de l’effort normal réduit de toutes les structures sans données sous forme d’un tableau :

**Tableau 2 : effort normal réduit.**

Structure	Poteaux (cm)	Nd (KN)	BC (cm <sup>2</sup> )	fc28 (KN/cm <sup>2</sup> )	V	Condition $v < 0,3$
R+4	40x40	1107,93	1600	2,5	0,27	cv
R+5	45x45	1347,8	2025	2,5	0,26	cv
R+6	50x50	1579,25	2500	2,5	0,25	cv
R+7	50x50	1809,55	2500	2,5	0,28	cv
R+8	55x55	2044,88	3025	2,5	0,27	cv
R+9	60x60	2539,37	3600	2,5	0,28	cv
R+11	65x65	2990,04	4225	2,5	0,28	cv

**Remarque :**

Au part avant on a pris les poteaux forfaitairement après vérification de l'effort normal les résultats sont satisfaits donc on prend en considération les sections des poteaux choisis.

**II.A.6.3. Vérification des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est représenté sur le tableau II

**Tableau 3 déplacement inter étage.**

Etage	X-Dir [cm]	Y-Dir [cm]	1%he [cm]	Condition <1%he
Terrasse	0,002346	0	0,03	CV
Story3	0,005179	5,25E-09	0,03	CV
Story2	0,009506	8,02E-09	0,03	CV
Story1	0,011525	1,02E-08	0,03	CV
RDC	0,009252	1,22E-08	0,03	CV

*NB : les déplacements inter étage de tous les structures sont vérifiées.*

**II.A.6.4. Charges sismiques**

L’action sismique est représentée par le spectre de calcul définie dans le RPA99/version 2003. Le bâtiment est supposé localisé dans une zone de forte sismicité, à savoir la zone II. Le spectre de réponse en accélération donné par ce même règlement est :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 s \dots\dots\dots[11] \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3 s \end{cases}$$

Avec :

- Sa : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.
- A : Coefficient de l’accélération de zone. Dans notre cas, le bâtiment est supposé du Groupe d’usage 2, donc A = 0.15.
- ξ: Facteur de correction d’amortissement pour un taux d’amortissement différent de 7%

$$n = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ: Pourcentage d’amortissement critique.

Pour un portique en béton armé avec un remplissage dense ξ= 7 %, est égal à :

$$n = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88$$

- Q=facteur de qualité donné par la relation suivante.

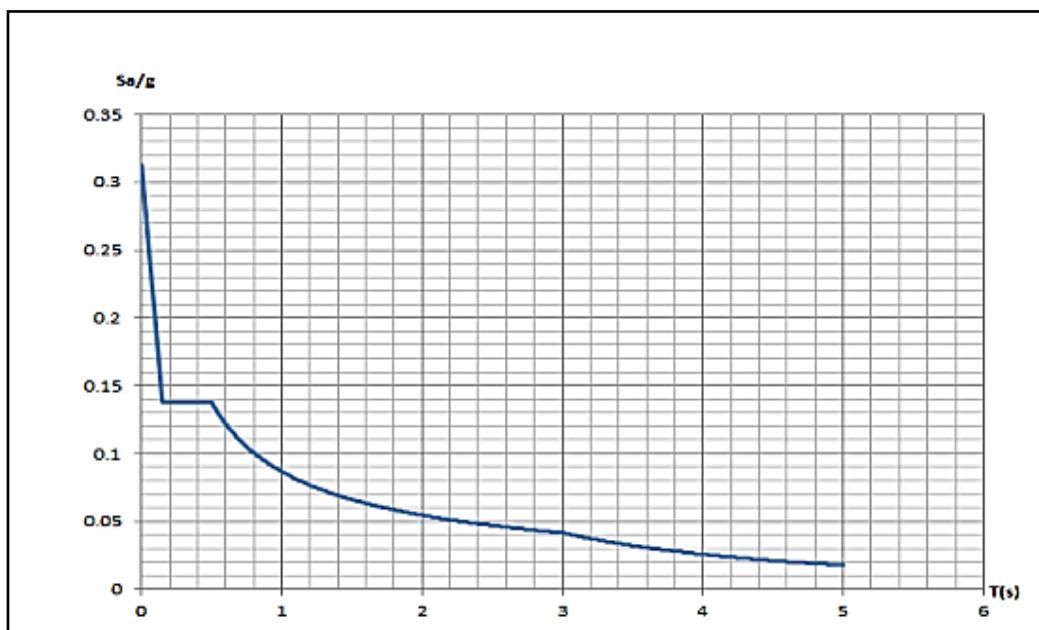
$$Q = \sum_1^6 Pq$$

Où : Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q soit satisfait ou non.

Q=1 (toutes les conditions sont satisfaites)

Dans notre cas, le site et de type S3 (sol meuble), d'où : T1=0.15s et T2=0.5s

RPA99/2003 Tableau 4.7 [11]



**Figure II.3: Spectre de réponse de calcul.**

### **II.A.7. Vérification du critère de formation des rotules plastique dans les poutres**

Après pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux et calcul de leurs ferrailages, nous devons satisfaire les relations (II.2) et (II.3) de l'article 7.6.2 du RPA 99/version 2003[11], relatif au dimensionnement d'un nœud poutre-poteau vis-à-vis du moment fléchissant. Ce critère conditionne la formation de rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux ; Concept poteaux forts-poutres faibles.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_e| + |M_w|) \quad (II.2)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_e| + |M'_w|) \quad (II.3)$$

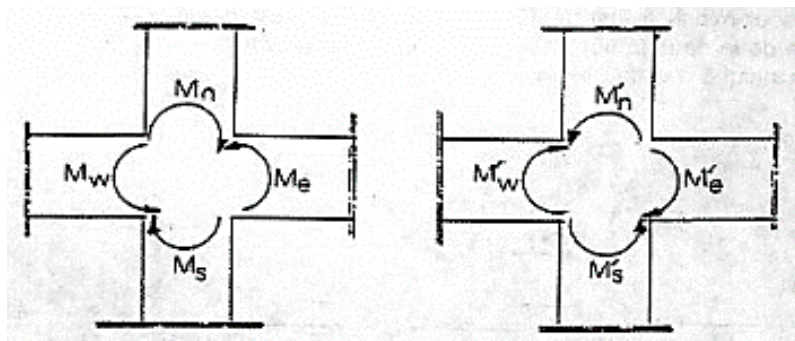
**Avec :**

$M_n$ : Moment résistant dans le poteau supérieur.

$M_s$ : Moment résistant dans le poteau inférieur.

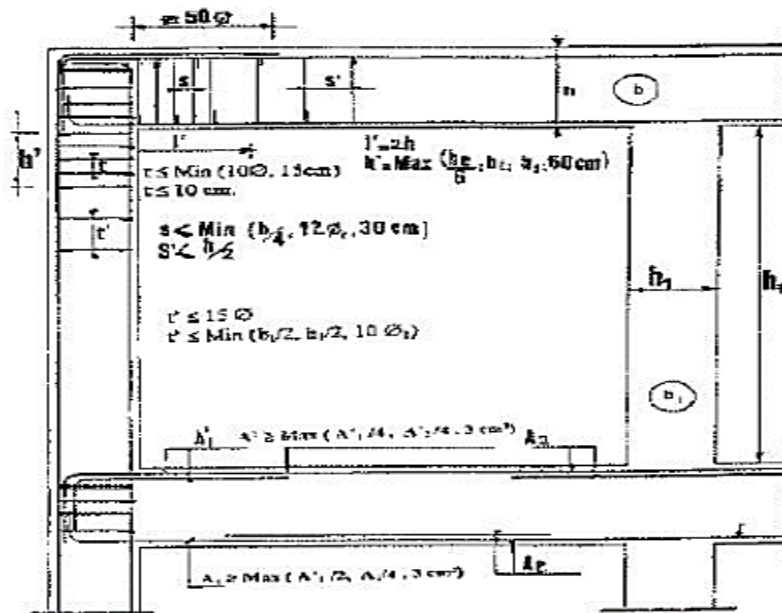
$M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre.

$M_e$  : Moment résistant droit de la poutre.



**Figure II.4 : Dimensionnement d'un nœud poteau-poutre.**

**NB :** dans notre cas les vérifications des zones nodales des bâtiments ont été établies par le logiciel ETABS version 2018.



**Figure II.5 : disposition des armatures [11].**

### **II.A.8. Ferrailage des armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage minimal sera de 0.8% en zone IIa. (RPA 99 – Addenda 2003- Art 7.4.2.1) [11].

#### **II.A.8.1. Poteaux :**

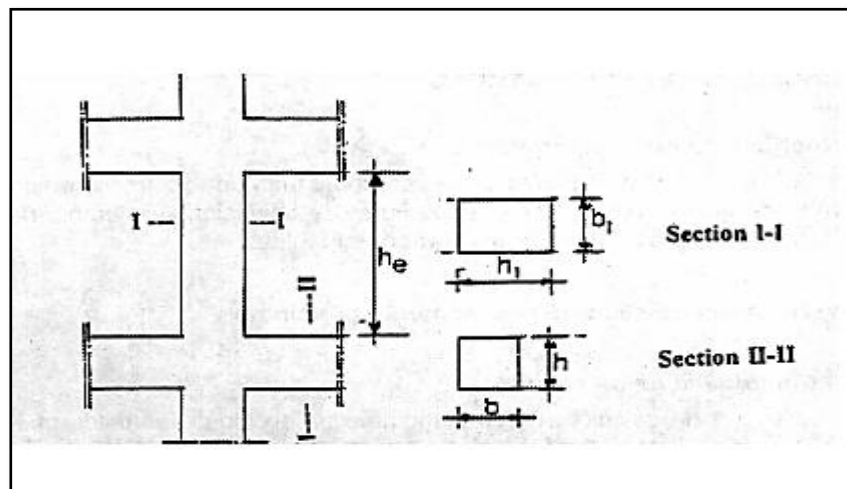
Les poteaux sont pré-dimensionnés en vérifiant la formule [II.2] où la section  $B_c$  est déterminée comme suit :

A l'état limite ultime de résistance, le règlement RPA/version 2003 article 7.4.3.1 [11] stipule que dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé sous sollicitation d'ensembles dus au séisme, l'effort normal de compression de calcul noté  $N_d$  exprimé sous forme réduite (effort normal réduit).

Ainsi, au stade de pré-dimensionnement de la section de béton ( $B_c$ ) des poteaux,  $N_d$  doit être au moins égal à l'effort normal dans le poteau le plus chargé sous les charges gravitaires (Permanentes (G) et d'exploitation (Q)) pondérées et combinées.

#### **II.A.8.2. Coffrage des poteaux**

- Min ( $b_1, h_1$ ) 25cm en zones I et II RPA99/2003 art 7.4.1
- Min ( $b_1, h_1$ )  $h_e / 20$  1/4  $b_1/h_1$  4



**Figure II. 6 : Coffrage des poteaux [11].**

Le tableau II.4 récapitule le ferrailage des poteaux obtenu dans la structure R+4.

**Tableau 4 : Sections d'armature des poteaux longitudinal.**

Niveau	Section de poteau [cm <sup>2</sup> ]	Section d armature adopte [cm <sup>2</sup> ]	Nombre de barres [cm <sup>2</sup> ]
RDC	40x40	8,04	4HA16
Etage 1	40x40	8,04	4HA16
Etage 2	35x35	6,16	4HA14
Etage 3	35x35	6,16	4HA14
Terrasse	30x30	4,52	4HA12

### II.A.8.3. Ferrailage des armatures transversal

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S.b$$

Nous avons opté pour des cadres en T10 avec un espacement de :

$$S \leq (h/4, 12\phi) \text{ en zone nodale.}$$

$$S \leq h/2 \text{ en zone courante.}$$

$$S \leq 7.5 \text{ soit } S = 7\text{cm en zone nodale.}$$

$$S \leq 15 \text{ soit } S = 15\text{cm en zone courante.}$$

**Tableau 5: armatures transversal.**

Niveau	Section de poteau	Choix d'armature
RDC	40x40	HA10
Étage 1	40x40	HA10
Étage 2	35x35	HA10
Étage 3	35x35	HA10
terrasse	30x30	HA10

II.A.8.4. Ferrailage des poutres

Après extraction des moments max et min des poutres principales et secondaires du ETABS

Le ferrailage de la section des poutres est donné sous forme d'un tableau II.4 :

Tableau 6 section d armature des poutres.

Poutres	Section d armature adopte [cm <sup>2</sup> ]	Nombre de barres [cm <sup>2</sup> ]
Principale	8,04	4HA16
Secondaire	6,16	4HA14

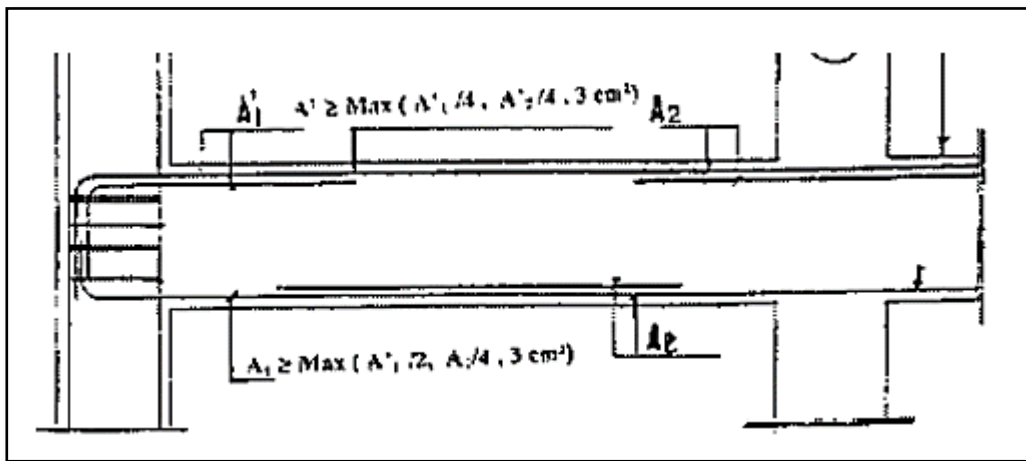


Figure II.7 Disposition des armatures (RPA99/version 2003) [11].

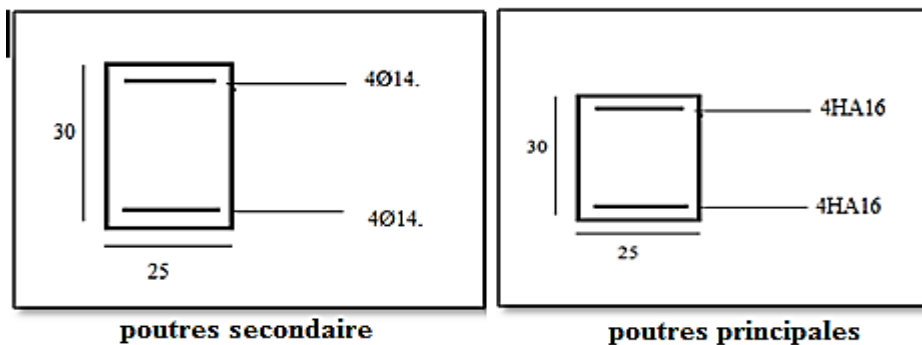


Figure II. 8 : schéma de ferrailage des poutres

## Partie B : analyse non linéaire sur les structures étudiées

### II.B.1. Modélisation et calcul non linéaire des structures

Dans ce travail nous considérons que les rotules apparaissent toujours aux nœuds, où phénomène se localise généralement. Mais en réalité, ces rotules apparaissent une après l'autre, dans les sections faibles de chaque élément de la structure ce qui produit une plastification progressive des sections. Tous les nœuds sont connectés l'un à l'autre par des liens rigides dans le plan horizontal, mais qui n'affectent pas les déformations dans les autres plans. Dans le modèle utilisé, les poutres et poteaux sont représentés par des lignes connectés aux nœuds. Ces nœuds n'ont aucune dimension, ce sont des points. Dans la réalité, les nœuds en béton armé ont une certaine dimension. Seulement, afin que les nœuds soient considérés comme rigides sur toutes leurs longueurs, des zones rigides aux extrémités des poutres et des poteaux ont été définis "Rigid end Offsets".

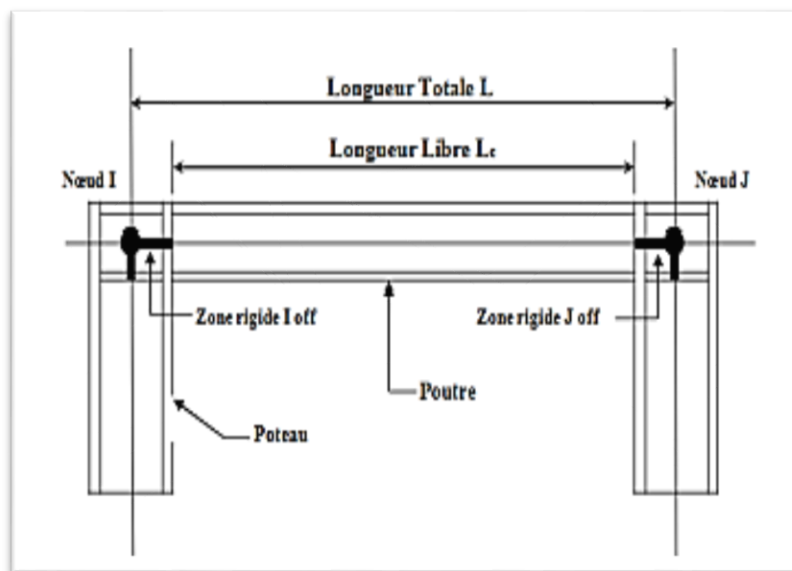


Figure II.9 : Attribution des Rigid end Offsets aux bouts des éléments poutres et poteaux.

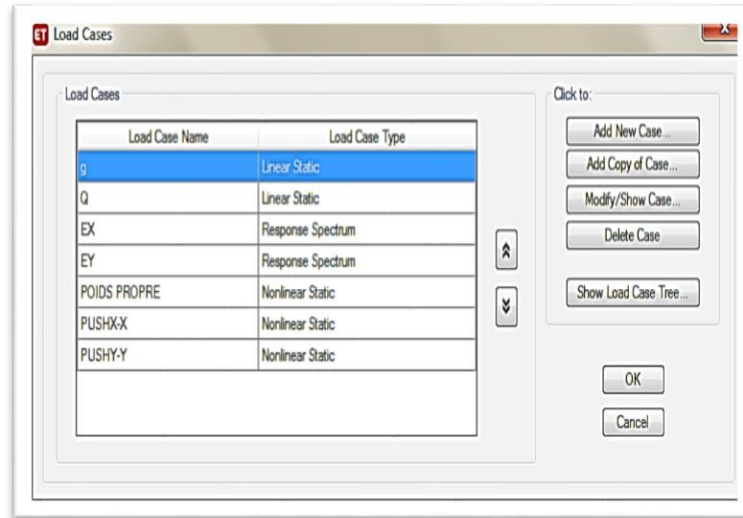
### II.B.2. Définition du comportement non linéaire des éléments

La modélisation du comportement non linéaire des éléments est traduite par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinges" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

- Introduction des rotules plastiques dans les poteaux
- Interaction effort normal-moment (auto-PM2-M3)
- Introduction des rotules plastiques dans les poutres
- Rotules de flexion (auto-M3)

**II.B.3. Définition des paramètres de l'analyse statique non linéaire (PUSH OVER).**

- 1) Poids propre
- 2) Push x-x
- 3) Push y-y

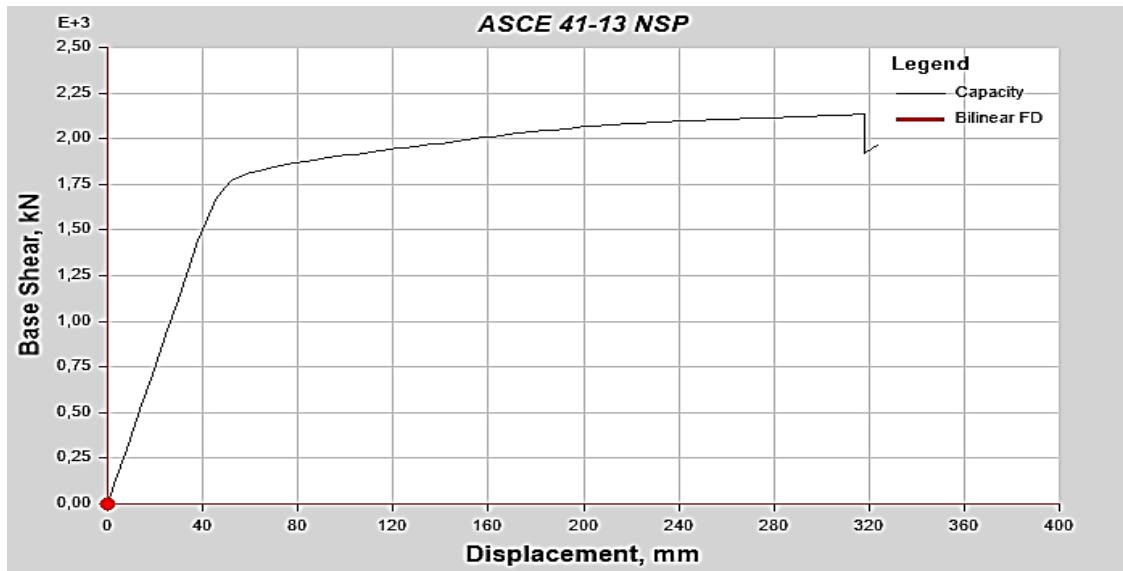


**Figure II 10 : introduction des paramètres Pushover**

- Lancer l'Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

Le choix des structures à étudier (R+5, R+7, R+9, R+11.)

Après avoir effectué l'analyse non linéaire, nous avons obtenu la courbe de capacité en format Force-déplacement spectral (F-D) voire figure II.11.



**Figure II.11 : courbe de capacité de la structure R+5 implanté sur le site meuble S3 et zone de moyenne sismicité IIa.**

Cette courbe de capacité est en générale formée par deux phases ;

-l'une à caractère élastique linéaire suivie par une seconde phase « non linéaire ».

#### **II.B.4. Méthode des coefficients (Coefficients method)**

La méthode des coefficients est présentée dans les guides américains (ATC-40[25], FEMA-273[26], FEMA-356[28], FEMA-440[29] et ASCE 41-13[30]). C'est une méthode simplifiée d'estimation du déplacement cible des structures, palliant aux imperfections des procédures graphiques et semi-graphiques de la méthode du spectre de capacité, présenté aussi dans les mêmes guides Américains. De plus, cette méthode des coefficients est implémentée dans les nouvelles versions du logiciel de modélisation Etabs. Ainsi, une estimation plus précises du déplacement cible (noté point de performance dans la méthode de capacité spectrale) est évaluée. Les coefficients utilisés dans cette méthode (voir Eq II.3...) sont fonction des paramètres de la courbe non linéaire Pushover. L'équation d'estimation du déplacement cible donnée par cette méthode est présenté comme suit :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (\text{II.3}).$$

**C<sub>0</sub>**: Coefficient reliant le déplacement spectral (système à un seul degré de liberté) au déplacement probable au sommet du bâtiment (système à plusieurs degrés de liberté).

**C<sub>1</sub>**: Coefficient reliant le déplacement maximal inélastique au déplacement élastique calculé par une réponse élastique.

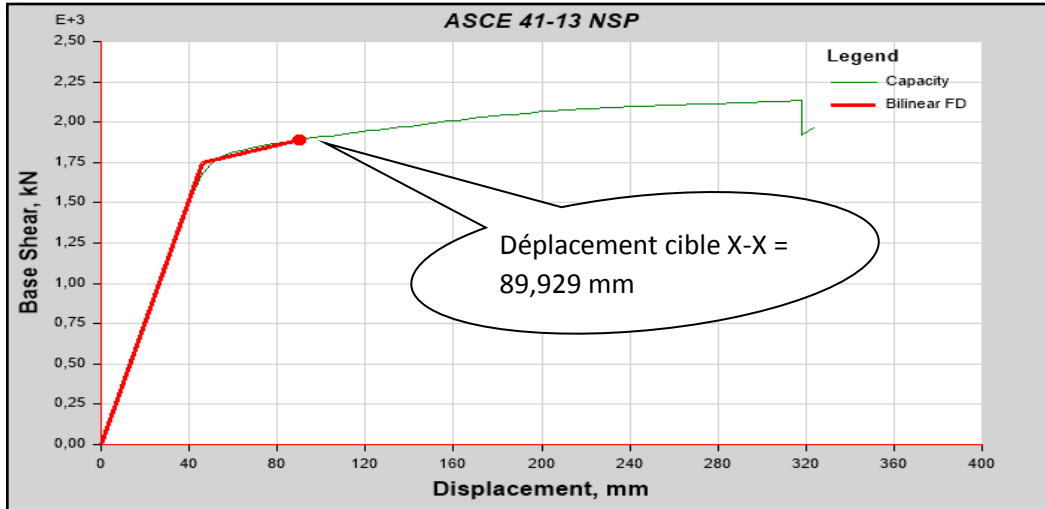
**C<sub>2</sub>**: Coefficient représentant l'effet de la forme hystérésis sur le déplacement maximal.

**C<sub>3</sub>**: Coefficient représentant l'effet P-Δ due au comportement dynamique.

**T<sub>e</sub>**: Période fondamentale effective du bâtiment dans la direction considérée (en seconde).

#### II.B.4.1. Structure R+5

Les Figures II.12 et II.13 montrent le point de performance dans le sens x-x et sens y-y la Figure II.14 montre le déplacement inter étage structure R+5.



**Figure II.12 : point de performance sens de poussée X-X structure R+5.**

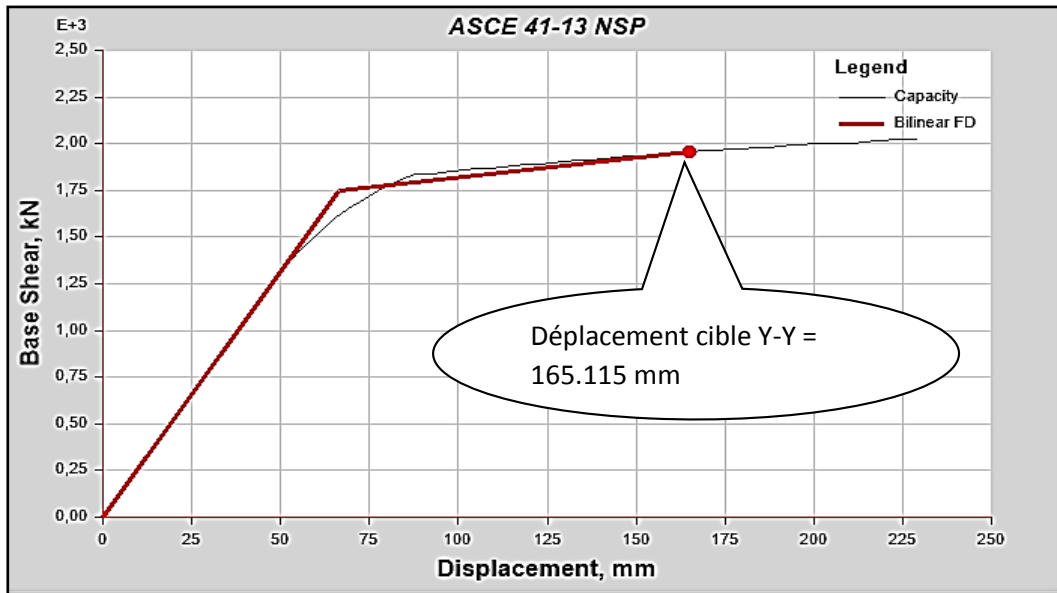


Figure II.13 Point de performance sens de poussée Y-Y structure R+5.

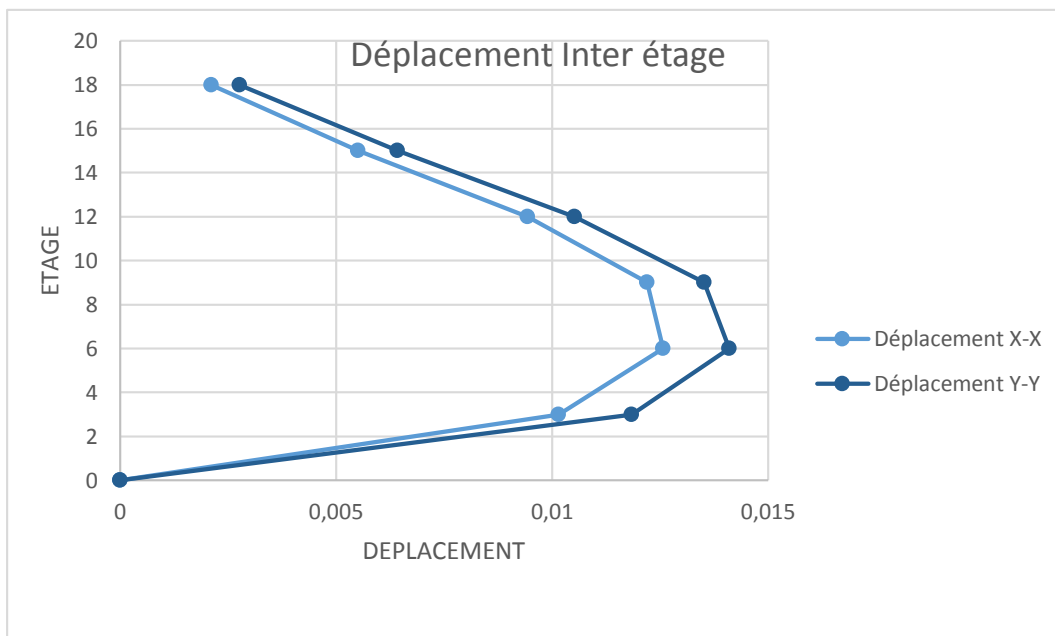


Figure II.14 Déplacement en fonction des étages structure R+5

D'après la figure II.14 on remarque que la structure R+5 subit d'un déplacement inter étage maximal de 0,01205m sens x-x et 0,014m sens y-y au niveau de 6 m.

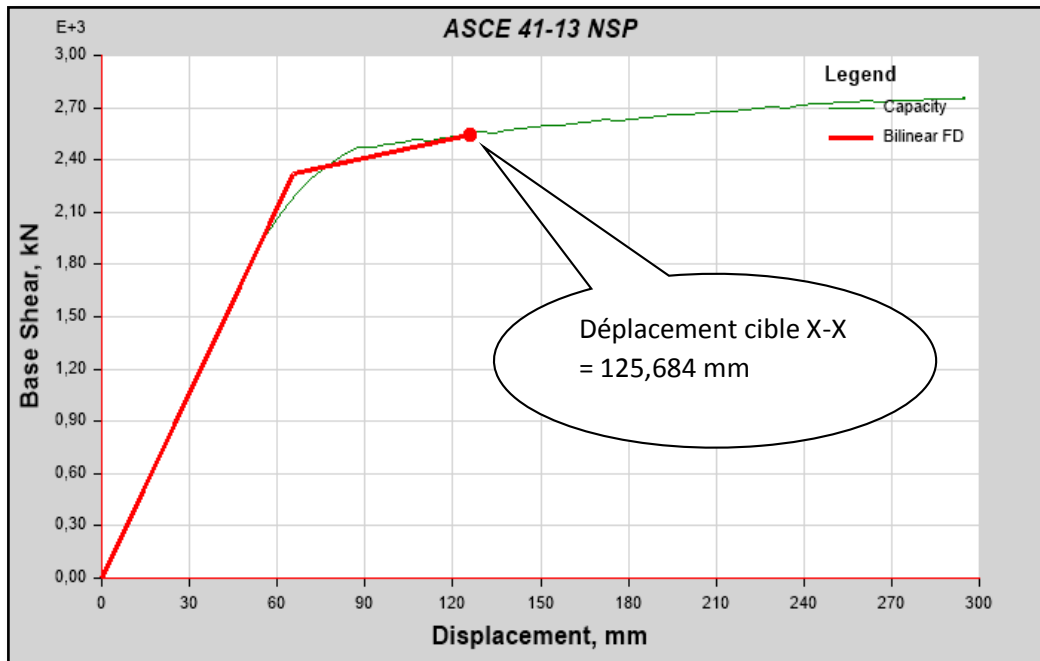
***NB :** Pour obtenir le point de performance des structures R+7, R+9 et R+11, nous suivons les étapes de ces procédures faites sur La structure R+5.*

Les résultats des structures étudiées seront présentés sous forme des figures.

#### **II.B.4.2. Structure R+7**

Les Figures II.15 et II.16 montrent le point de performance dans le sens x-x et y-y

la Figure II.17 montre le déplacement inter étage structure R+7.



**Figure II.15 : Point de performance X-X structure R+7.**

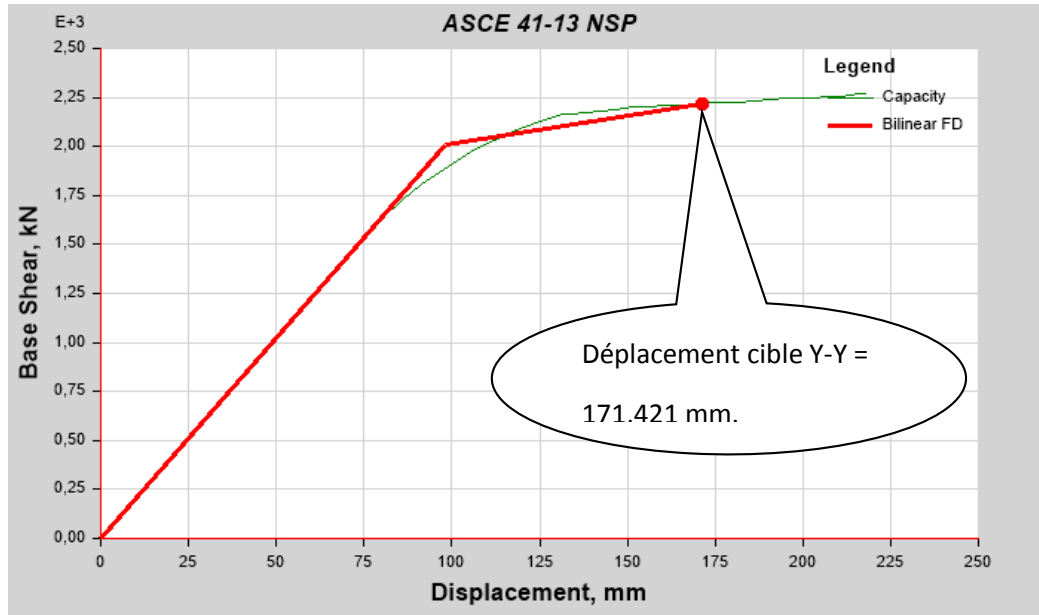


Figure II.16 Point de performance Y-Y structure R+7.

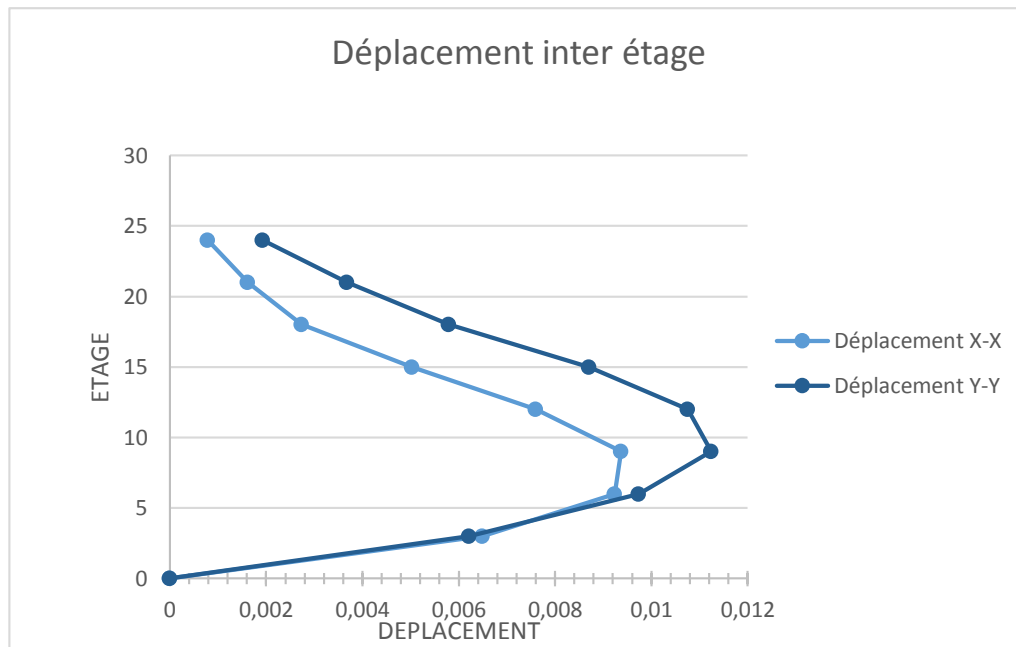
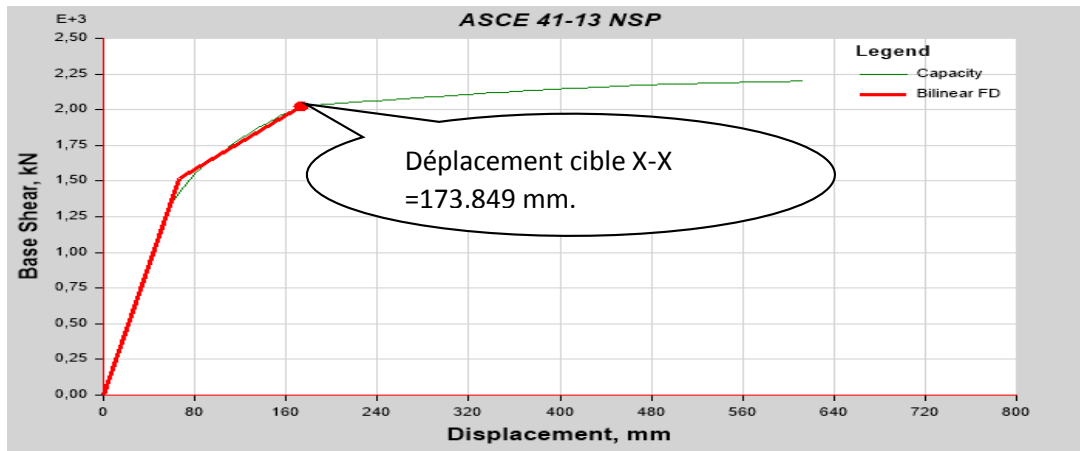


Figure II. 17 : Déplacement en fonction des étages structure R+7.

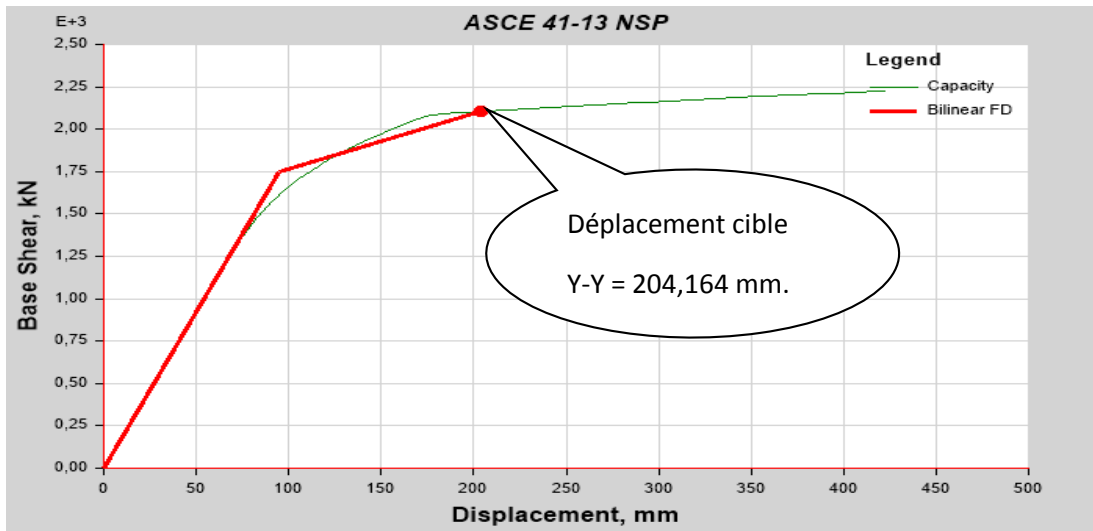
D'après la figure II.17 on remarque que la structure R+7 subit d'un déplacement inter étage maximal de 0,009m sens x-x et 0,011m sens y-y au niveau de 9 m.

### II.B.4.3. Structure R+9

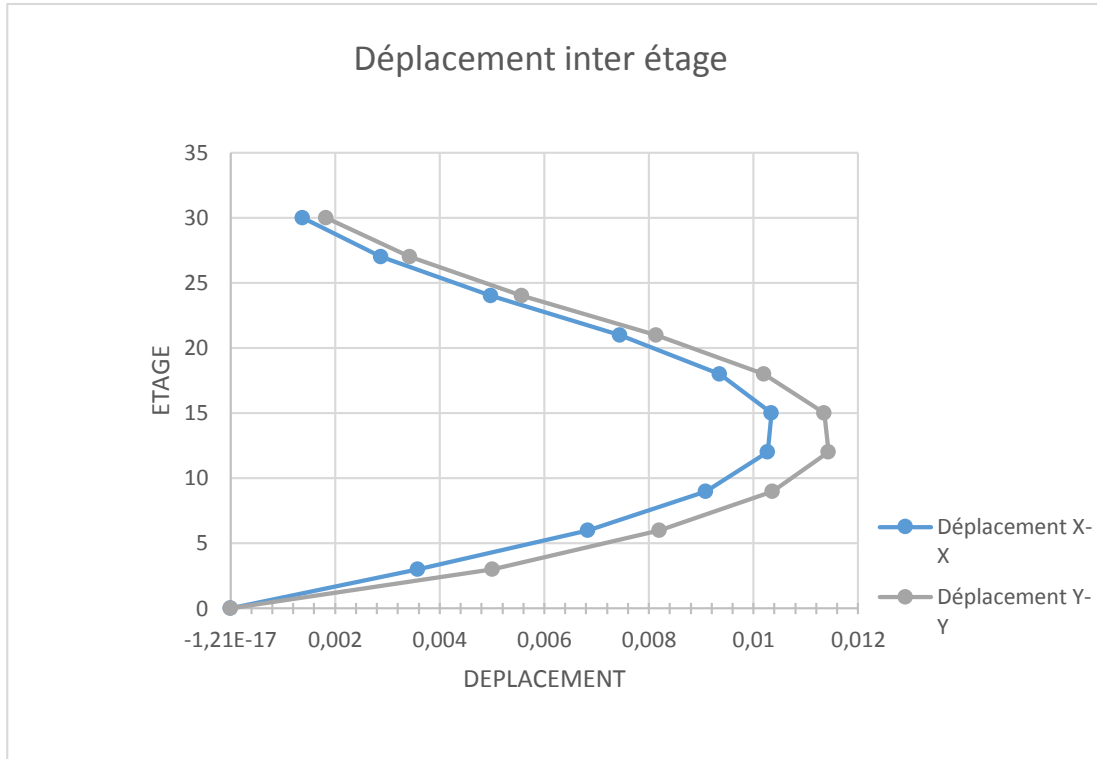
Les Figures II.18 et II.19 montrent le point de performance dans le sens x-x et y-y la Figure II.20 montre le déplacement inter étage structure R+9.



**Figure. II. 18 : point de performance X-X structure R+9.**



**Figure II.19. Point de performance Y-Y structure R+9.**



**Figure II. 20 : Déplacement en fonction des etages structure R+9.**

D'après la figure II.20 on remarque que la structure R+9 subit d'un déplacement inter étage maximal de 0,00112 cm au niveau 15 m sens x-x et 0,0119 cm sens y-y au niveau de 12 m.

II.B.4.4. Structure R+11

les Figures II.21 et II.22 montrent le point de performance dans le sens x-x et y-y la Figure II.23 montre le déplacement inter étage

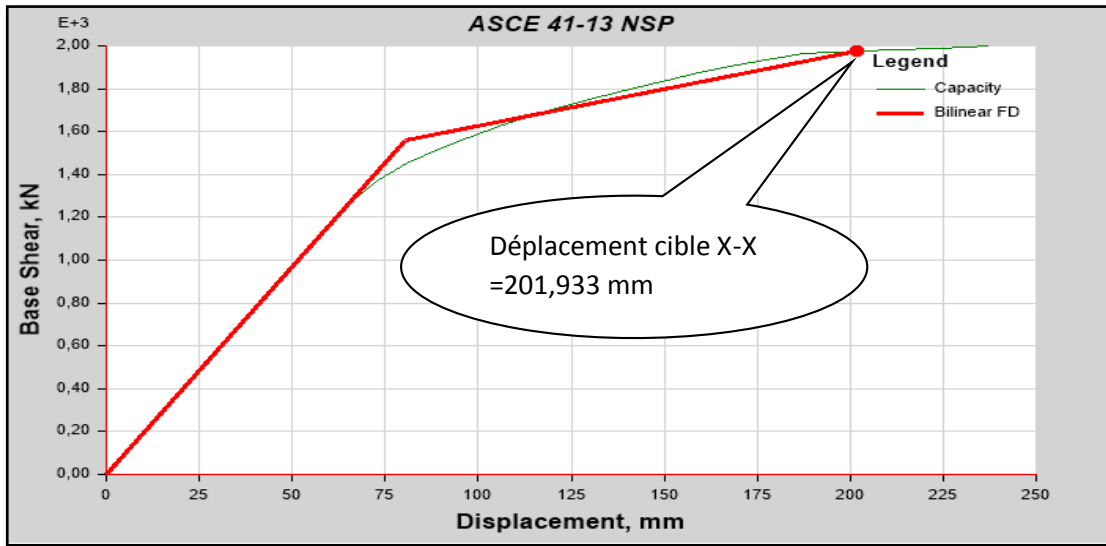


Figure II.21 : Point de performance sens X-X structure R+11

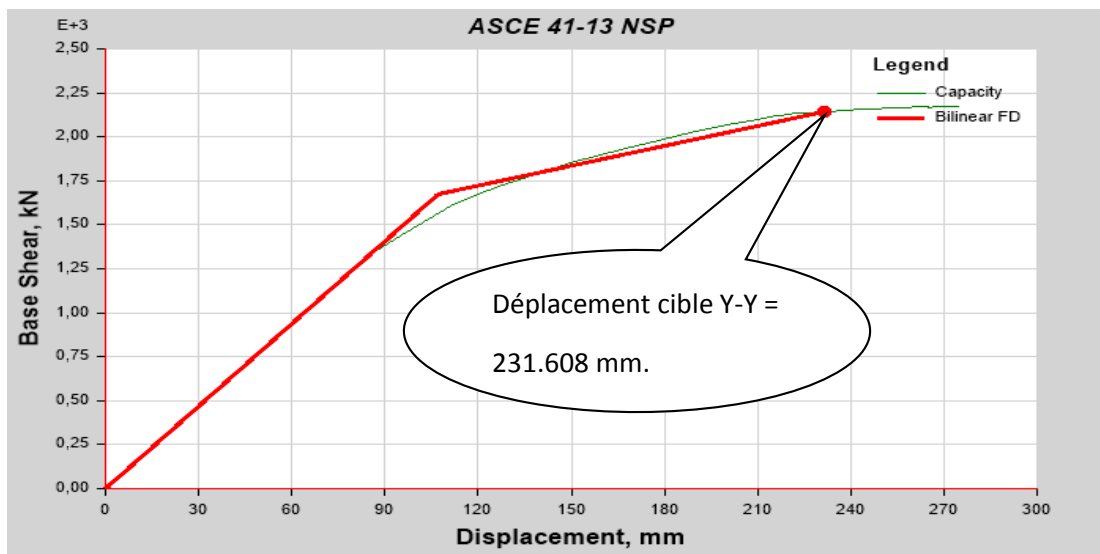
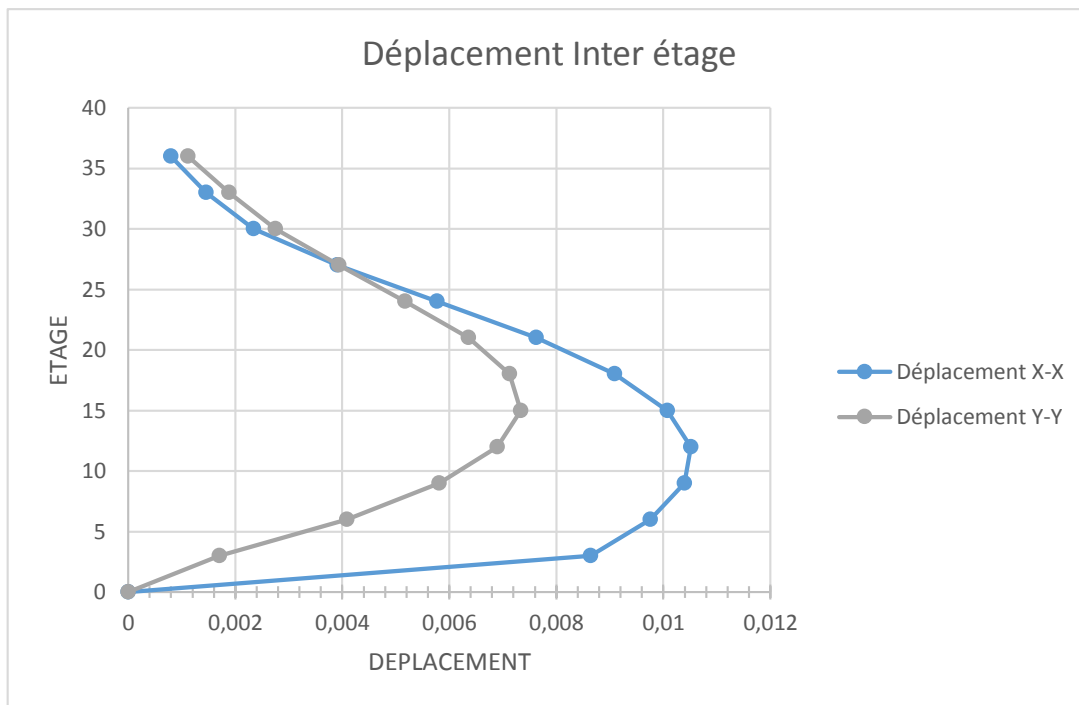


Figure II.22 : Point de performance Y-Y structure R+11.



**Figure II 23 Déplacement en onction des étages structure R+11.**

D'après la figure II.23 on remarque que la structure R+11 subit d'un déplacement inter étage maximal de 0,007 m sens x-x au niveau 15 m et 0,011 m sens y-y au niveau de 13 m.

**Conclusion :**

Nous avons présenté le pré dimensionnement le ferrailage et la modélisation de la structure R+4 comme exemple, Par la suite une analyse non linéaire était faite pour les structures R+5 R+7 R+9 et R+11 afin d'avoir les courbes de capacité, et donc l'allure du Comportement des structures en format Force-Déplacement cela pour savoir l'influence de la hauteur sur les structures auto stable.

Les résultats obtenus seront discutés dans le chapitre suivant.

**I. INTRODUCTION**

Les analyses statiques non linéaires (Push over) sont effectuées sur les quatre (4) structures présentées dans le chapitre précédent. Dans ce présent chapitre, nous allons procéder à la présentation et à l'interprétation des résultats de la modélisation statique non linéaire, selon trois parties.

**Partie A** : Une interprétation des résultats de l'analyse statique non linéaire (Push over). Pour ce faire une étude comparative entre les déplacements inter-étage des quatre modèles (à 6, 8, 10 et 12 niveaux d'étages) avec les limitations de 1% de la hauteur fixé par le RPA99/2003 est effectué.

Par la suite, le travail se focalise sur la structure la plus élevée (à 12 niveaux) en examinant sa plastification au déplacement correspondant au point de performance, afin d'avoir son comportement à l'échelle local.

**Partie B** : La performance de la structure à R+11 qui était jusque-là étudiée sous un spectre de demande correspondant à un site d'implantation S3 (meuble) est étudiée sous les autres sites S1 (Rocheux), S2 (ferme) et S4 (très meuble), afin d'avoir leur impact sur son comportement.

**Partie C** : Un changement de groupe d'usage est effectué afin d'apporter de plus amples information sur la performance sismique des structures élancée en poteaux poutres.

Partie A : Interprétation des résultats de l'analyse statique non linéaire (Push over).

A.1. Discussion des résultats de déplacement inter-étages des structures étudiées :

Structure R+5 :

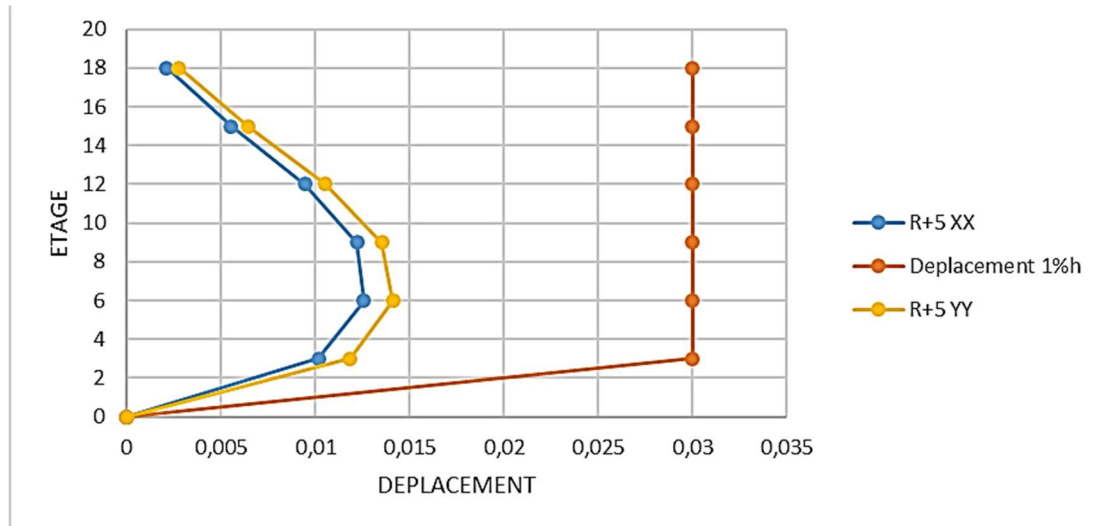


Figure III. 1 Déplacement inter-étage de la structure à 6 niveaux selon les deux sens x-x et y-y et comparaison avec le déplacement limité par le RPA99/2003 à 1% de la hauteur d'étage.

Structure R+7

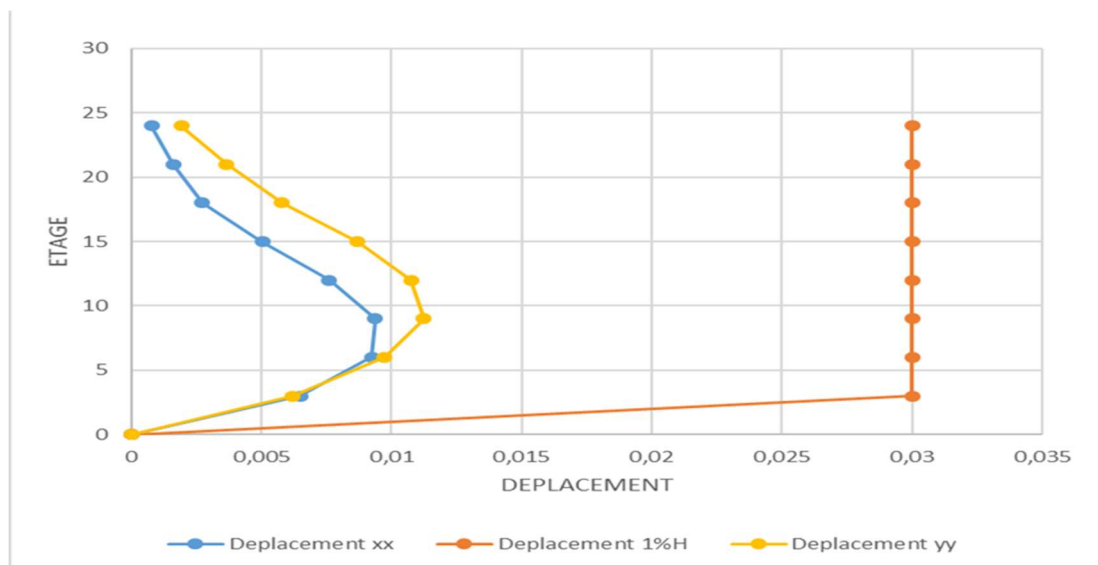


Figure III. 2 Déplacement inter-étage de la structure à 8 niveaux selon les deux sens x-x et y-y et comparaison avec le déplacement limité par le RPA99/2003 à 1% de la hauteur d'étage.

Structure R+9

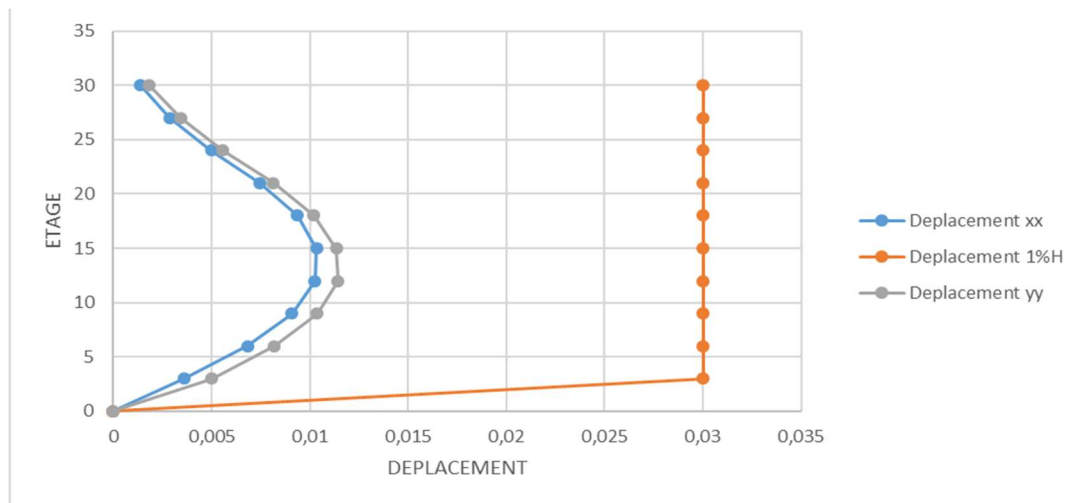


Figure III. 3 Déplacement inter-étage de la structure à 10 niveaux selon les deux sens x-x et y-y et comparaison avec le déplacement limité par le RPA99/2003 à 1% de la hauteur d'étage.

Structure R+11

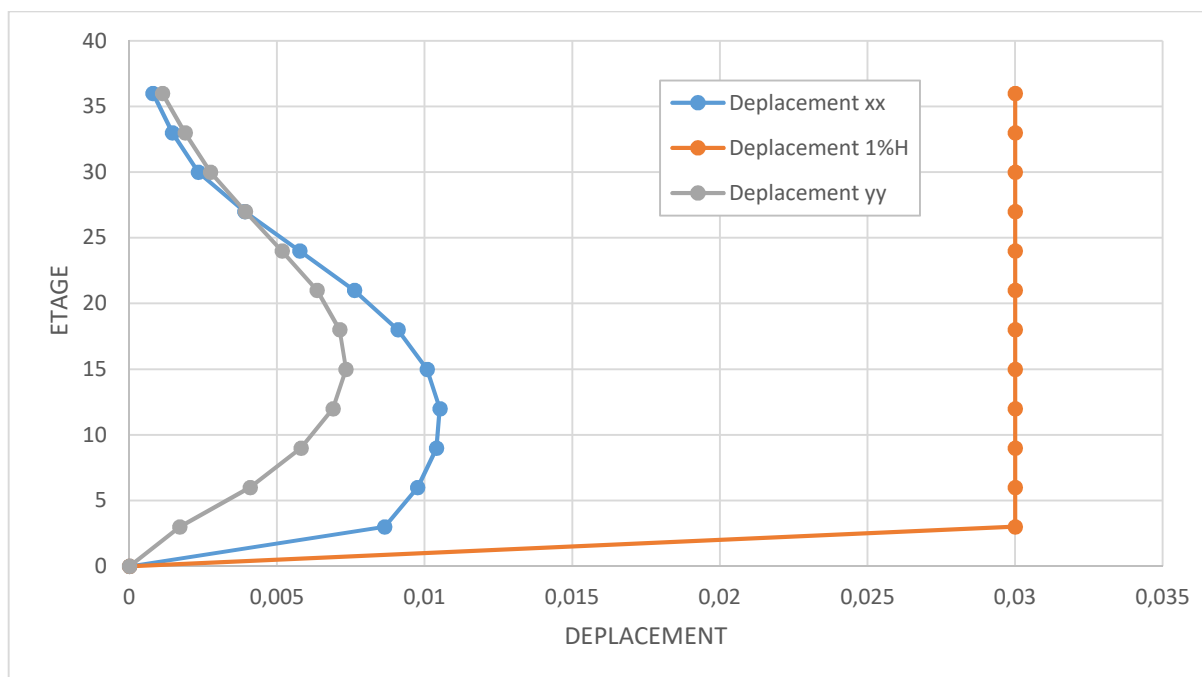


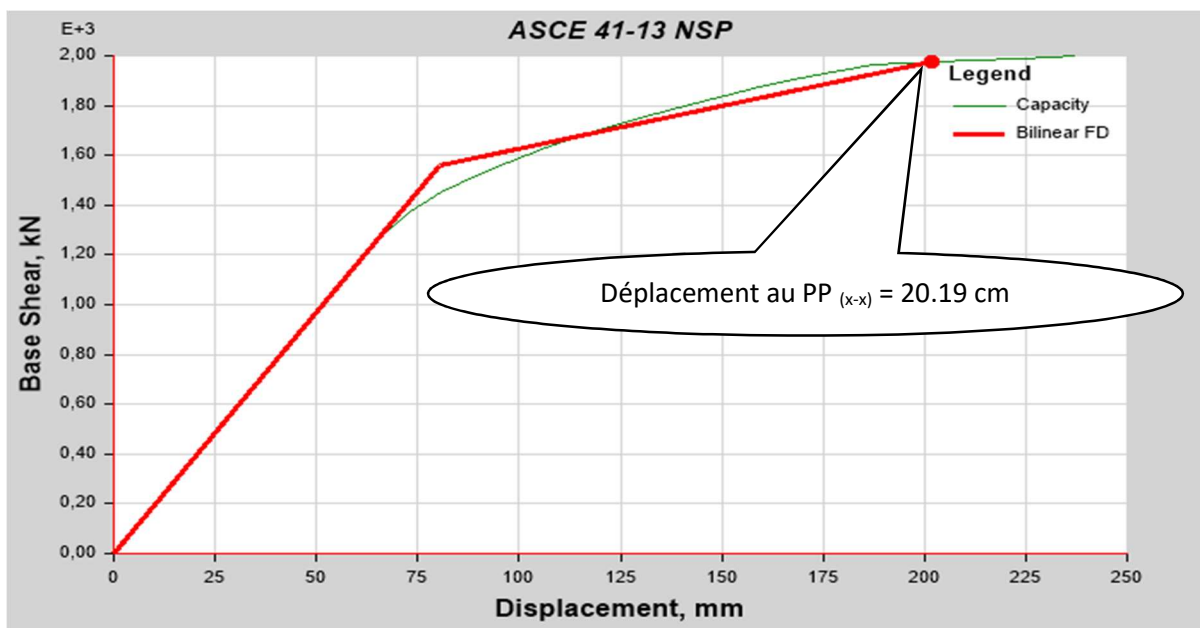
Figure III. 4 Déplacement inter-étage de la structure à 12 niveaux selon les deux sens x-x et y-y et comparaison avec le déplacement limité par le RPA99/2003 à 1% de la hauteur d'étage.

**Discussions des résultats :**

D'après les figures III.1, III.2, III.3 et III.4, on remarque que le déplacement maximum de toutes les structures se produit toujours dans les étages intermédiaires.

Aussi, on constate que ces déplacements ne dépassent pas les déplacements seuil du règlement RPA de 1%, alors on peut considérer que les structures sont fiables et ont un bon comportement sous la sollicitation imposée (spectre de demande : Site meuble, zone de sismicité II a et groupe d'usage 2).

A ce stade de l'étude, on se focalise sur la structure la plus élancée (à 12 niveaux) afin d'avoir de plus amples information sur la performance sismique des structures en portiques.

**A.2. Résultats de la méthode Push Over de la structure R+11 sur Site S3 :**

**Figure III. 5 Déplacement au point de performance de la structure à 12 niveaux dans le sens X-X**

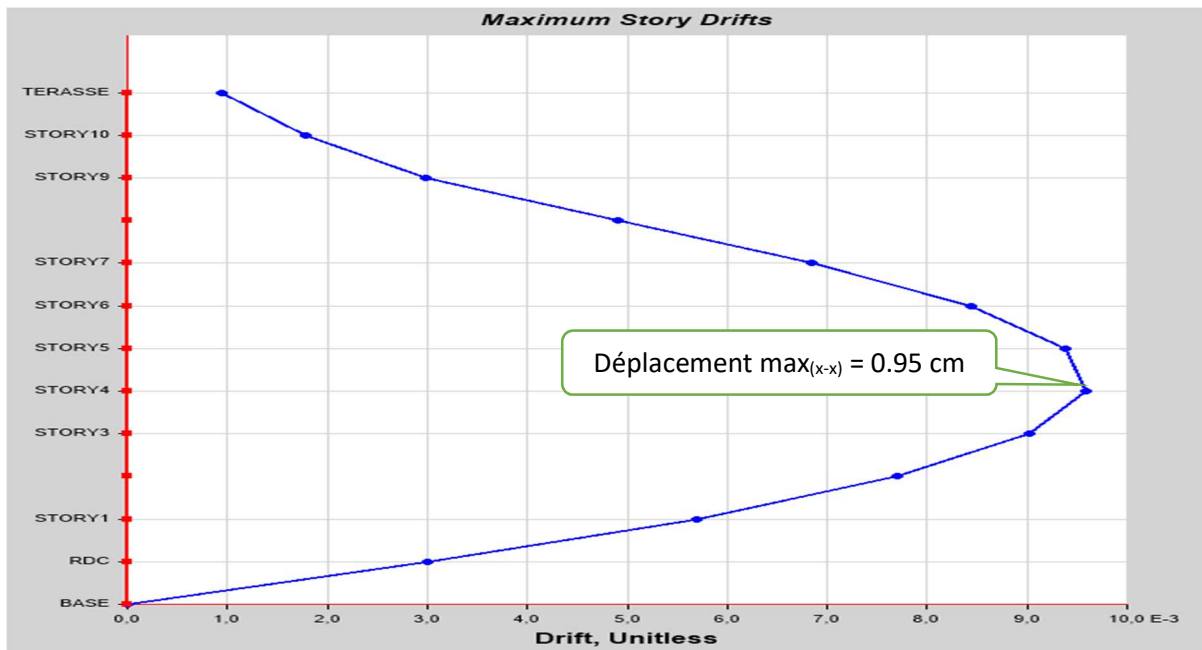


Figure III. 6 Graphe de déplacement inter-étage dans le sens X-X au point de performance

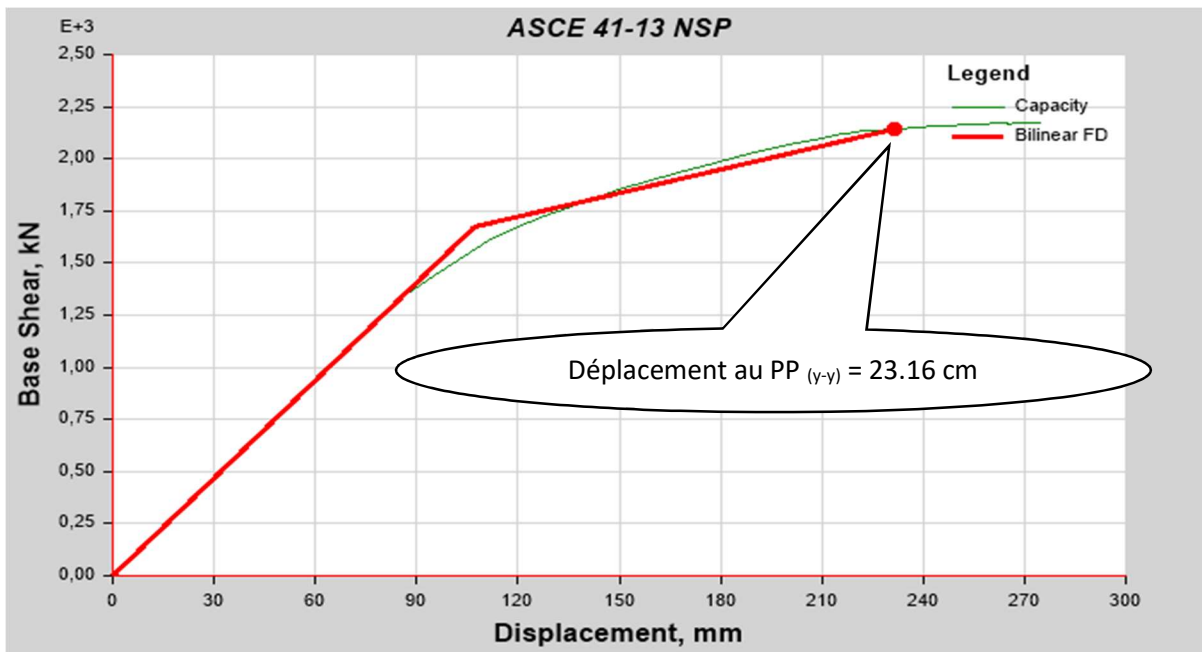
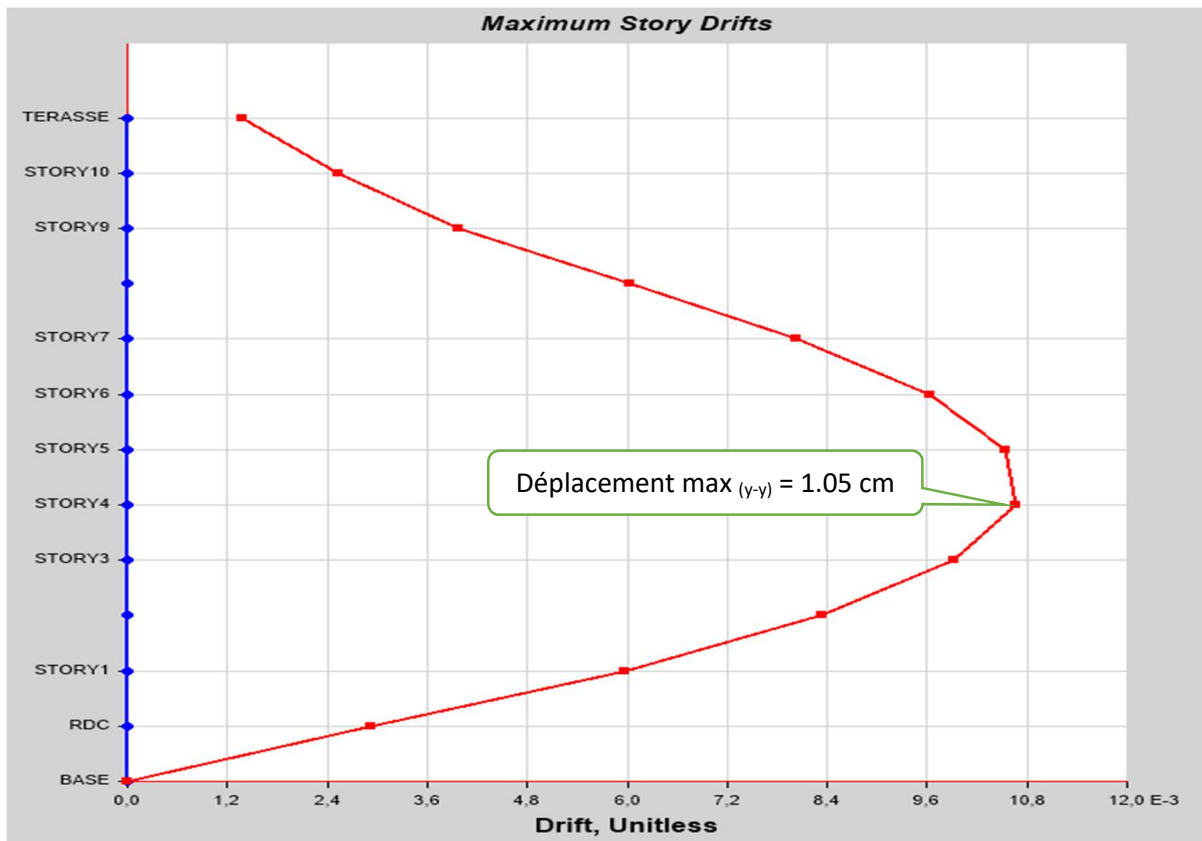


Figure III.7 Déplacement au point de performance de la structure à 12 niveaux dans le sens Y-Y

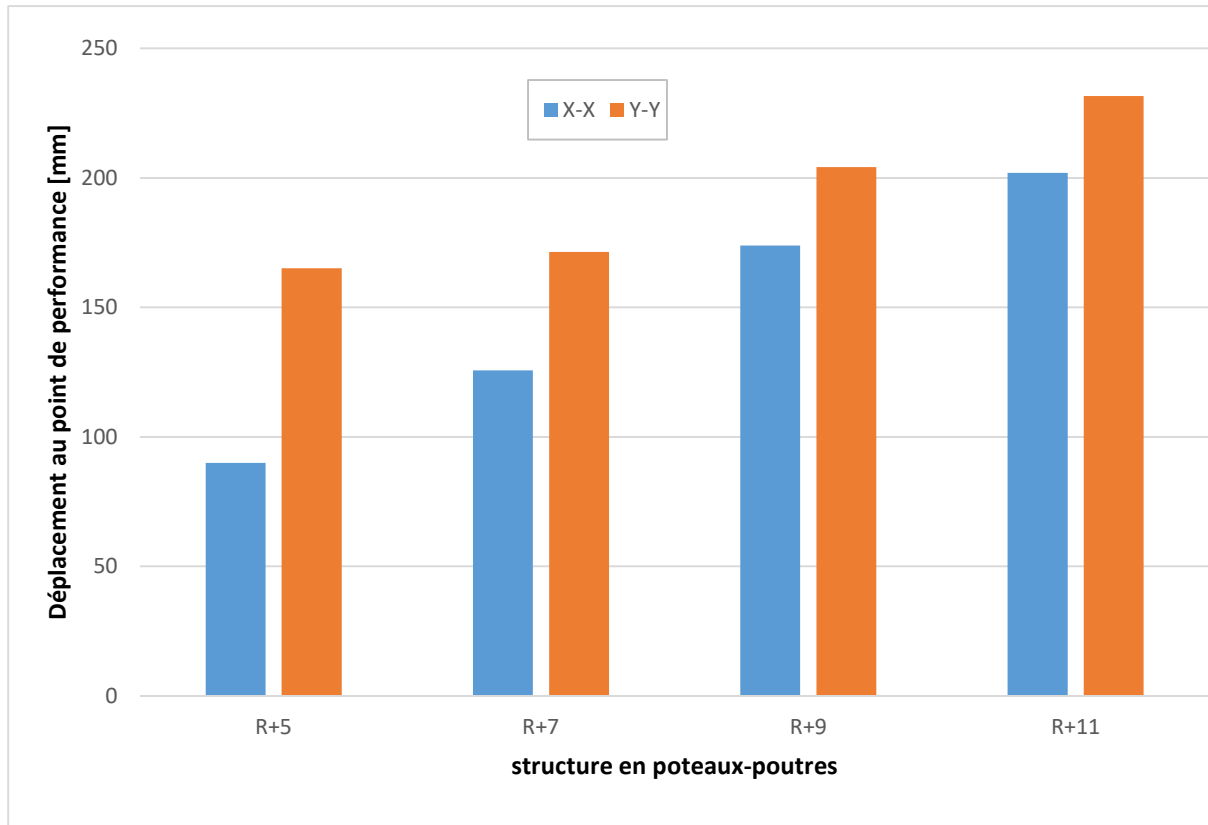


**Figure III.8. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens Y-Y au point de performance**

On remarque toujours un déplacement de la structure au point de performance atteignant les 20 cm dans le sens x et 23 cm dans le sens Y-Y. Ce déplacement est toujours plus important dans le sens où nous avons trois travées de 5m par rapport au sens x-x où nous avons 4 travées de 4 m.

Concernant le déplacement inter-étage, il est toujours constaté un maximum du déplacement aux étages intermédiaire avec un léger accroissement pour le sens y-y.

Enfin, la limitation du déplacement inter-étage exigée par le RPA99/2003 est toujours vérifiée malgré la hauteur importante de la structure (36.72 m) dépassant ainsi largement la hauteur des structures permises par la réglementation en vigueur, sur zone de sismicité IIa qui est de 14m de hauteur.



**Figure III.9. Histogramme de comparaison des déplacements aux points de performance des structures étudiées par Pushover**

D'après les résultats obtenus sur l'analyse des quatre modèles sur site 3 et groupe d'usage 2, on constate une augmentation du déplacement des structures, aux points de performances, au fur et à mesure que la hauteur du bâtiment augmente. Ceci est dû à la flexibilité des structures élancée qui donne un déplacement plus important.

Afin d'avoir des informations plus poussées, on donne l'endommagement à l'échelle locale de la structure à 1<sup>er</sup> niveau.

A.3. Formation des rotules plastiques dans la structure (R+11) au niveau du point de performance

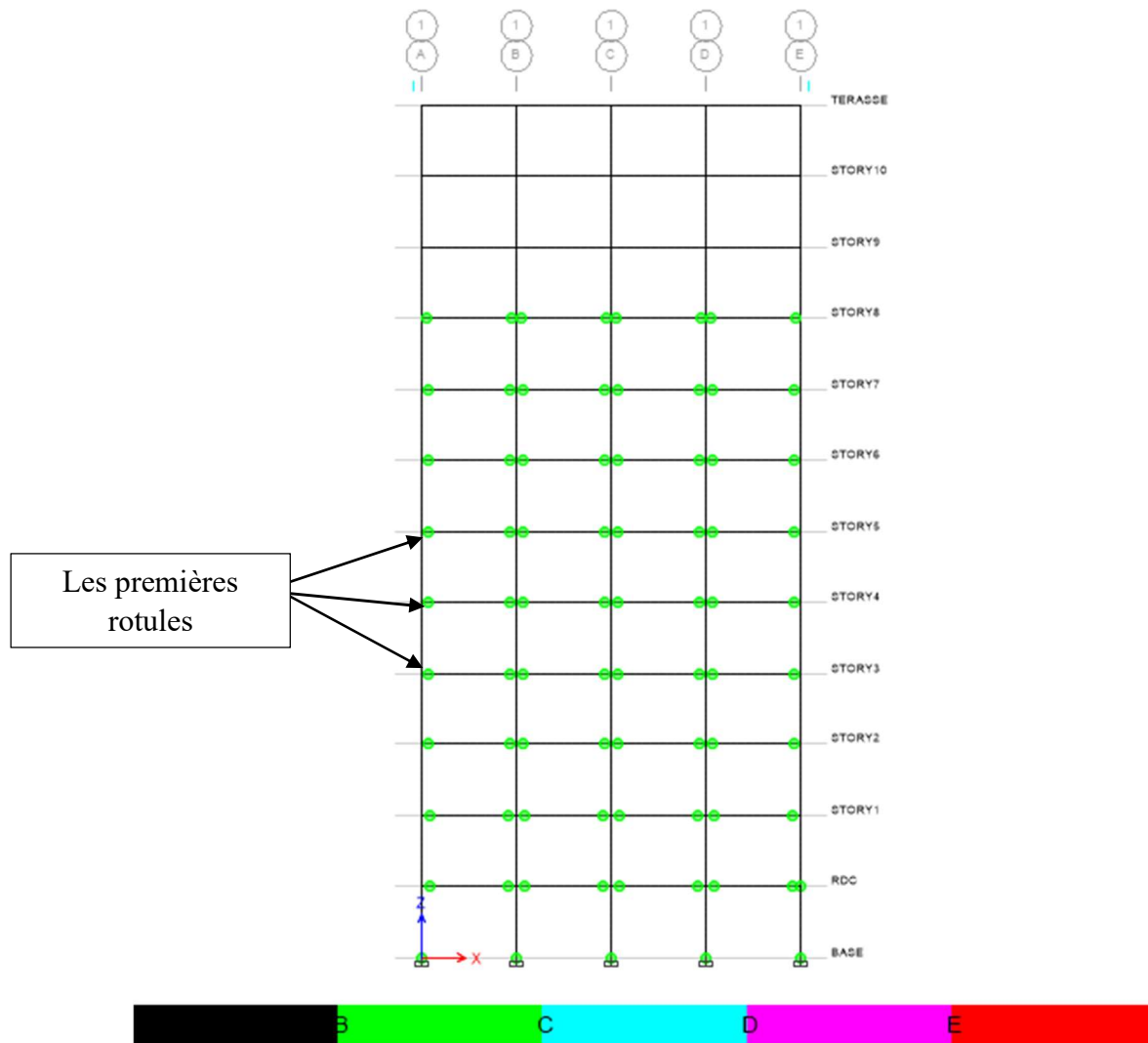
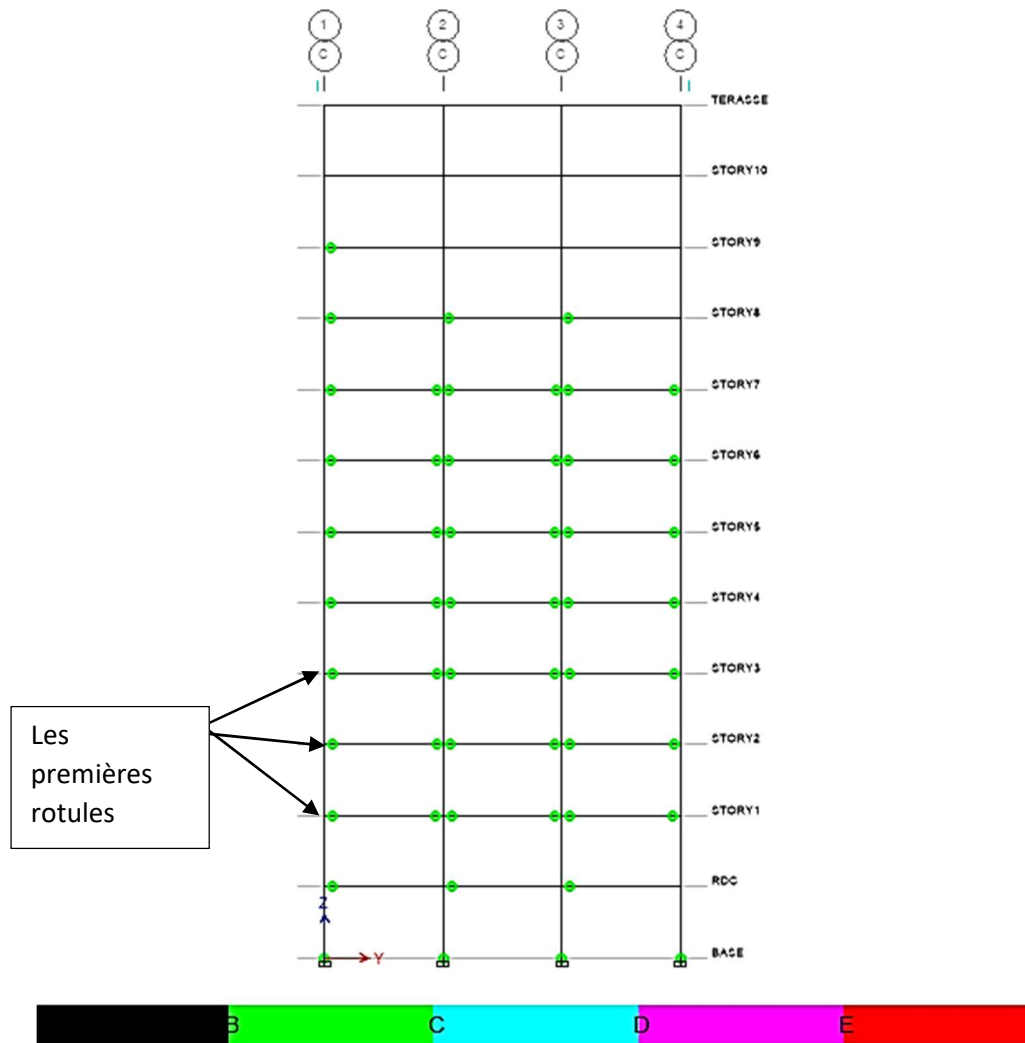


Figure III. 10 Apparition de rotule plastique dans le sens X-X pour la structure (R+11) au point de performance



**Figure III. 11 Apparition de rotule plastique dans le sens Y-Y pour la structure (R+11) au point de performance**

**Discussion :**

Les figures III.10.et III.11 montrent le mécanisme de ruine de la structure ainsi que la distribution des rotules plastiques formées au stade du point de performance.

Nous constatons que les rotules se développent au début dans les poutres et non dans les poteaux (conformément au dimensionnement poteaux fort-poutres faible).

De plus, elles sont de couleur verte qui correspond aux dommages B, qui représente le débute de la plastification, selon la figure présenté ci-dessous :

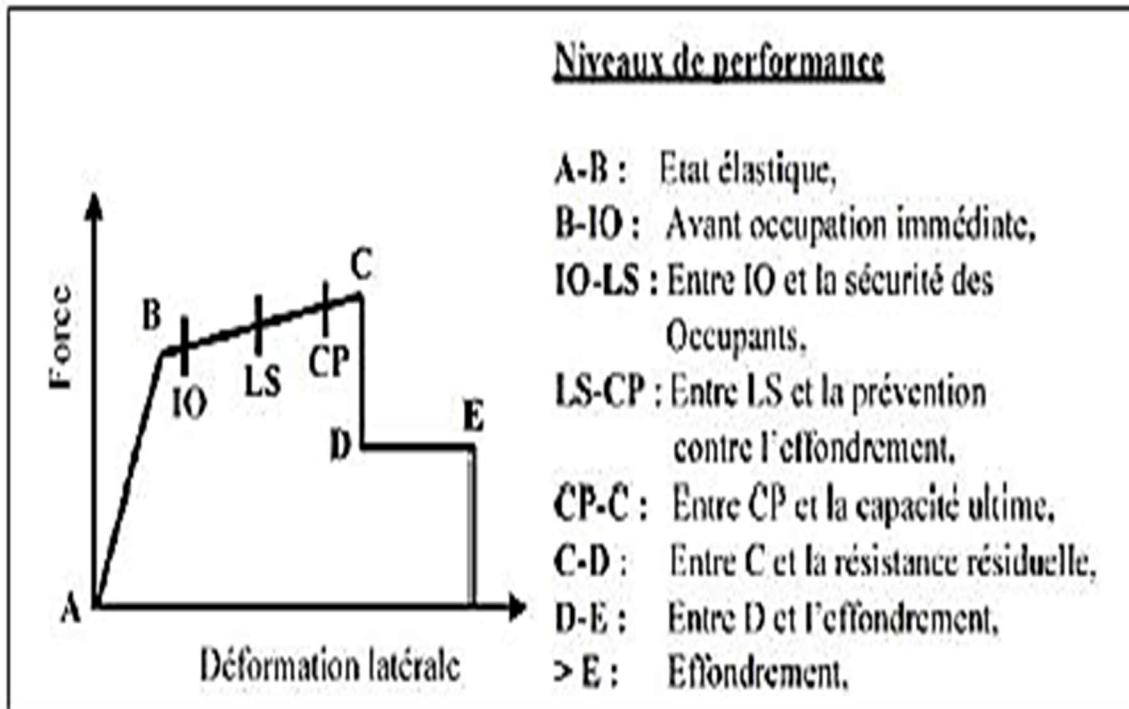


Figure III.12 : Relation force-déformation d'une rotule plastique FEMA 356

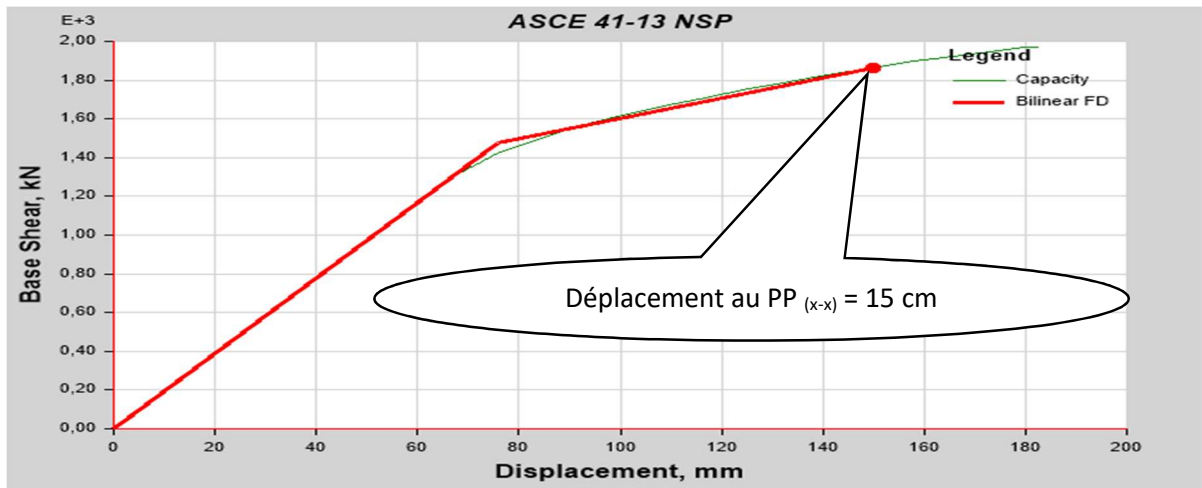
Aussi, nous constatons qu'une rotule plastique apparaît au 9<sup>ème</sup> étage dans le sens y-y où le déplacement est plus important. Cependant, dans le sens X-X, les deux extrémités des poutres du 8<sup>ème</sup> niveau se plastifient contrairement au sens y-y.

### Partie B : Influence des sites d'implantation sur la performance sismique de la structure à 12 niveaux.

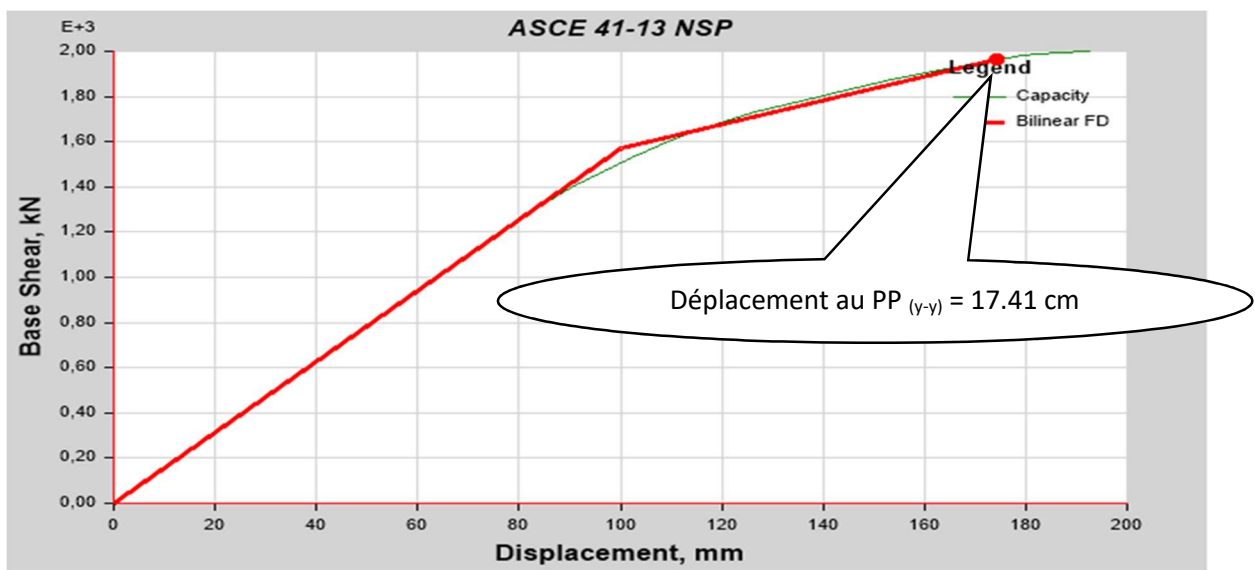
La performance de la structure à R+11 qui était jusque-là étudiée sous un spectre de demande correspondant à un site d'implantation S3 (meuble) est étudiée sous les autres sites S1 (Rocheux), S2 (ferme) et S4 (très meuble), afin d'avoir leur impact sur son comportement.

**B.1. Site 1 (Rocheux)**

Les figures III.13 et III.14 montrent la courbe de capacité avec le point de performance dans les sens x-x et y-y



**Figure III. 13 Déplacement au point de performance de la structure à 12 niveaux dans le sens X-X sur site S1**



**Figure III. 14 : Déplacement au point de performance de la structure à 12 niveaux dans le sens Y-Y sur site S1**

Les figures III.15 et III.16 montrent le graphe de déplacement inter étage sens x-x, y-y

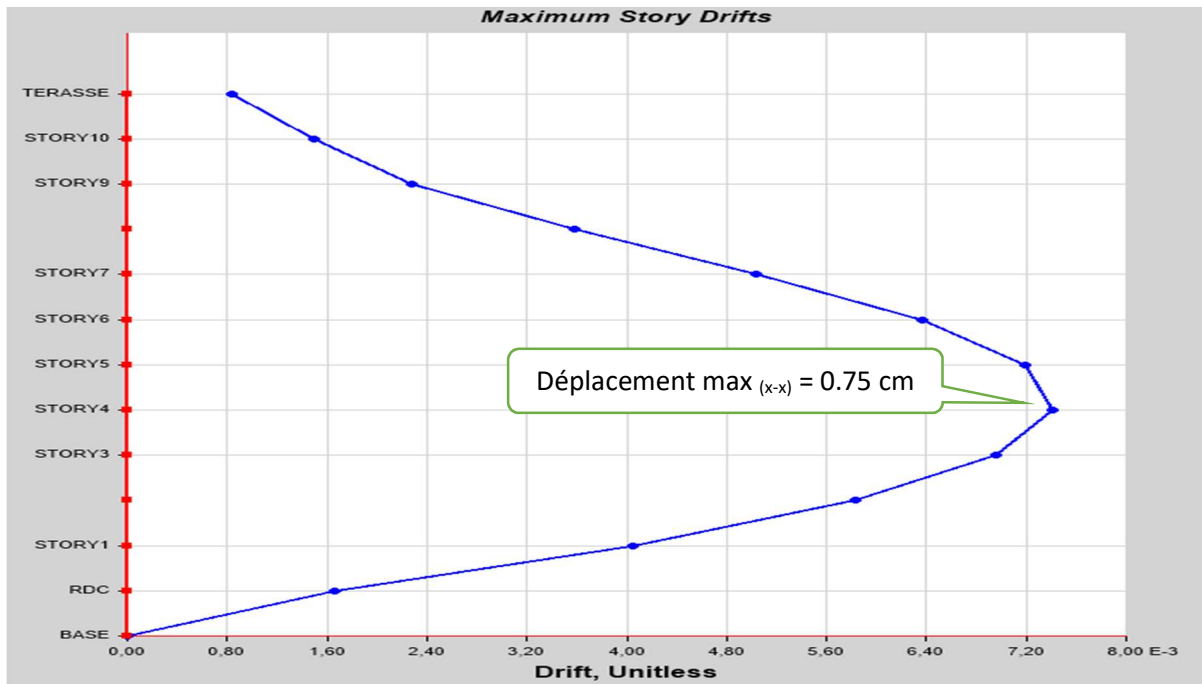


Figure III.15. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens X-X au point de performance

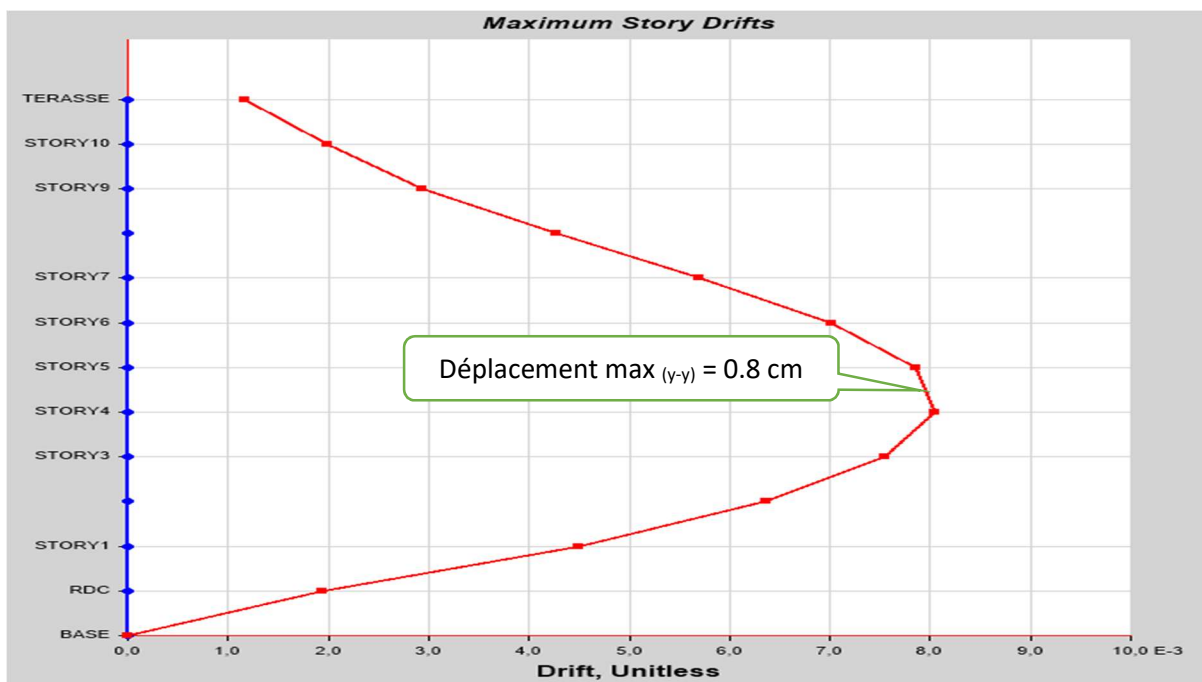


Figure III .16. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens Y-Y au point de performance

D'après les figures présentées ci-avant, on constate une nette diminution du déplacement de la structure (au point de performance) sur le site rocheux en comparaison avec le précédent résultat sur site meuble.

Même constatation concernant les déplacements inter étage qui sont toujours maximum à l'étage 4. Ils sont aussi plus faibles que sur le site d'implantation S3.

### B.1.1. Formation des rotules plastiques dans la structure :

Les figures III.17 et III.18 montrent l'apparition des rotules plastiques dans la structure dans le sens x-x, y-y.

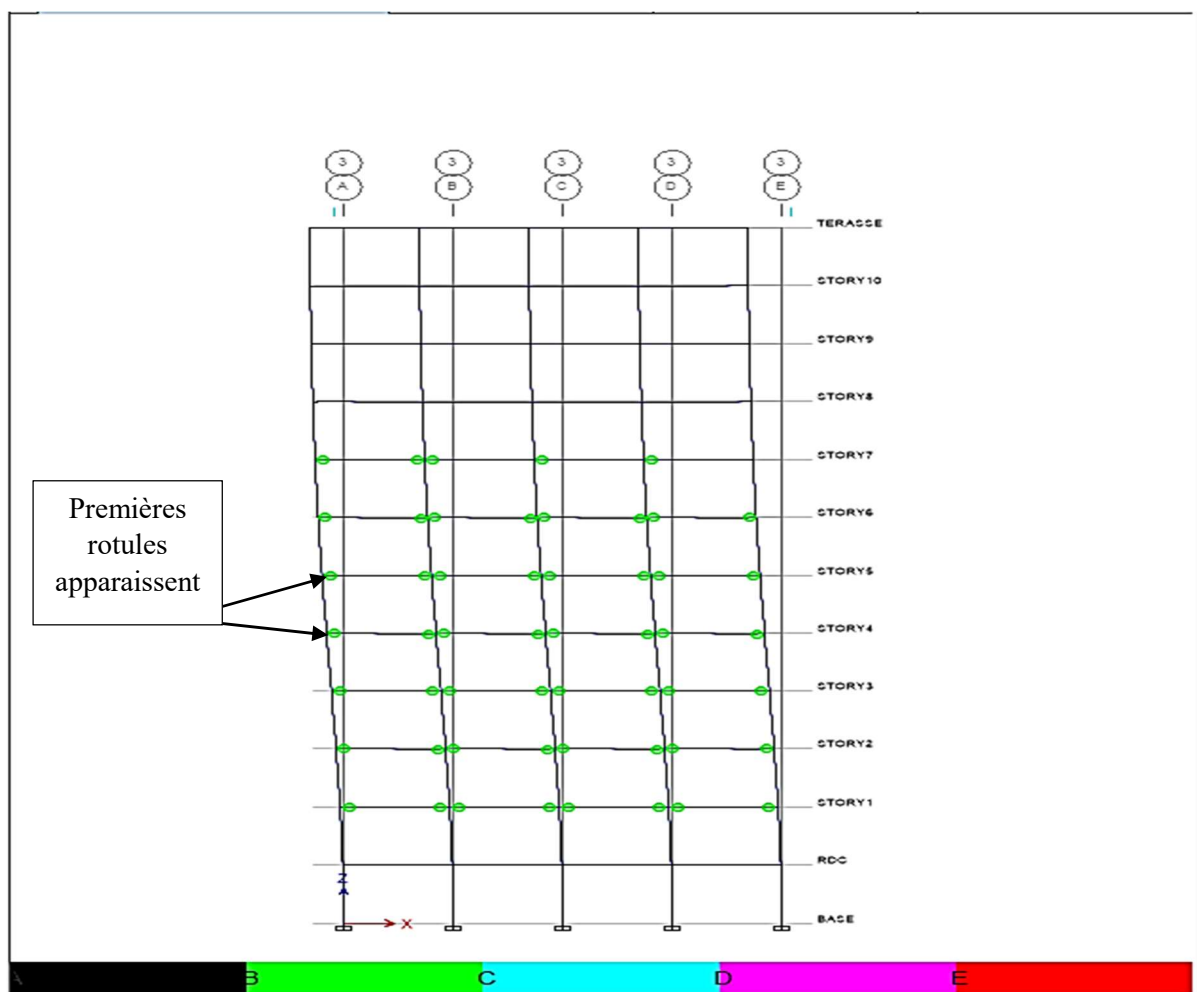
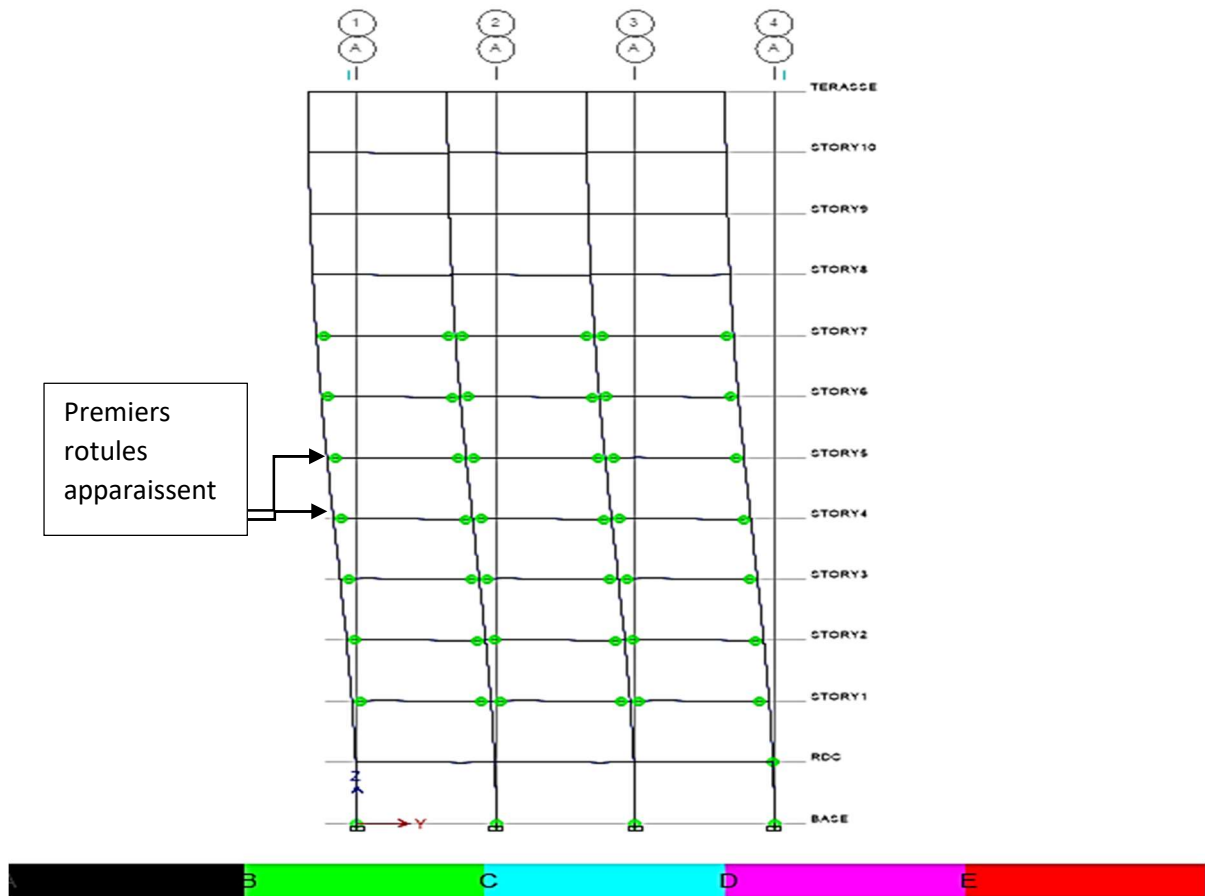


Figure III. 17 : Apparition de rotule plastique dans le sens X-X pour la structure (R+11) au point de performance sur site S1.



**Figure III. 18 : Apparition de rotule plastique dans le sens Y-Y pour la structure (R+11) au point de performance sur site S1.**

### Discussion :

Les figures III.17 et III.18 montrent le mécanisme de ruine de la structure ainsi que la distribution des rotules plastiques formées au stade du point de performance pour la même structure implantée sur site S1.

Nous constatons que les rotules se développent au début dans les poutres et non dans les poteaux (principe poteaux fort- poutres faible) ce qui est le même résultat que pour le site S3. Aussi, les plastifications sont de degré de dommage B.

## B.2. Site ferme S2

Les figures III.19 et III.20 montrent les courbes de capacité ainsi que les points de performances dans les sens x-x et y-y.

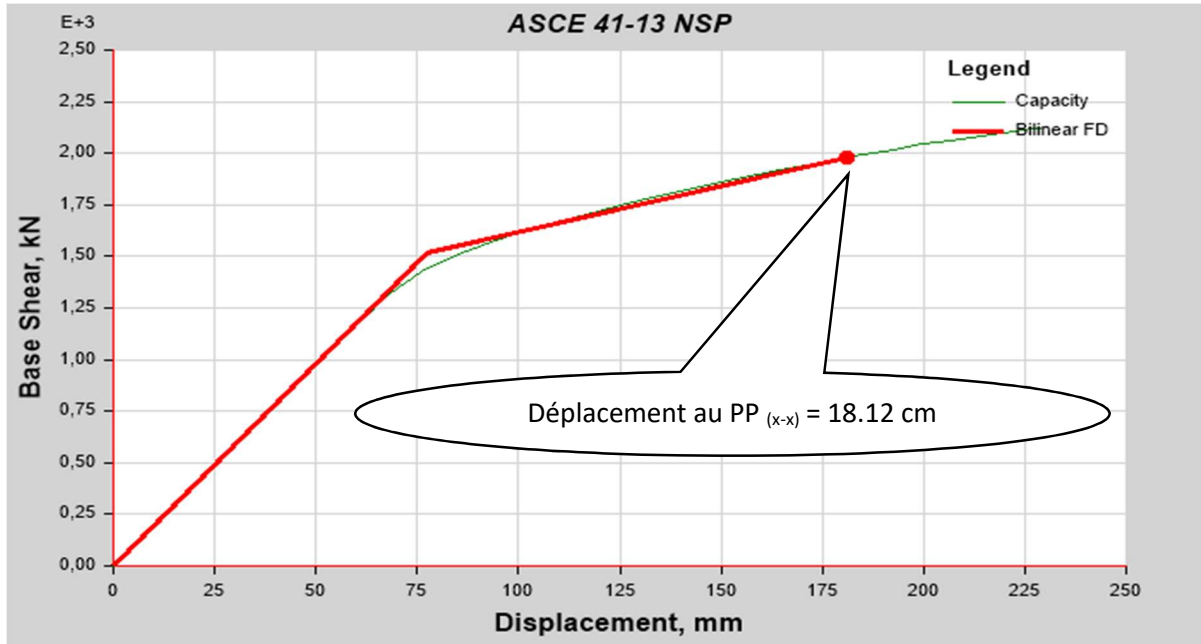


Figure III .19. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens X-X au point de performance

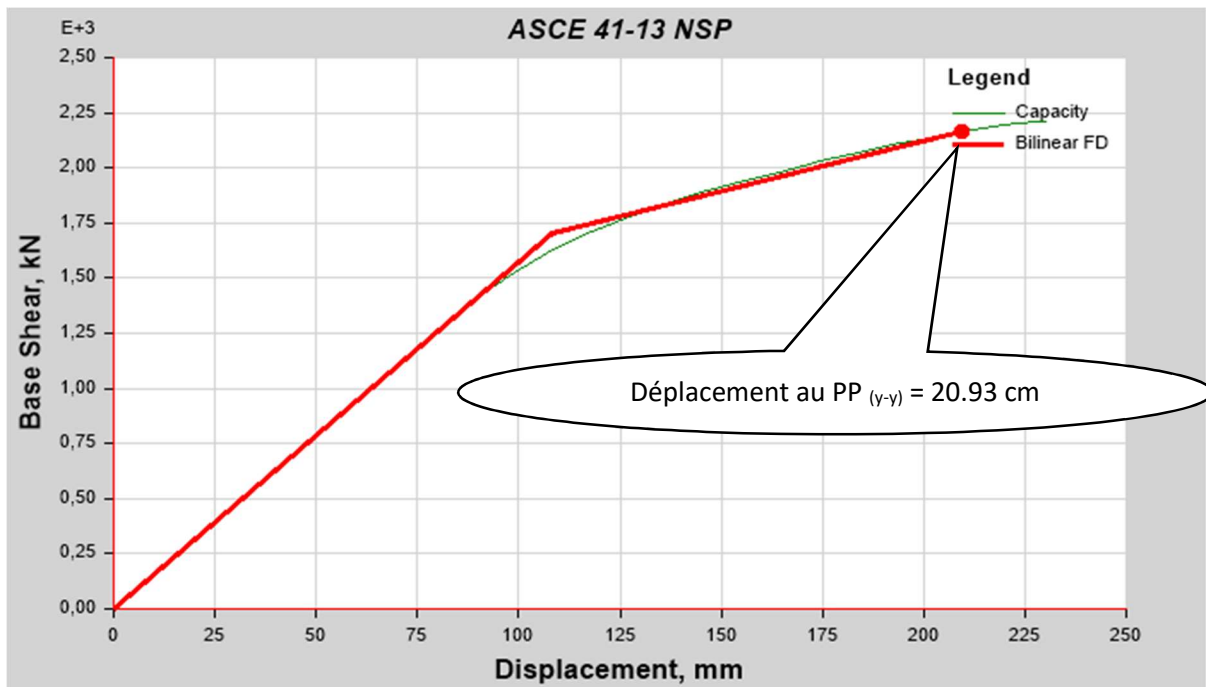


Figure III .20. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens Y-Y au point de performance

Les figures III.21 et III.22 montrent le graphe de déplacement inter étage sens x-x, y-y.

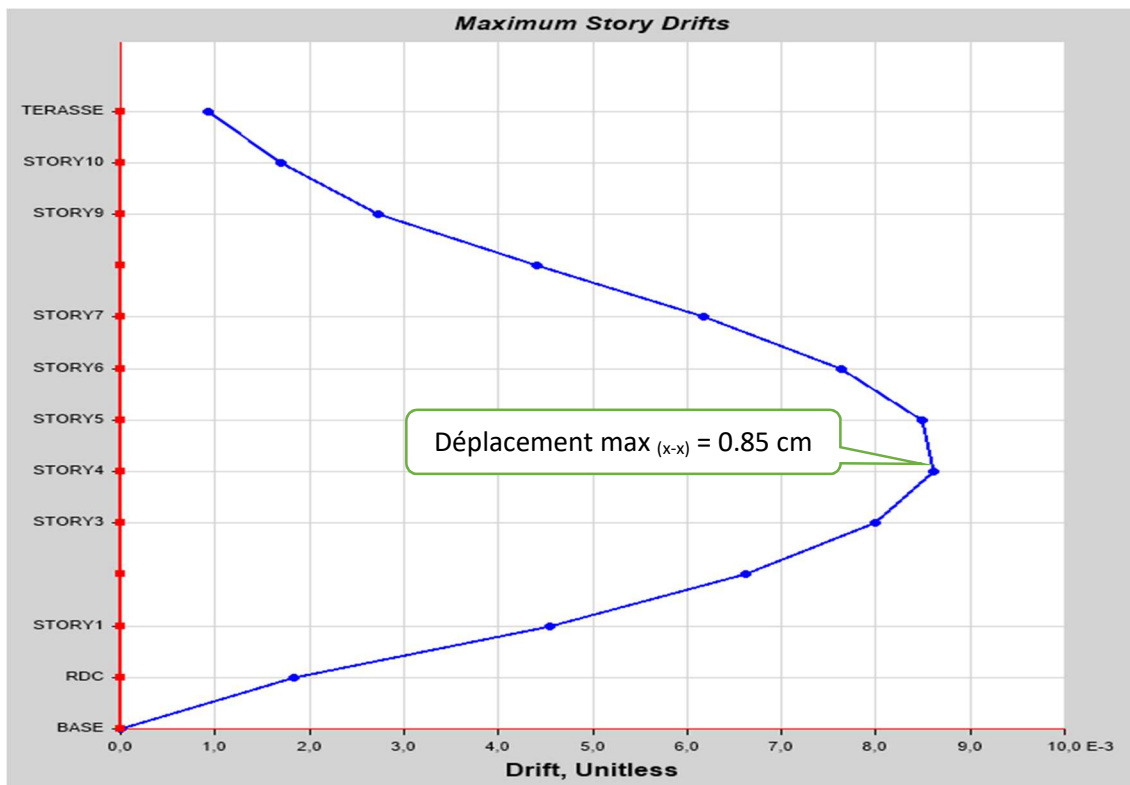


Figure III. 21. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens X-X au point de performance

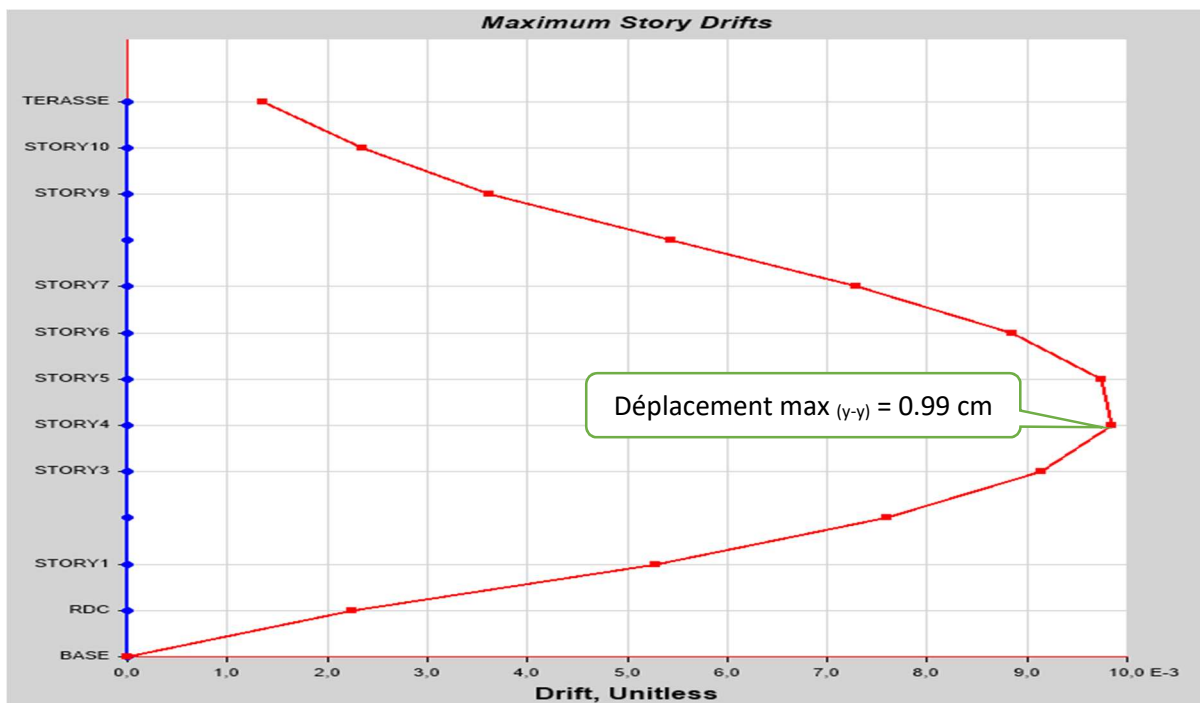


Figure III. 22. Graphe de déplacement inter-étage dans le sens Y-Y au point de performance

B.2.1 Formation des rotules plastiques dans la structure

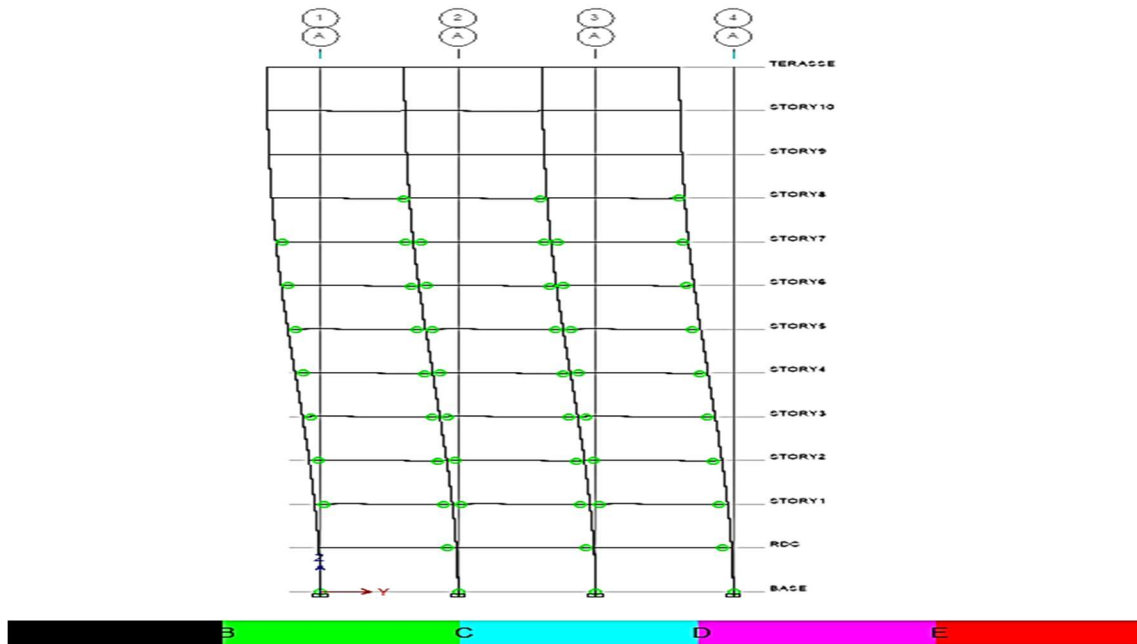


Figure III.23 Apparition de rotule plastique dans le sens X-X pour la structure (R+11) au point de performance sur site S2.

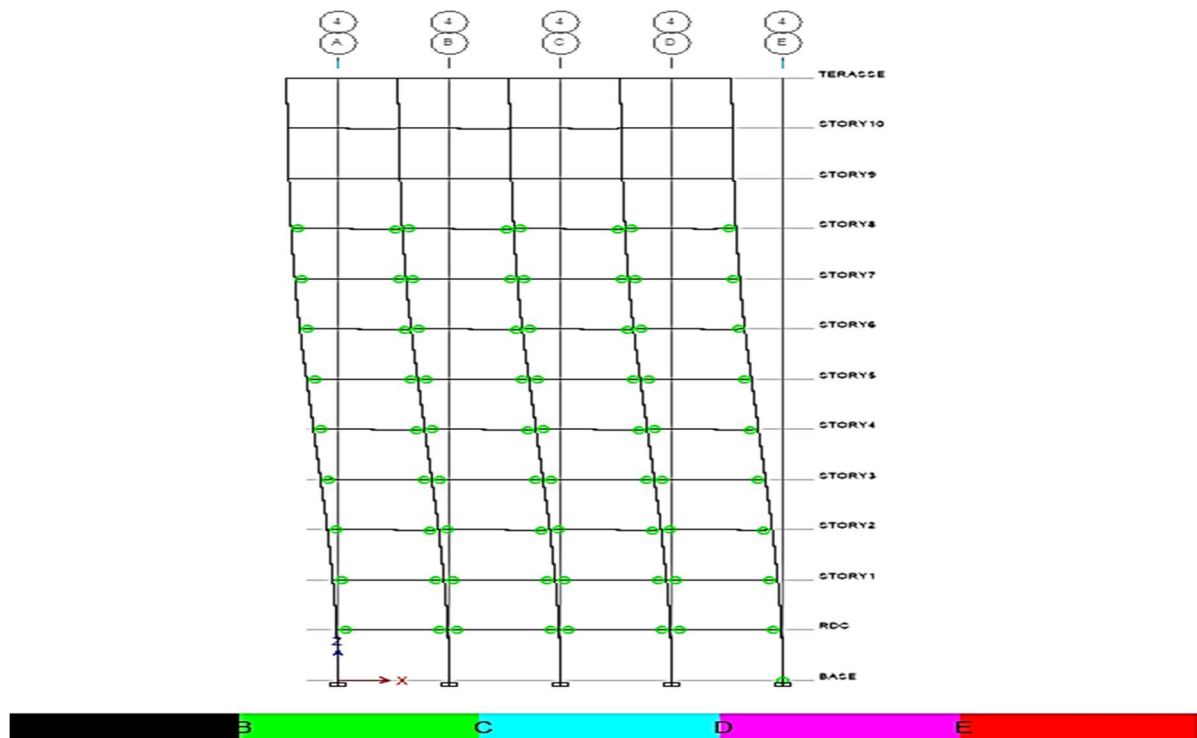


Figure III.24. Apparition de rotule plastique dans le sens Y-Y pour la structure (R+11) au point de performance sur site S2.

Suivant Les figures III.23 et III.24 Les rotules plastiques sont des rotules modérées de type B. Elles apparaissent dans les poutres puis dans les poteaux à la base.

Les plastifications commencent par le Niveau 3 puis 4 puis 5. Aucune rotule plastique n'apparait dans les trois derniers niveaux et au RDC. Ce qui confirme le déplacement max de 0.88 cm suivant x-x et 0.99 cm suivant y-y au Niveau 5.

**B.3. Site Très meuble S4**

Les figures III.25 et III.26 Point de performance sens X-X, Y-Y

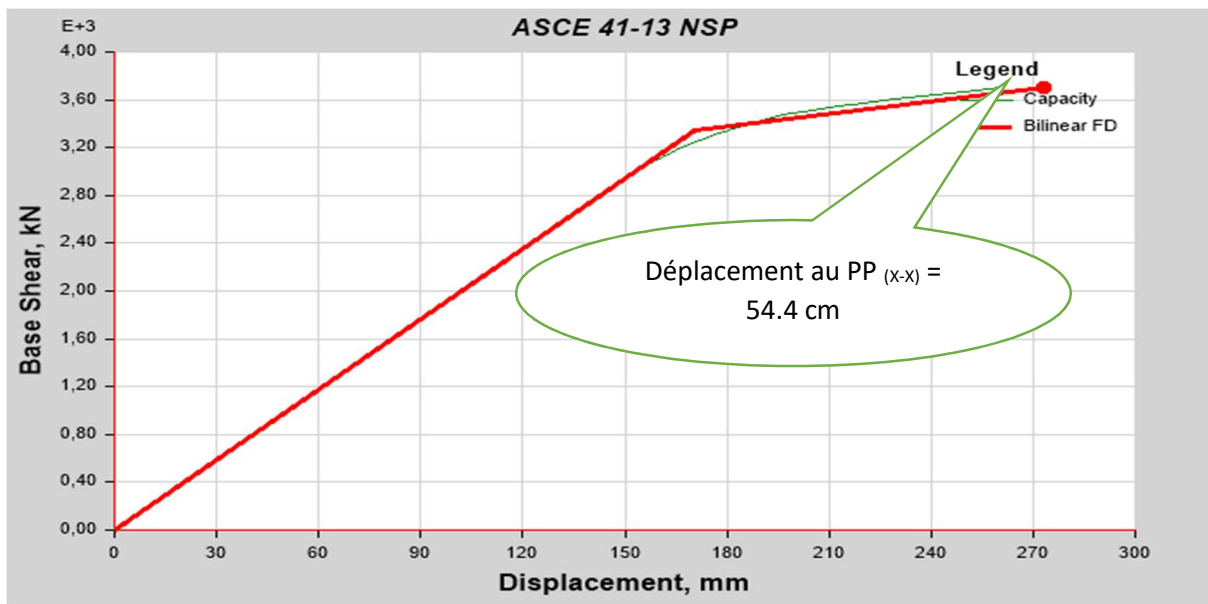


Figure III. 25. Courbe de performance sens X-X

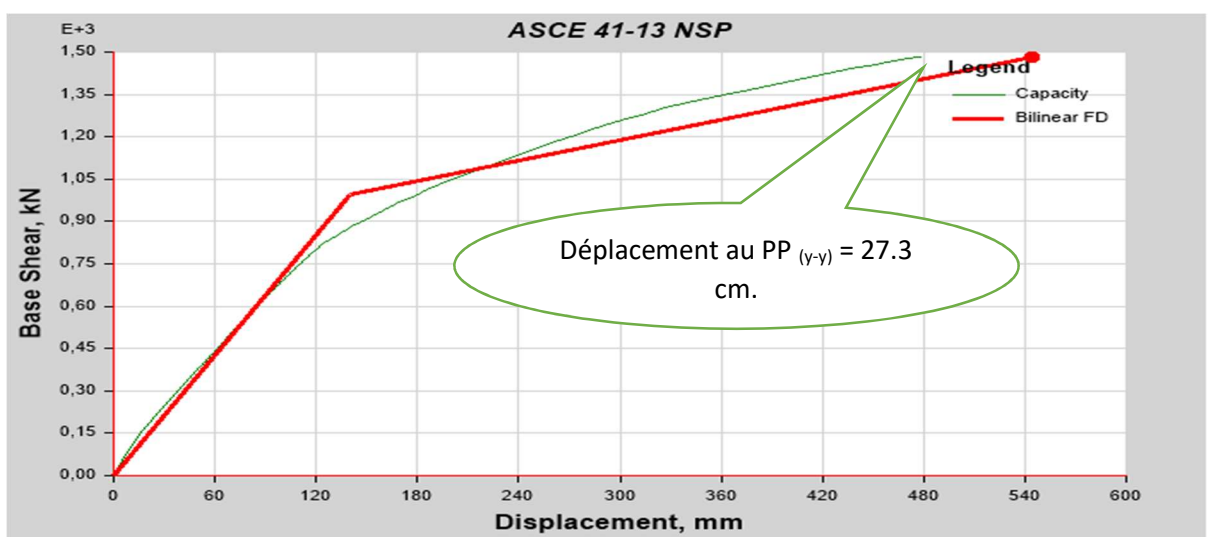
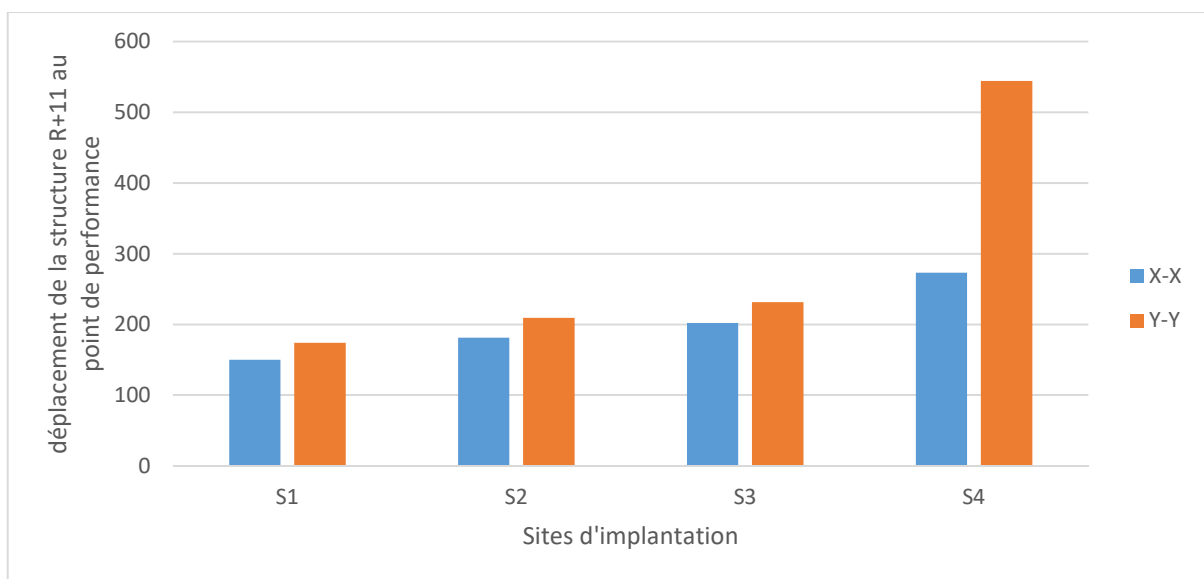


Figure III.26. Courbe de performance sens Y-Y.

**Discussion :**

Sur ces graphiques, on remarque que le point de performance est très éloigné. On constate que la courbe de demande est plus importante que la courbe de capacité.

Ces résultats peuvent être le résultat d'un sous-dimensionnement de la structure ou bien d'une résonance entre la période propre de la structure très flexible (très élancée) avec le site très moule (mou).

**B.4. Comparaison des déplacements de la structure à 11<sup>e</sup> niveaux selon les quatre sites d'implantation**

**Figure III.27. Histogramme des déplacements de la structure à 11<sup>e</sup> niveaux selon les quatre sites d'implantation**

**Partie C : : Changement de groupe d'usage pour la structure R+11 sur site S3**

Structuration de la partie C :

La Partie C est consacré à la présentation et discussion des résultats obtenus après changement de groupe d'usage de la structure.

La présente partie est structuré en trois déduction. Commenant par la courbe de capacité puis point de performance ainsi les déplacements lier au point de performance. de plus en déduit les rotules en plastique au point de se dernier. On termine ce travail par une conclusion générale.

Structure R+11 Site 3 Groupe 1B : ouvrage de Grande importance.

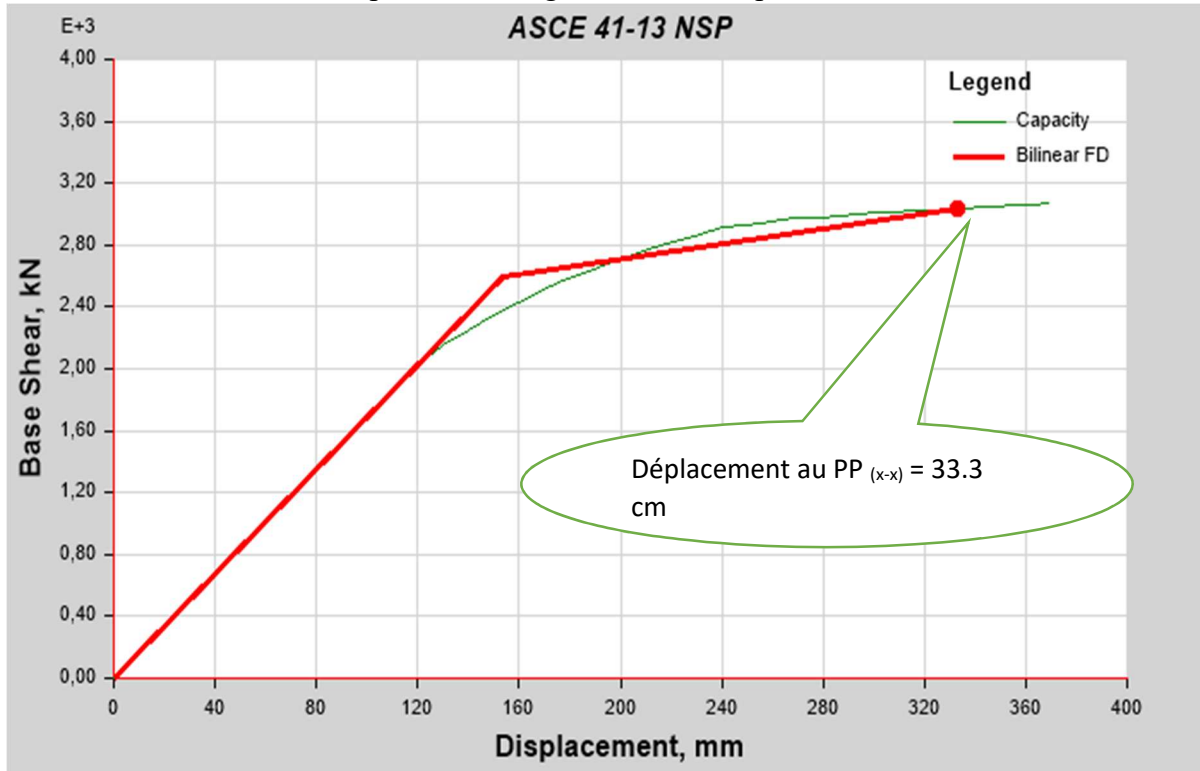


Figure III.28. Courbe de performance sens Y-Y

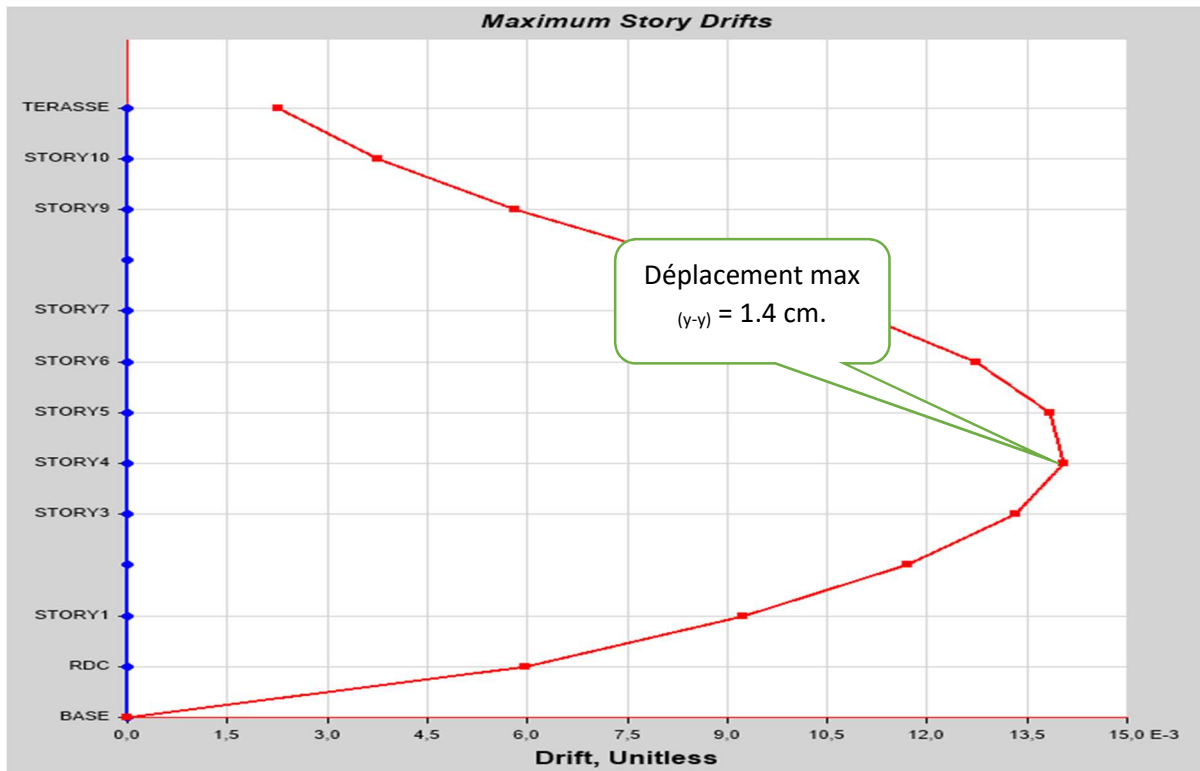


Figure III.29. Graphe de déplacement sens Y-Y au point de performance N° 43.

### C.2. Formation des rotules plastiques dans la structure de groupe d'usage 1B au niveau du point de performance.

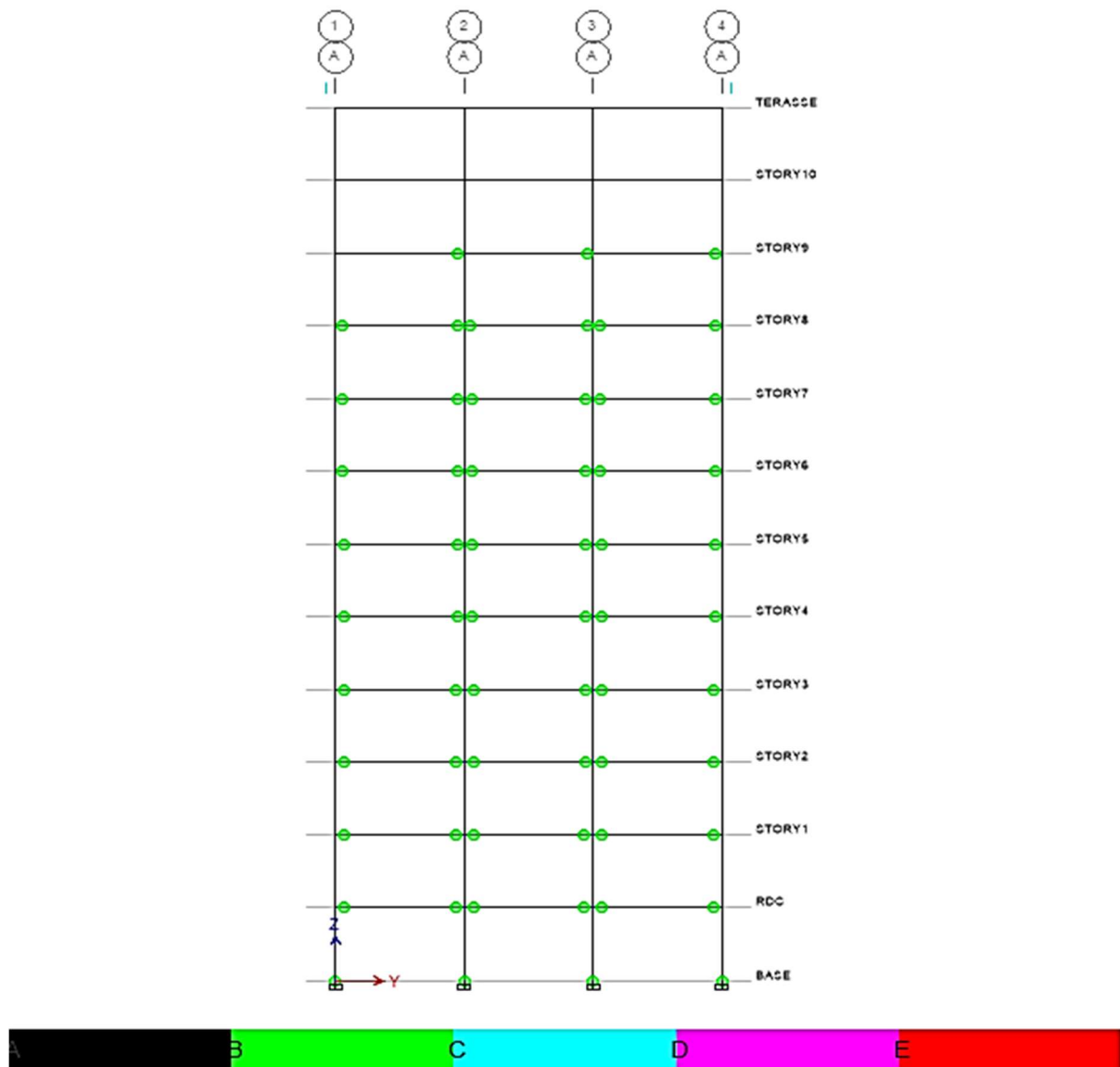


Figure III.30. Rotule en plastique sens Y-Y au point de rupture N° 43

#### Discussion

Sur la figure ci-dessus, on remarque que la formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres du 3<sup>ème</sup> puis du 2<sup>ème</sup> niveau pour finir par se propager dans pratiquement tous les niveaux (sauf le dernier et l'avant dernier). Les rotules sont de type modéré B.

Les rotules apparaissent dans les poutres avant les poteaux cela démontre que lorsque 'on respecte le principe de la réglementation (Poteau fort – Poutre faible) on évite d'avoir des dommages importants dans les poteaux qui risqueraient de nuire et de fragiliser la structure.

Structure R+11 Site S3 groupe 1A : ouvrage d'importance vitale

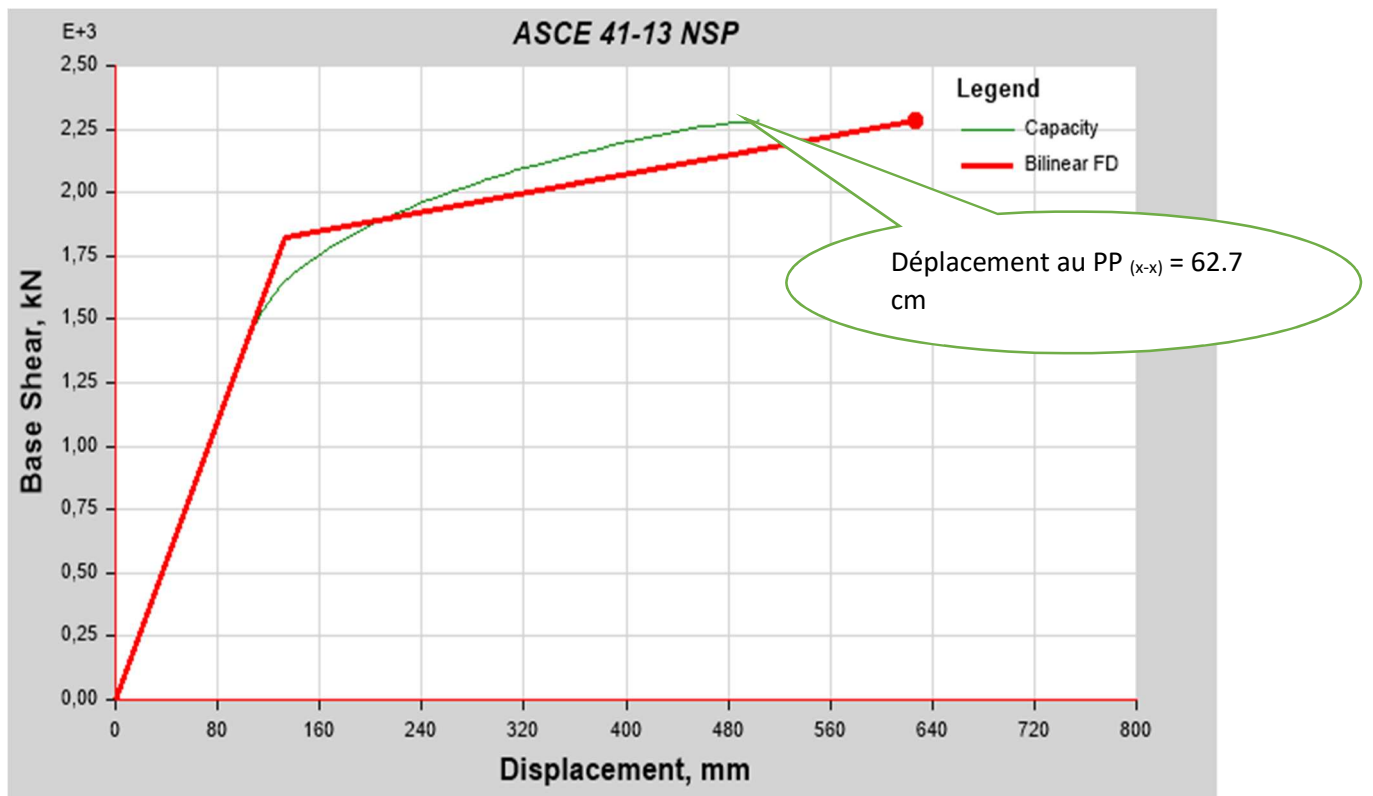


Figure III.31. Courbe de performance sens X-X.

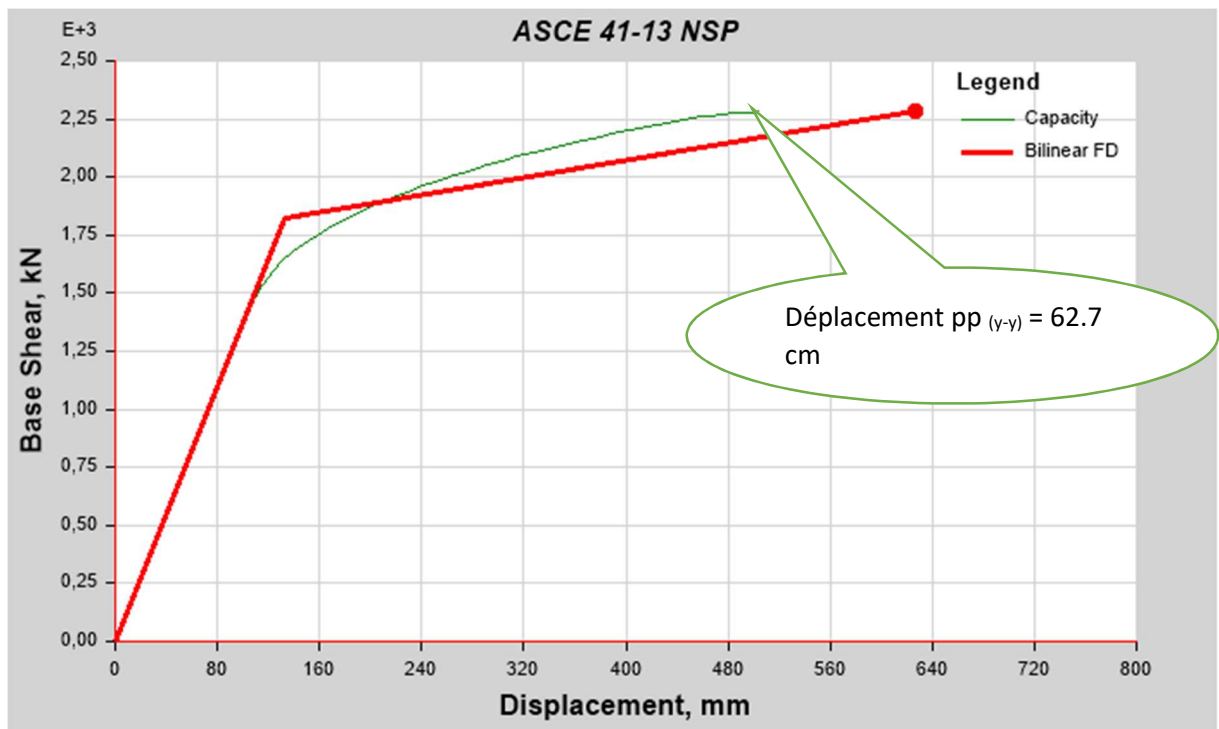


Figure III.32. Courbe de performance sens Y-Y.

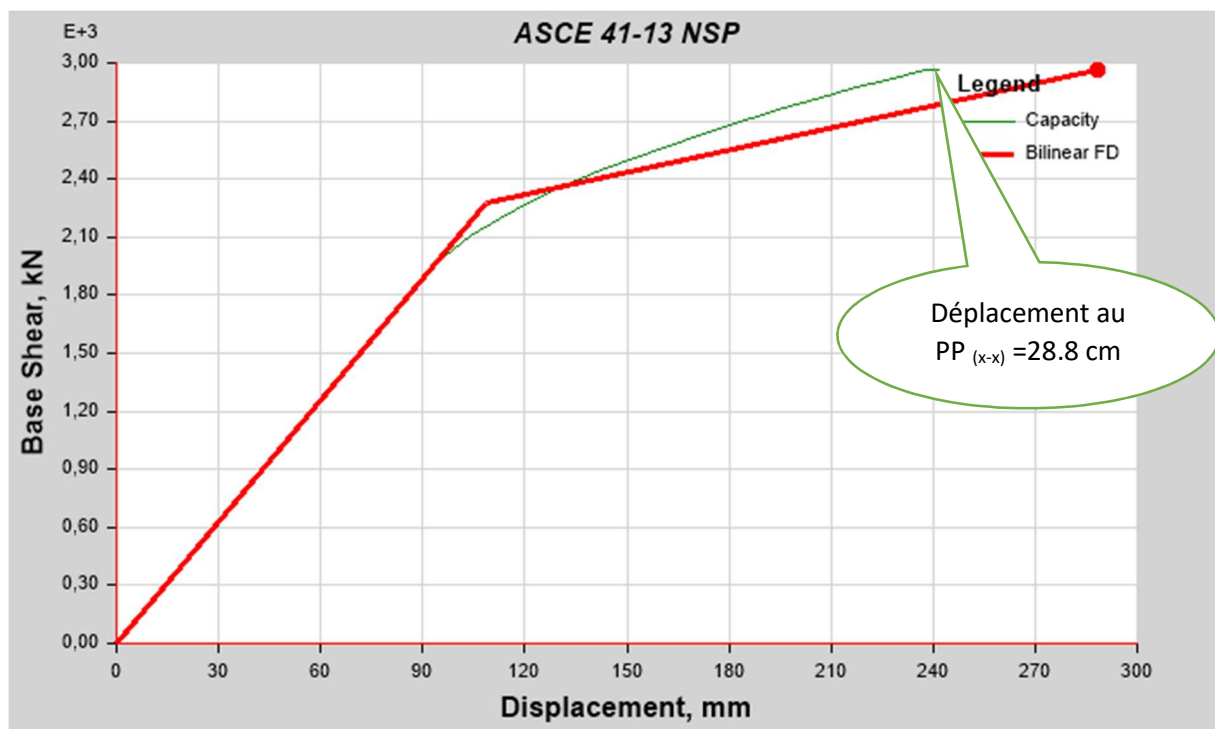


Figure III.33. Courbe de performance sens X-X Site 3 Groupe 1 B : ouvrage de grande importance

#### Discussion :

Sur ces graphiques, on remarque que le point de performance est très éloigné. On constate que la courbe de demande est plus importante que la courbe de capacité.

Ces résultats peuvent être le résultat d'un sous-dimensionnement de la structure ou bien d'une résonance entre la période propre de la structure très flexible (très élancée) avec le site très moule (mou).

#### Interprétation :

On remarque que ;

Les rotules plastiques sont des rotules modérées de type B. Elles apparaissent dans les poutres et sur un seul poteau à la base.

Les plastifications commencent par le niveau 3 puis 4 et enfin 5. Aucune rotule plastique n'apparaît dans les trois derniers niveaux et au RDC. Ce qui confirme le déplacement de 0.64

cm au niveau 5. Les rotules plastiques se concentrent toujours dans poutres des niveaux intermédiaires.

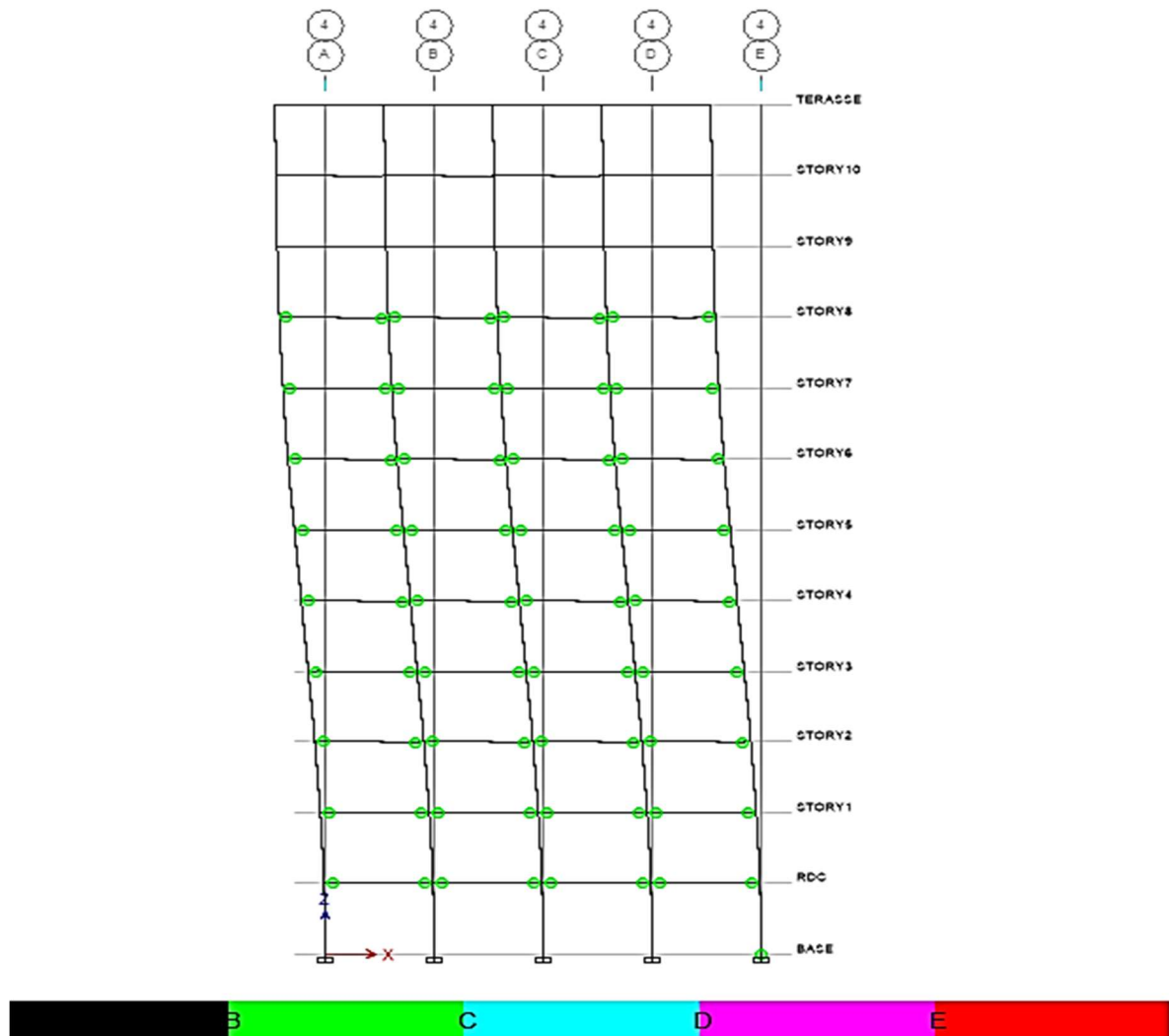


Figure III .34. Rotule en plastique sens X-X au point de rupture N° 18.

**Interprétation**

On remarque que ;

Les rotules plastiques sont des rotules modérées de type B. Elles apparaissent dans les poutres avant les poteaux. Aussi, aucune rotule plastique n’apparaît dans les deux derniers niveaux avec une rotule qui apparaît un seul poteau à la base. Ainsi la première apparition est au Niveau 3 puis 4 puis 5 ce qui confirme le déplacement max inter-étage trouvé précédemment sur le niveau 5 avec 0.73 cm.

## Conclusion

Dans ce chapitre, un calcul statique non linéaire (PUSHOVER) a été fait pour la structure étudiée avec variation du site d'implantation et de groupe d'usage de la structure.

Cette exécution permet d'évaluer la performance sismique de cette structure à travers l'estimation des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme.

On a utilisé le logiciel ETABS 2018 pour la détermination de la courbe de capacité où toutes les étapes ont été illustrées. Par la suite, le point de performance a été extrait du logiciel Etabs selon la procédure FEMA 356. [29] détaillé dans le paragraphe II.B.4.

Cette courbe de capacité est la représentation de la réponse de la structure vis-à-vis d'une demande sismique représentée par un spectre de demande.

Selon les trois parties décrites dans ce chapitre on constate que :

- . Les déplacements des structures aux points de performances, augmentent proportionnellement à la hauteur de la structure.
- . Si l'on compare les déplacements inter étage, qui un facteur prépondérant dans l'étude de la performance des structures, à celui limité art 4.43 de RPA99/2003, on constate que malgré la hauteur des structures importante, ces dernières se comportent correctement, dans la zone de sismicité IIa.
- . Les dégradations des structures à échelle locale sont minime. En effet, toutes les rotules apparues sont de degré B (début de plastification). Ce qui dénote du bon comportement des modèles étudiés.
- . Le changement de site d'implantation pour la structure la plus élancée a donné lieu à pratiquement les mêmes observations. A savoir, rotules plastiques dans les poutres de niveau B.
- . Pas de plastification dans les poteaux (hormis les poteaux de base encastres lors de la modélisation). Ceci en respect au critère poteaux fort-poutres faible correctement dimensionné.
- . Il est constaté probablement un problème de résonance entre la structure très souple avec le site très meuble S4.
- . Le déplacement inter étage est toujours maximum dans les étages intermédiaires étayant les plastifications plus nombreuses dans les poutres des niveaux intermédiaires.
- . Selon les groupes d'usage 1A et 1B, les courbes de capacité des structures sont inférieures aux courbes de demande sismiques, probablement à cause d'un dimensionnement inadéquat.

Enfin, on peut conclure que la réglementation visant à rajouter des voiles de contreventement à toutes structures dépassant les 14m de hauteur (ou 4 niveaux) est clairement non prouvé par cette étude. En effet, la performance des structures selon l'étude statique non linéaire effectuée donne des résultats satisfaisant même au-delà de ces limitations.

## Conclusion générale et perspectives

Ce projet de fin d'études avait pour but de développer notre autonomie, organisation de projet et personnel, responsabilité, et à créer une dynamique de binôme et l'esprit d'un travail collectif, et bien sûr à intégrer et mettre en pratique les enseignements reçus dans notre formation universitaire, et qui nous a permis d'affirmer notre savoir-faire et à évaluer notre compétence. Techniquement, l'évolution actuelle que connaît le domaine de génie civil, en termes de dimensionnement a permis le développement des conceptions et méthodes de construction, qui permettent la réalisation des ouvrages avec des nouvelles formes plus esthétique, moderne, stable, et confortable. L'objectif de ce travail était d'introduire le comportement plastique et de faire une comparaison entre un dimensionnement plastique avec variation de groupe d'usage et de site dans la zone IIa. Notre objectif était de faire un dimensionnement de quelques structures auto stables (poteau, poutres) ; ensuite de lancer l'analyse non linéaire sur ce type de dimensionnement.

Cela est pour but de lancer l'évaluation de la performance sismique à l'état plastique en Algérie dans la zone IIa de moyenne sismicité.

En Algérie, le calcul statique plastique n'est pas encore considéré, car l'ingénieur est obligé de suivre la réglementation qui exige un dimensionnement élastique. Les euro codes et norme américaine sont beaucoup plus développés que la réglementation algérienne et permettent de réaliser ce type de dimensionnement tout en apportant les justifications nécessaires. Pour le calcul sismique, le constat est différent. Le dimensionnement plastique est bien réglementé en Algérie et ailleurs même si les vérifications nécessaires (capacité de rotation) ne sont pas encore claires dans la réglementation algérienne. Les résultats de calcul plastique ne sont valables que si la capacité de rotation des sections est vérifiée (EC8, FEMA 356 -273 440, ATC 40). Nous avons posé une pierre dans ce vaste domaine. Espérant que ce travail sera utile pour des travaux futurs.

## Liste des références

- 1) Mémoire master université de Bejaia Abderrahmane mira-Bejaïa année universitaire : 2018/2019 thème : performance sismique des structures à systèmes de contreventement mixte préparé par : M<sup>elle</sup> Tifaoui Fadila et M<sup>elle</sup>. Touati Lilia
- 2) Université UMMTO thèse de doctorat présentée par : Mr KAHIL Amar  
Thème : évaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique
- 3) Mémoire structures 2018 thème : influence des caractéristiques mécaniques des matériaux sur la performance sismique des structures auto-stables élancées en béton armé présenté par : M<sup>elle</sup> Zalouk Samira
- 4) Thème ; évaluation de la performance sismique des structures auto-stables en béton armé par la caractérisation du mouvement sismique mémoire de master présenté par : Mr Baiche Fadhila encadré par Mr KAHIL.
- 5) Université Abobaker Tlemcen mémoire master thème : dimensionnement plastique des structures : intérêt économique et justifications réglementaires Bouchenak Khelladi et Hadjer Cherif Tarik soutenue en 27/06/2019
- 6) Élaboré par : Mr. soufi Djamel. (Ingénieur d'état en génie civil – USTOMB). Thème : Détermination de la performance d'une structure en béton arme soumise à une action sismique
- 7) site internet <https://theconstructor.org/earthquake/performance-levels-buildings-earthquakes/22521/>

- 8) Mekki Mohammed 2015 thèse présentée pour obtenir le grade de docteur de l'université de bordeaux thème ; approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil
- 9) Theme: Analyse pushover d'une structure auto stable (r+8) pushover analysis of multistory Structures Ourabah a. Hamouche , S.Seghir et Tahakourt a.
- 10) Ems 98. / D'après "EUROPEAN MACROSEISMIC SCALE 1998", sous la direction de G. Grünthal. (Cahiers du centre européen de géodynamique et de sismologie volume 19, Luxembourg 2001).
- 11) Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / Version 2003, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique. Algérie.
- 12) KEBAILI.B, REDJEL.B. Analyse Du Séisme De BOUMERDES Juin 2003 Et Règles parasismiques Algériennes, 1st International Conférence on Sustainable Built Environnement infrastructures in Developing countries ENSET Oran (Algeria)- October 12-14,2009.
- 13) Boubegtiten Lydia, Bouziane Abderrezak (Modélisation Nonlinéaire et Evaluation de la Capacité Sismique des voiles).
- 14) Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes (LTDS), École Centrale de Lyon 36 avenue Guy de Collongue, BP 163, 69131 Ecully Cedex,Fabrice.Thouvez@ec-lyon.
- 15) Règles BAEL 91 révisées 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé.
- 16) Oualid CHILLA ; Sonia DJENA (Étude sismique d'une structure en béton armé par analyse temporelle non linéaire).
- 17) M.Inel, M. Erich, B. Edgar, F. Black et A. Mark. USEE 2001.Utility Software for Earthquake Engineering. Report and User's

Manual. Civil and Environmental Engineering. University of Illinois at Urbana.

- 18) Abdelghani SEGHIR Enseignant Chercheur, Chargé de Cours  
Département de Génie Civil, Université A. Mira de Bejaïa. Séminaire  
organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Bejaïa Les journées  
techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction Séisme.
- 19) Djebbar.N : Contribution à l'étude de la performance parasismique  
des éléments linéaires en béton armé. Thèse de doctorat d'état, 2006,  
Université Mentouri, Constantine. Algeria.
- 20) BAEL, 1999, Règles techniques de conception et de calcul des  
ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états  
limites - BAEL 91 révisé 99.
- 21) (Lawson et al. (1994), Naeim et al. (1998), Gupta et al. (1999),  
Mwafy et al. (2001), Lew et al. (2001), Inel et al. (2003), Moghadam et  
al. (2005)).
- 22) Mwafy A.M. Elnashi A.S. (2001) static Pushover versus  
Dynamique collaps
- 23) Analysis of building, engineering structure. Vol 23 pp. 407-424
- 24) Laila Tataie. Méthodes simplifiées basées sur une approche quasi-  
statique pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages soumis à des  
excitations sismiques. Autre. INSA de Lyon, 2011. Français. Thèse  
2011.
- 25) Applied Technology Council ATC- 40 (1996) Seismic Evaluation And  
Retrofit of Concrete Buildings Volume 1, Red wood city, California
- 26) Federal Emergency Management Agency (FEMA). NEHRP The  
Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA273, 1997.

- 27) 7. Nouali, Abdelhafid. Influence des effets d'échelles sur la réponse sismique non linéaire des structures et des ouvrages en béton armé. Tlemcen : s.n, 2017. Euro code 8.
- 28) TEDJDITI, Ahmed Kamel. Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale. Tlemcen : s.n. 2017.FEMA 356.
- 29) FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procédures juin 2005.
- 30) ASCE standard ASCE/SEI 41-13 : American Society of Civil Engineers seismic évaluation and retrofit of existing buildings

## **Résumé**

Plusieurs tremblements de terre de différentes magnitudes sont survenus dans les quatre coins du globe. En Algérie, ces mouvements tectoniques ont provoqué de nombreuses pertes humaines et matérielles. De plus en plus d'études scientifiques sont menées pour comprendre l'influence du séisme sur le comportement des constructions. C'est dans cette optique que s'inscrit notre travail d'identification des facteurs influant sur la performance de la structure et d'étude de leurs incidences sur le comportement sismique des structures auto-stables en béton armé. Notre intérêt s'est porté sur cette typologie de structures, à cause de leur vulnérabilité face au dernier séisme en date du 21 mai 2003. Ainsi, des analyses statiques non-linéaires en poussée progressive « pushover » sont effectuées sur des structures en R+5, R+7, R+9, R+11 à l'aide du logiciel ETABS v 2018, afin d'établir la courbe de capacité qui convient à ces structures, en faisant varier à chaque analyse la hauteur, en suite une autre analyse est faite pour changement de groupe d'usage et variation de site pour la structure R+11. Puis Les résultats obtenus montrent d'une part, que la hauteur à un effet minime sur la performance de la structure contrairement au groupe d'usage et de site, qui a un effet considérable sur l'augmentation du palier élastique et de la limite ultime de la capacité d'un ouvrage. Ceci, nous ouvre la possibilité d'avoir un bon comportement pour une structure auto-stable élancée en R+11 implantée sur site meuble dans une zone de moyenne sismicité. Ainsi, apporter une solution autre, que celle du RPA qui exige l'ajout de voile de contreventement au-delà de quatre niveaux à ces structures.

**Mots clé :** structure auto-stable, pushover, performance sismique, groupe d'usage, Site.