

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

X•ΘΛ•ΣX [://:V •X [•Λ [•O
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

MEMOIRE

De fin d'Etudes En vue de l'obtention du diplôme
De Master Académique En génie civil option structures

Thème

Effet de la longueur de la zone active
du contreventement excentrique sur le
comportement sismique des structures
métalliques

Proposé et dirigé par :

M^r LABIOD MAHFOUD

Réalisé par :

M^{elle} : MEZAIR NOUARA

Remerciements

Je tiens à témoigner ma reconnaissance à Dieu tout puissant, qui m'a aidé et bénis par sa volonté durant toute cette période.

Je tiens à remercier mon promoteur Monsieur M^R LABIOD Mahfoud et M^R Le doyen OUELD OUALI et le vice doyen merci infiniment pour votre compréhension.

Mes remerciements vont aussi vers tous ceux qui m'ont aidé et encouragés pour la réalisation de mon travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon cher père

A ma chère mère

A Mes sœurs et Mes frères

Et

A mes amies surtout Assia, Faroudja, Ouiza, Safia et à toute la faculté de

Génie de la Construction.

NOUARA

Sommaire

Introduction générale.....	01
----------------------------	----

Chapitre I Généralités sur l'action sismique

I .Introduction	03
II. Définition du séisme	03
II. 1. La tectonique des plaques	04
II. 1.1 La divergence	05
II. 1.2 La convergence	05
III. Les différents types de séisme	50
III. 1. Les séismes naturels	06
a. Les séismes tectoniques.....	06
b. Les séismes liés à l'activité volcanique.....	06
III.2 Les séismes liés à l'activité humaine	06
IV. Les caractéristiques d'un séisme	07
V. Les ondes sismiques	07
a. Les ondes de volume.....	07
b. Les ondes de surface.....	08
VI. Hypocentre et épicentre	09
VII. La magnitude et l'intensité	09
VIII. Le mécanisme d'un séisme.....	10
IX. Comment minimiser l'action sismique	11

Chapitre II : Notions sur les structures métalliques et les systèmes de contreventement

II.1 Introduction	13
II.2 Historique de la construction Métallique.....	13
II.2.1 Avantages et inconvénients de l'acier.....	13
II.3.1.1 Avantages	13
II.3.1.2. Inconvénients	14

Sommaire

II.4	Domaine d'utilisation	15
II.5	le comportement des constructions métalliques sous l'action sismique	15
II.6	Systèmes de contreventements des structures métalliques	16
II.6.1	Introduction	16
II.6.2	Définition des contreventements	17
II.6.3	Les différents types de contreventements adoptés aux structures métalliques	18
II.6.3.1	Portique autostable	18
II.6.3.2	Structures avec triangulations à barres centrées	20
II.6.3.4	Structures avec triangulations à barres excentrées	21
II.7	Introduction au système de contreventement excentrique	22
II.7.1	Clarifications sur la philosophie de conception sismique de ce système de contreventement	26
II.7.2	Longueur du tronçon sismique (Link)	27
II.7.3	Limitations de rotation	29
II.7.4	Raidissage du tronçon sismique	31
II.8	Le facteur de ductilité q	33
II.8.1	Coefficient de comportement	33
II.8.1.1	Introduction	33
II.8.1.2	Evaluation du facteur de comportement	33
II.8.1.3	Classe de ductilité et coefficient de comportement d'après l'Eurocode 8	34
II.8.1.4	Valeurs de base du coefficient de comportement des structures métalliques	35

Sommaire

Chapitre III : Méthode poshever

III.1	Introduction	39
III.2	Les concepts fondamentaux de l'analyse « push over »	
III.2.1	Définition de l'analyse "PUSHOVER"	39
III.2.2	Principe de l'analyse PUSHOVER	41
III.2.3	But de l'analyse POSHOVER	42
III.2.4	Avantage, Inconvénients et Limites de la méthode	42
III.2.5	Formulation de l'analyse pushover	43
III.2.6	Les étapes de la méthode "PUSHOVER"	48
III.3	La courbe de capacité	48
III.3.1	Définition	48
III.3.2	Transformation spectrale de la courbe de capacité	49
III.3.3	Représentation bilinéaire de la courbe de la capacité	50
III.4	La demande sismique	51
III.4.1	Le spectre de réponse élastique	51
III.4.2	Transformation spectrale de la demande sismique	52
III.5	Superposition de la courbe de capacité et de la courbe de la demande	53
III.5.1	La demande est inférieure à la capacité	53
III.5.2	La demande est égale à la capacité	53
III.5.3	La demande est supérieure à la capacité	54
III.6	Evaluation de point de performance	54
III.6.1	Procédures d'estimation de point de performance	54
III.6.1.1	Procédure A (itérative).....	55
III.6.1.2	Procédure B (non itérative)	55
III.6.1.2.1	Développement des diagrammes (ξ_{eff} – Sd)	57
a.	La demande spectrale	57
b.	La capacité sismique	57

Sommaire

III.6.1.2.2. La superposition des graphes (ξ_{eff-Sd})D et (ξ_{eff-Sd})C	60
III.7 Estimation des degrés des dommages	60
III.7.1 L'échelle de dommage utilisée	60
III.7.2. Evaluation des dommages	61
III.8. La ductilité	62
III.8.1. Définition de la ductilité	63
III.8.2. La ductilité de déformation	63
III.8.3. La ductilité de courbure	63
III.8.3.1 La ductilité rotation	63
III.8.3.2 La ductilité de déplacement	63
III.9 Définition des rotules plastiques	64

Chapitre IV Application de la méthode Pushover

IV.1 Introduction	66
IV.2 Modélisation de la structure	66
a - L'analyse modale	70
b - L'analyse spectral.....	70
c - Analyse linéaire de la structure.....	70
IV.3. La modélisation non linéaire	71
IV.3.1. Définition du comportement non linéaire des éléments	71
IV.3.2. Les rotules plastiques selon ETABS	72
IV.3.3. Définition de chargement push over	72

Chapitre V Interprétation des résultats

V.1. Introduction	80
V.2 Présentation des résultats	81
V.2.1 La structure avec contreventement excentrique a tronçon long (Variante 1)	81

Sommaire

V.2.2.1 La disposition des palées de stabilité	81
V.2.1.2. Extraction des courbes de capacités	81
V.2.1.3 La représentation bilinéaire de la courbe de capacité	82
V.2.1.4 Evaluation de point de performance	83
V.2.1.5 Les domaines de dommages	85
V.2.1.6 Les dégâts probables	87
V.2.1.8 Déplacements inter-étages maximal (Δ_{max})	88
V.2.1.8 Demande en ductilité (μ_D) (Degré de pénétration dans le domaine plastique)	89
V.2.1.10. Raideur initial de la structure (K_i)	89
V.2.1.11 Raideur de la structure au point de performance (K_p)	90
V.2.1.12 Indicateur de dégradation global de la structure (I_d)	90
V.2.2 La structure avec contreventement excentrique a tronçon court (Variante 2)	92
V.2.2.1 Extraction des courbes de capacités	92
V.2.2.3 La représentation bilinéaire de la courbe de capacité	93
V.2.2.4 Evaluation de point de performance	93
V.2.2.5 Les domaines de dommages	95
V.2.2.6 Les dégâts probables	96
V.2.2.7 Déplacements inter-étages maximal (Δ_{max})	98
V.2.2.8 Demande en ductilité (μ_D) (Degré de pénétration dans le domaine plastique)	98
V.2.2.10 Raideur de la structure au point de performance (K_p)	99
V.2.2.11 Indicateur de dégradation global de la structure (I_d)	99
V.2.3.1 La représentation bilinéaire de la courbe de capacité	101
V.2.3.2 Evaluation de point de performance	101

Sommaire

V.2.3.3 Les domaines de dommages	102
V.2.3.4 Déplacements inter étages maximal (Δ_{max})	105
V.2.3.5 Les résultats sont résumés dans le tableau suivant	105
V.4 Etude comparative des résultats	106
V.4.1 Les déplacements et les accélérations au point de performance	106
V.4.2. Déplacement inter étage maximal	107
V.4.3 La demande a la ductilité	108
V.4.4 Indicateur de dégradation global de la structure (Id).	109
V.5 Conclusion	111

Sommaire

I.	EXPOSE DE LA METHODE PUSH OVER.....	40
1.	Définition.....	40
2.	Formulation de l'analyse push over	41
3.	But de l'analyse push over	41
4.	Etapes de l'analyse Push over	41
5.	Présentation de l'ouvrage	42
II.	APPLICATION DE LA METHODE « PUSH OVER » SUR LA STRUCTURE	42
III.	RESULTATS ET INTERPRETATIONS	46
IV.	CONCLUSION	55
	CHAPITRE IV APPLICATION DE LA METHODE PUSH OVER	
	IV.1 Introduction	
	IV.2 Modélisation de la structure	
	a - L'analyse modale	
	b - L'analyse spectrale	
	c- Analyse linéaire de la structure	
	IV.3 La modélisation non linéaire	
	IV.3.1 Définition du comportement non linéaire des éléments	
	IV.3. La modélisation non linéaire	
	IV.3.1. Définition du comportement non linéaire des éléments	
	IV.3.2. Les rotules plastiques selon ETABS	
	IV.3.3. Définition de chargement push over	
	chapirtre V	
	INTERPR2TATION DES R2SUL	

Chapitre I Généralités sur l'action sismique

Figure I.1 Les différentes plaques tectoniques	3
Figure I.2 La structure interne de la terre	4
Figure I.3 La technique des plaques et la formation des séismes	5
Figure I.4 Les différents types de faille	6
Figure I.5 Ondes de type P	8
Figure I.6 Ondes de type S	8
Figure I.7 Ondes de surface	8
Figure I.8 Foyer d'un séisme	10

Chapitre II Notions sur les structures métalliques et les systèmes de contreventements

Figure II.1 L'acier dans les constructions métalliques	13
Figure II.2 Pont Verrazano à New York	15
Figure II.3 Le grand palais des Beaux-arts a Paris	15
Figure II.4 Cheminement des forces transversales dans le cas d'une structure à toiture horizontale	17
Figure II.5 : (a) portique autostable (b) type de diagrammes des moments de flexion aux charges latérales.	19
Figure II.6 Ossatures en portique (zones dissipatives dans les poutres et en pied de poteaux)	19
Figure II.7 Différents types de systèmes de contreventement par palées triangulés centrées.....	20
Figure II.8 Efforts dans les contreventements en X, K et V.....	21
Figure II.9 Les différents types d'excentrement	23
Figure II.10 Configuration et mécanisme plastique des ossatures avec triangulation à barres excentrées (a) en D, (b) en K et (c) en V.....	24
Figure II.11 .Bâtiment avec triangulation excentrée aux USA	25
Figure II.12 Contreventement excentré détails d'assemblages avec raidissage des barres de structures sollicitées pour éviter leur perte de stabilité latérale	26
Figure II.13 Les palées de stabilité disposées aux extrémités de cette construction ont	

des barres de contreventement excentrées créant des tronçons courts aux extrémités des poutres	26
Figure II.13 Aire de cisaillement	29
Figure II.14 Angle de rotation du tronçon sismique	30
Figure II.15 Raidissage du tronçon sismique :cisailé (en haut) ou fléchi (en bas)	31
Figure II.16 Raidissage du tronçon d'excentrement court en cours de construction	32
Figure II.17 Efforts internes du tronçon sismique (Link)	32

Chapitre III Présentation de la méthode Poshever

Figure III.1 Description de l'analyse pushover (Chopra et all , 2002)	40
Figure III.2 Signification physique de la courbe de capacité	40
Figure III.3 Niveaux d'endommagement décrit par une courbe de capacité	41
Figure III.4 Hypothèse du système équivalent	44
Figure III.5 La courbe de capacité $V = f(\Delta)$	49
Figure III.6 Transformation spectrale de la courbe de capacité	51
Figure III.7 La représentation bilinéaire de la courbe de capacité	51
Figure III.8 Transformation de la demande sismique	52
Figure III.9 courbe demande est inférieur à la capacité	53
Figure III.10 courbes capacité-demande (cas où la demande égale à la capacité)	54
Figure III.12 Organigramme de la méthode itérative	56
Figure III.13 : Diagramme $(\xi_{eff} - S_d)$ de la demande sismique	57
Figure III.14 Représentation bilinéaire de la courbe de capacité	58
Figure III.15 Diagramme $(\xi_{eff} - S_d)$ de la capacité sismique	59
Figure III.16 Superposition des graphes $(\xi_{eff}-S_d)_D$ et $(\xi_{eff}-S_d)_C$	60
Figure III.17 Niveaux d'endommagement décrite par une courbe de capacité	61
Figure III.18 Formation des rotules plastiques	64

Chapitre VI Application de la méthode Pushover

Figure IV.1 Plancher mixte avec des connecteurs acier-béton	67
Figure IV.2 vue en 3D de la structure	67
Figure IV.3 La courbe de comportement utilisé par le logiciel ETABS	71
Figure IV.4 Définition des rotules plastiques	72
Figure IV.7 Définition de l'analyse sous charges gravitaires	73
Figure IV-8 Définition de l'analyse sous charges horizontales selon X-X	74
Figure IV.9 Définition de l'analyse sous charges horizontales selon Y-Y	74
Figure IV.10 La courbe de capacité	75
Figure IV.11 Courbe de capacité sous la forme $S_a=f(S_d)$	75
Figure IV.12 Formation des rotules plastiques	76
Figure IV.13 La courbe de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages ..	76

Chapitre V Interprétation des résultats

Figure V.1 Disposition des palées de stabilité	81
Figure V.2 Courbe de capacité selon le sens X-X	81
Figure V.3 Courbe de capacité selon le sens Y-Y	82
Figure V.4 La représentation bilinéaire de la courbe de capacité selon les deux sens	82
Figure V.5 Les courbes de l'amortissement effectif (capacité et demande) selon le sens X-X	83
Figure V.6 Les courbes de l'amortissement effectif (capacité et demande) selon le sens Y-Y	84
Figure V.7 Point de performance selon le sens X-X	84
Figure V.8 Point de performance selon le sens Y-Y	85
Figure V.9 Domaines des dommages selon X-X	86
Figure V.10 Domaines des dommages selon Y-Y	86
Figure V.11 Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X	87

Figure V.12	Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y	88
Figure V.13	Courbe de capacité selon le sens X-X	92
Figure V.15	La représentation bilinéaire de la courbe de capacité selon les deux sens	93
Figure V.16	Point de performance selon le sens X-X	94
Figure V.17	Point de performance selon le sens Y-Y	94
Figure V.18	Domaines des dommages selon X-X	95
Figure V.19	Domaines des dommages selon Y-YSS.....	96
Figure V.20	Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X	97
Figure V.21	Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y	97
Figure V.22	Courbe de capacité selon le sens X-X	100
Figure V.23	Courbe de capacité selon le sens Y-Y	100
Figure V.24	La représentation bilinéaire de la courbe de capacité selon les deux sens	101
Figure V.25	Point de performance selon le sens X-X	102
Figure V.26	Point de performance selon le sens Y-Y	102
Figure V.27	Domaines des dommages selon X-X et Y-Y	103
Figure V.28	Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X	104
Figure V.29	Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y	104
Figure V.29	Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y	106
Figure V.31	Les déplacements (Sdp) et les accélérations (Sap) au point de performance selon le sens Y-Y	107
Figure V.32	Le déplacement inter-étage maximal	107
Figure V.33	La demande a la ductilité	108
Figure V.34	: Les indicateurs de dégradation	109

Chapitre II Notions sur les structures métalliques et les systèmes de contreventement

Tableau II.1 Valeurs de base du coefficient de comportement des structures métalliques ..	35
Tableau II.2 Types des structures et coefficient de comportement selon EC8	37
Tableau II.3 Coefficient de comportement R	38
Tableau II.4 Coefficient de comportement R	38

Chapitre III Présentation de la méthode Poshever

Tableau III.1 Les valeurs du coefficient de dissipation d'énergie sismique(K) en fonction de l'amortissement visqueux équivalent (ξ_0)	59
Tableau III.2 L'échelle des dommages	62
Tableaux III.3 Degré des dommages	62

Chapitre VI Application de la méthode Pushover

Tableau IV.1 Les propriétés de mécaniques profilées	68
Tableau IV.1 Les propriétés de mécaniques profilées	68

Chapitre V Interprétation des résultats

Tableau V.1 Les limites élastiques et ultimes de la structure	83
Tableau V-2 : Les domaines des dommages	85
Tableau V.3 Déplacements inter-étages	88
Tableau V.4 Les valeurs de V_y , D_y et K_i	90
Tableau V.5 Les valeurs de V_p , D_p et K_p	90
Tableau V.6 Les limites élastiques et ultimes de la structure	93
Tableau V-7 Les domaines des dommages	95
Tableau V.8 Déplacements inter-étages	98
Tableau V.9 Les valeurs de V_y , D_y et K_i	98
Tableau V.10 Les valeurs de V_p , D_p et K_p	99
Tableau V.11 Les limites élastiques et ultimes de la structure	101
Tableau V.12 Les domaines des dommages	101
Tableau V.13 Les déplacements inter étages	105
Tableau V.14 Les déplacements inter-étages	105

Introduction générale

La construction métallique a connu ces dernières années un essor important puisqu'elle a montré qu'elle peut être économique à souhait et présente un certain nombre d'avantages indéniables par rapport aux constructions classiques.

Dans le but d'aller de l'avant, les concepteurs redoublent d'effort pour trouver des systèmes plus performants et répondant à un souci humaine et économique de plus en plus exigeant.

La stabilité latérale de ces constructions constitue le problème primordial. Nous l'avons appris à nos dépens lors des différents tremblements de terre enregistrés. Les structures métalliques ont, généralement, une grande capacité à dissiper l'énergie sismique par le mécanisme d'apparition progressive des rotules plastiques à comportement hystérétiques ductile et stables, en comparaisant avec les structures en béton armé. [24]

Dans ce type de construction, cette stabilité est assurée par différents systèmes de contreventement en amélioration perpétuelle. Parmi les structures dissipatives résistantes aux séismes, il existe essentiellement trois systèmes structuraux : Les structures en portique autostable : Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres. Le principal inconvénient de ces structures très dissipatives est le comportement flexible pouvant favoriser leur mise en résonance avec le sol.

Les structures à palées triangulées centrées : Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec les jonctions poteaux-poutres. Pour ce genre de structure la stabilité latérale est assurée soit par les diagonales tendues (contreventement en X), soit par la combinaison simultanée des diagonales tendues et comprimées (contreventement en V et V renversé). Ces structures manifestent un meilleur comportement comparativement aux structures contreventées par cadres autostables.

Les structures à palées excentrées : Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée. Ces systèmes de contreventement, toujours en cours d'investigation, s'avèrent plus performants que les systèmes de contreventement traditionnels.

Notre étude ne concerne cependant que les systèmes de contreventement à palées triangulées excentrées. elle a pour principaux buts la comparaison entre le comportement des tronçons séismiques courts, longs et intermédiaires, et montrer la performance sismique des structures métalliques à contreventement excentrique utilisées pour l'évaluation de l'effort sismique. Répartie en cinq chapitres, ils se présentent comme suit :

Chapitre I : Généralités sur l'action sismique

Ce chapitre passe en revue les généralités sur les séismes d'origines tectoniques et leurs caractéristiques ainsi que leurs effets sur les structures d'une manière générale.

Chapitre II : Notions sur les structures métalliques et les systèmes de contreventement

Ce chapitre est un aperçu sur l'histoire de la construction métallique ainsi que leurs avantages et leurs inconvénients. Nous traitons aussi dans ce chapitre du comportement des structures métalliques sous l'action sismique et la notion de la ductilité.

Chapitre III : Présentation de la méthode pushover .

Dans ce chapitre, on donne un aperçu sur les méthodes d'analyse non linéaire. Puis nous exposerons la méthode de l'analyse statique non linéaire « Pushover »

Chapitre IV : Application de la méthode pushover sur la structure

Ce chapitre se consacre à l'application de la méthode de pushover. Nous exposerons la procédure qui permet d'effectuer l'analyse pushover sur les structures ainsi que les étapes à suivre pour déterminer la courbe de capacité et le point de performance. On a effectué cette analyse sur (3) structures contreventées par des palées de stabilités excentriques en V inverse avec les mêmes dispositions mais des longueurs de la zone active différentes. Pour la modélisation nous avons utilisé le logiciel de calcul non linéaire « Etabs nonlinear V9.6 »,

Chapitre V : Résultats et interprétation

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats et leurs interprétations. A la fin, ce travail est clôturé par une conclusion générale.

CHAPITRE

1
Généralités sur l'action sismique

I. Introduction

Les tremblements de terre sont inévitables car un séisme est impossible à prévoir. Plus de 90% des pertes en vies humaines sont dus à l'effondrement d'ouvrages; d'où la destruction des bâtiments il faut qu'il soit évitable. La sauvegarde des vies humaines, du patrimoine et des activités passe donc par la construction parasismique qui est obligatoire dans les zones à risques et les populations sont éduquées sur les conduites à tenir lors d'un séisme. Donc passer à la construction parasismique nous oblige de comprendre le phénomène sismique.

Dans ce présent chapitre on vas essayer de cerner ce phénomène.

II. Définition du séisme

Un séisme est un mouvement naturel du sol qui débute brusquement (rupture brutale) et dure peu (quelques secondes à quelques minutes). Un séisme est pratiquement toujours suivi d'une série de séismes moins forts que l'on appelle des répliques. Parfois, un gros séisme peut être précédé par des séismes moins importants quelques heures voire quelques jours avant. On parle alors de précurseur. Celle-ci est due à l'accumulation d'une grande énergie qui se libère, créant des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. On distingue 3 mouvements de faille principaux : faille normale, faille inverse et faille de décrochement. C'est ce mouvement de plaques qui est à l'origine de la plupart des séismes. Les différentes plaques tectoniques sont représentées dans la Figure I.1 .



Figure I.1 Les différentes plaques tectoniques

II. 1 La tectonique des plaques

La théorie de la tectonique des plaques permet de comprendre le volcanisme et la sismicité naturelle de la planète. Les premiers concepts (la dérive des continents) ont été formulés par Wegener en 1912, mais la théorie de la tectonique des plaques ne fut développée et reconnue par la communauté scientifique que dans les années 1960. La Terre est formée de couches concentriques de natures et d'épaisseurs différentes : noyau interne, noyau externe, manteau inférieur, manteau supérieur et croûte terrestre comme les montre la figure I.2.

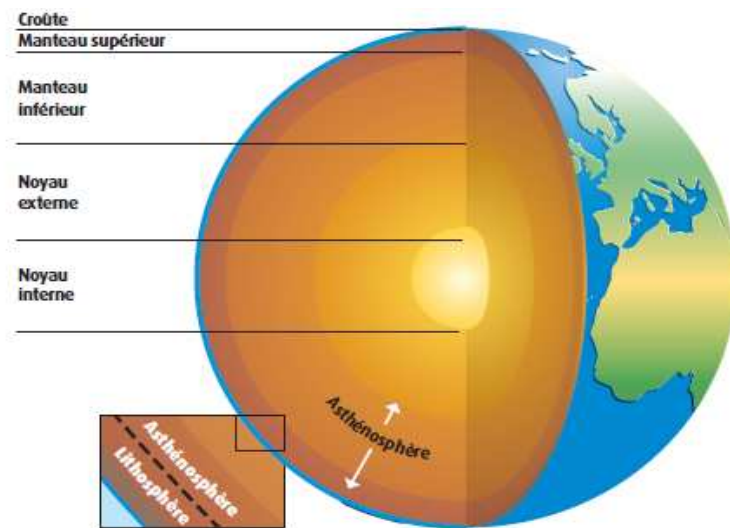


Figure I.2 La structure interne de la terre

Des mouvements de convection au sein de l'asthénosphère rendent ces plaques mobiles avec des vitesses de l'ordre de quelques centimètres par an. Ce phénomène, appelé la tectonique des plaques, entraîne, aux zones de contact entre les plaques, des mouvements relatifs de divergence, de convergence ou de coulissage.

II. 1.1 La divergence

La divergence de deux plaques est à la base de la création de la croûte océanique. Les zones de divergence de plaques sont marquées sur le fond des océans par les dorsales océaniques qui constituent les plus importants systèmes volcaniques de la Terre. Elles correspondent à des remontées de magma qui, lorsqu'il arrive en surface, durcit et forme alors la croûte océanique. La croûte nouvellement formée s'éloigne de part et d'autre de la dorsale, c'est la divergence.

II. 1.2 La convergence

La convergence entre deux plaques est la cause principale de la formation des chaînes de montagnes, du volcanisme et des séismes. La quantité de matière qui disparaît sous le manteau dans les zones de convergence est égale à celle formée au niveau des dorsales. Il existe trois types de convergence :

- la convergence entre deux plaques océaniques :
- la convergence entre une plaque océanique et une plaque continentale
- la convergence entre deux plaques continentales.

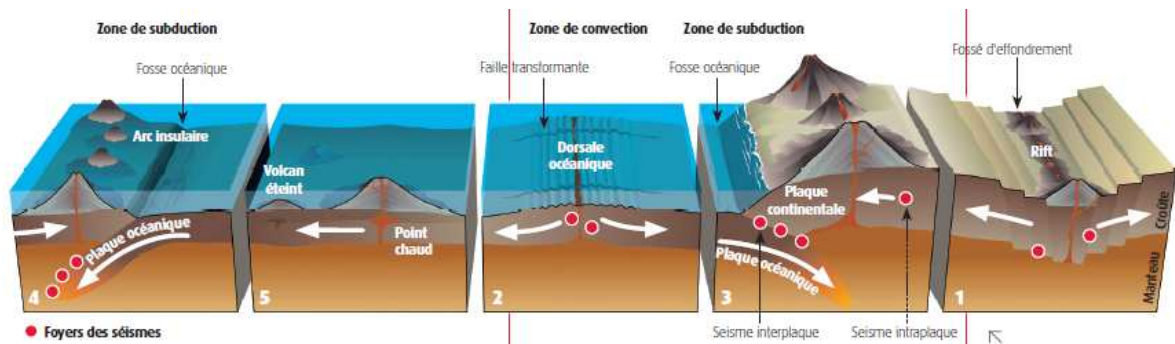


Figure I.3 La tectonique des plaques et la formation des séismes

III. Les différents types de séisme

Ils peuvent être distingués selon leur origine :

- les séismes naturels : séismes tectoniques (interplaques, intraplaques), séismes volcaniques ;
- les séismes liés à l'activité humaine.

III. 1. Les séismes naturels

a. Les séismes tectoniques

❖ Les séismes interplaques

Dans la majorité des cas, les séismes se déclenchent en limite de plaques. C'est au niveau de ces contacts interplaques que les contraintes occasionnées par la tectonique des plaques sont les plus fortes. Dans le monde, les zones les plus actives sont situées le long de la ceinture du Pacifique et de la ceinture transasiatique. Séisme et volcanisme sont souvent associés sur ces limites de plaques. En France, les Antilles, situées à la frontière entre les plaques nord-américaine et sud-américaine et la plaque caraïbe, peuvent connaître des séismes interplaques.

❖ Les séismes intraplaques

À l'intérieur des plaques tectoniques, des failles peuvent occasionner des séismes, correspondant à des réajustements de forces dans la croûte terrestre. Généralement moins puissants que les séismes interplaques, les séismes intraplaques peuvent néanmoins être très violents, comme en Chine centrale.

b. Les séismes liés à l'activité volcanique

Les éruptions volcaniques, autres phénomènes associés à la tectonique des plaques, occasionnent une multitude de séismes et de microséismes. Ces derniers peuvent permettre de prédire l'imminence d'une éruption. Ainsi, ce type de séisme peut être rencontré sur les volcans actifs : la Soufrière à la Guadeloupe, la montagne Pelée à la Martinique et le piton de la Fournaise à La Réunion. Dans le cas d'une activité explosive (volcan de type péléen), la puissance du séisme peut être significative.

III.2 Les séismes liés à l'activité humaine

Certaines activités humaines peuvent occasionner des séismes, généralement modérés. Il s'agit notamment de la mise en eau des barrages ou de l'exploitation des gisements souterrains (gaz, minerais, etc.).

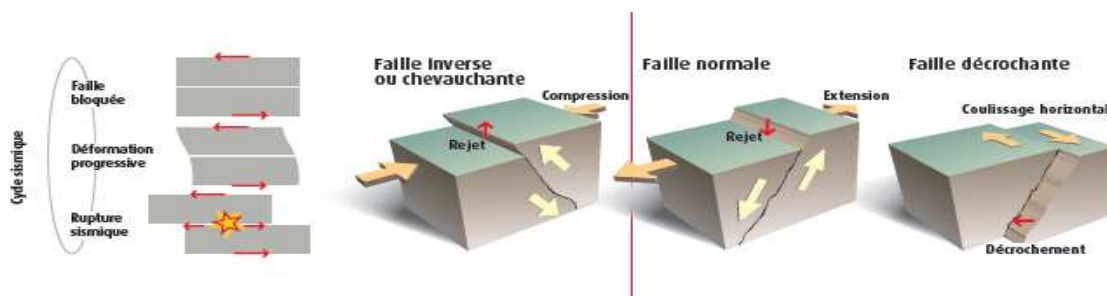


Figure I.4 Les différents types de faille.

IV. Les caractéristiques d'un séisme

Les dégâts observés en surface sont en fonction de l'amplitude, de la fréquence et de la durée des vibrations. Il se caractérise par :

- Son foyer, c'est le point de départ du séisme,
- Sa magnitude, identique pour un même séisme, elle mesure l'énergie libérée par celui-ci (échelle de Richter),
- Son intensité, variable en un lieu donné selon sa distance au foyer, elle mesure les dégâts provoqués en ce lieu (échelle de MSK),
- La fréquence et la durée des vibrations, ces deux paramètres ont une incidence fondamentale sur les effets en surface,
- La faille provoquée (verticale ou inclinée), elle peut se propager en surface.

V. Les ondes sismiques

Émises lors d'un séisme, elles se propagent à travers les roches dans le sol jusqu'à atteindre la surface terrestre. C'est le passage de ces ondes qui provoque les vibrations du sol lors d'un séisme. À la secousse principale, succèdent des répliques, des secousses plus faibles mais parfois meurtrières. Suite au déplacement des blocs de part et d'autre de la faille lors du séisme principal, les répliques correspondent à des réajustements des blocs au voisinage de la faille pour retrouver un nouvel équilibre. Pour des séismes puissants, des répliques peuvent se produire même des années après.

❖ Les différentes ondes sismiques

Lors du déplacement de la roche le long d'une faille, l'énergie libérée se propage dans toutes les directions autour du foyer sous forme d'une vibration complexe composée de différents trains d'ondes. Il s'agit d'ondes de volume :

a. Les ondes de volume

Sont des ondes prenant naissance au niveau du foyer et se propagent sous deux formes :

a.1. Les ondes P (Primaires)

Sont des ondes qui se propagent par dilatation-compression (dans le sens longitudinal), induisant ainsi un mouvement vertical dans les constructions. Leur vitesse de propagation varie de 6 à 8 km/h et peut atteindre jusqu'à 14 km/h. À la surface du sol, le séisme se manifeste par une série de vibrations. Celles-ci peuvent être enregistrées au moyen d'appareils comme le sismomètre, qui mesure la vitesse, et l'accéléromètre, qui mesure les accélérations. Ces enregistrements permettent de connaître le mouvement du sol pendant un séisme.

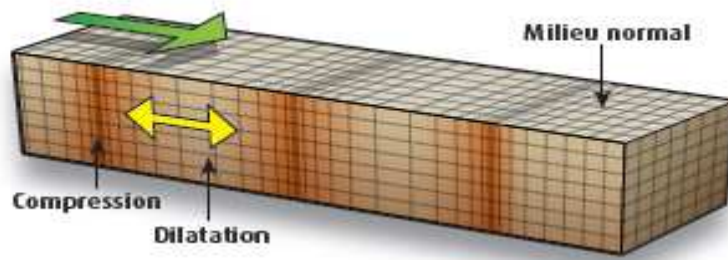


Figure I.5 Ondes de type P

a.2 Les ondes S (Secondaires)

Se sont des ondes de cisaillement (ou transversales). A leur passage, le mouvement Du sol s'effectue perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Elles introduisent un mouvement horizontal dans les ouvrages. Leur vitesse de propagation est plus lente que celle des ondes P et est de d'ordre de 3 à 5 km/h .

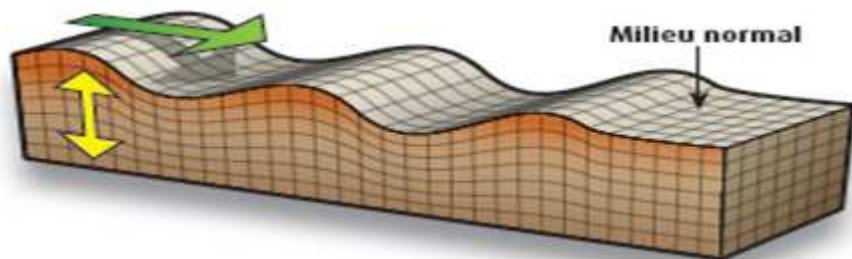


Figure I.6 Ondes de type S

Les ondes de surface ne sont pas créés au foyer comme les ondes de volume. En fait, lorsque les ondes de volume sont réfléchies sur les différentes discontinuités du globe, celles ci sont modifiées et deviennent des ondes de surface. Ces ondes ont la particularité de ne se propager que dans la croûte et le manteau supérieur. Les deux types les plus connus sont les ondes de Love et les ondes de Rayleigh. Les ondes de Love correspondant à des ondes de cisaillement provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices.

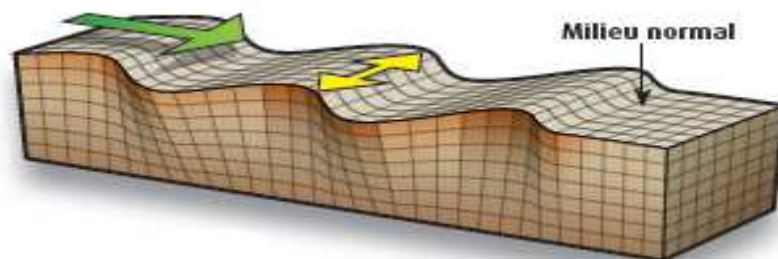
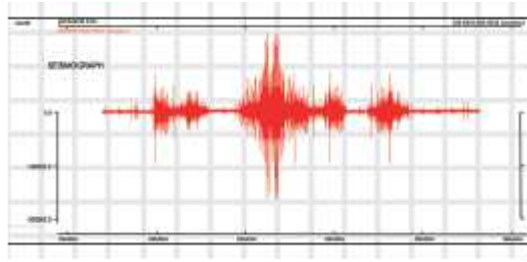


Figure.1.7 Ondes de surface

Les ondes de Rayleigh induisant un mouvement de roulis ou les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans un sens rétrograde.

Pour un même séisme, les différents enregistrements obtenus au niveau de toutes les stations d'acquisition permettent de calculer l'épicentre, le foyer et l'instant où s'est déclenché le séisme en utilisant les temps d'arrivée des différentes ondes.



Exemple d'un sismogramme.

Remarque :

La différence de temps d'arrivée des ondes P et S suffit pour connaître leurs vitesses et donner une indication sur l'éloignement du séisme. En confrontant les résultats de plusieurs stations, on peut alors localiser l'épicentre du séisme.

VI. Hypocentre et épicentre

a. Hypocentre (ou le foyer) : On appelle le foyer de séisme le point où le séisme a lieu naissance ainsi les ondes de volume. [09] (Figure I.8)

b. Epicentre : c'est la projection verticale de l'hypocentre sur la surface de la terre. [9] (Figure I.8)

VII. La magnitude et l'intensité

a. La magnitude M: c'est une évaluation de l'énergie libérée au niveau du foyer, le chercheur Richter a introduit en 1935 une échelle (échelle de Richter) pour caractériser cette magnitude basée sur le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques enregistrées sur le sismogramme, cette échelle contient 9 degrés. [09]

b. L'intensité I: c'est une caractérisation de l'importance des dégâts matériels causés par le séisme et la perception de ce dernier par la population. Il existe trois principales échelles pour évaluer ces effets : [09]

- L'échelle EMS (European Macroseismic Scale) 12 degrés.
- L'échelle Mercalli modifiée (Etats-Unis) 12 degrés est le plus utilisé.
- L'échelle JMA (Japan Meteorological Agency) 7 degrés.

VIII. Le mécanisme d'un séisme

L'activité sismique est concentrée le long d'une faille, qui peut être située à la frontière entre deux plaques ou au sein d'une plaque. En raison des frottements importants au niveau d'une faille, le mouvement entre les blocs de roche de part et d'autre de la faille est bloqué. De l'énergie est alors stockée le long de la faille, parfois pendant des milliers d'années. Lorsque la limite de résistance des roches est atteinte, cette énergie accumulée est libérée, sous forme de chaleur, de déplacements permanents des blocs et d'ondes sismiques. Quand les déplacements des blocs rétablissent un nouvel équilibre, le mouvement est à nouveau bloqué. La succession de ces différentes étapes constitue le cycle sismique.

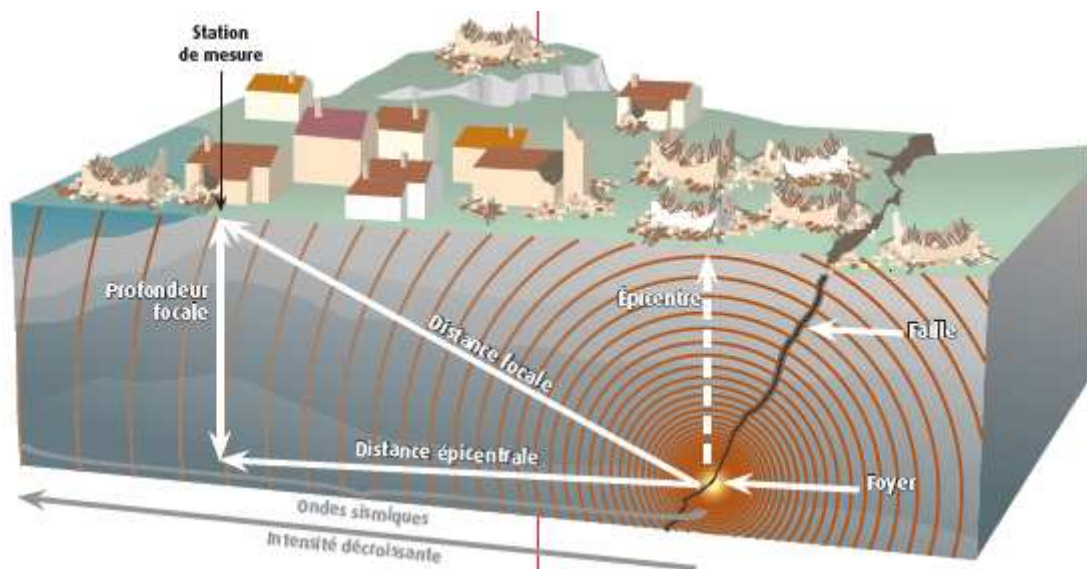


Figure I.8 Foyer d'un séisme

Le foyer est le point de départ de la rupture des roches. L'épicentre est le point de la surface terrestre situé à la verticale du foyer. La magnitude mesure l'énergie libérée par le séisme sous forme d'ondes sismiques. L'intensité mesure la sévérité de la secousse au sol en fonction des effets observés (effets sur les personnes et les objets, dégâts sur les bâtiments...) Autrement dit on peut résumer tout ça se forme d'un schéma-bilan ci-dessous (Figure I.9)

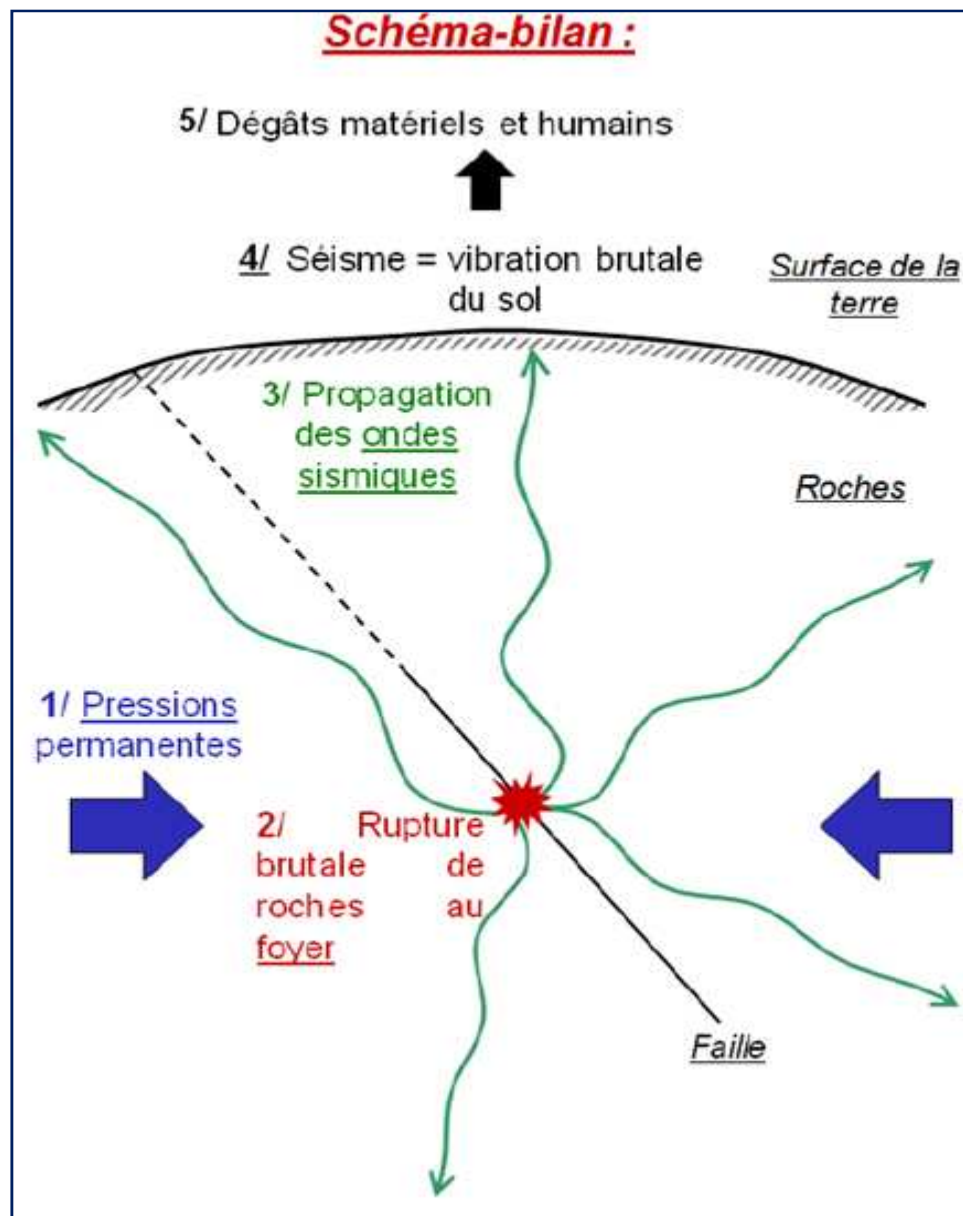


Figure I.9 Schéma-bilan de l'action sismique

IX. Comment minimiser l'action sismique

Pour favoriser la résistance d'une construction aux séismes, On peut aussi maximiser la capacité de réaction du bâtiment en accroissant

- leur résistance mécanique avec les différents systèmes de contreventements.
- leur capacité à stocker l'énergie, grâce à leurs déformations élastiques, comme un ressort.
- leur capacité à dissiper l'énergie par réflexion vers le sol, par frottement externe à l'aide d'amortisseurs ou par amortissement interne (viscosité des matériaux).

La solution la plus simple consisterait à construire aussi agir sur la réduction de l'accélération que la construction subit au moment du séisme en choisissant un site et un terrain d'implantation qui ne donne pas lieu à des amplifications désastreuses. Elles dépendent et de l'amplification portée sur ce dernier. Cette notion correspond à «constructions aux séismes. Cette réponse est directement liée à la conception même de l'ouvrage. Globalement, nous avons 3 types de structures

- Une structure infiniment rigide avec une période propre pratiquement nulle exemple du blockhaus.
- Une construction ayant une période propre entre 0,1 et quelques secondes. Exemple des maisons courantes et les bâtiments rigides en béton armé.
- Une construction ayant de très longues périodes d'oscillations, supérieure à 5 secondes. (Ouvrages d'art). Exemple des immeubles de grande hauteur.

CHAPITRE

**Notions sur les structures métalliques
et les systèmes de contreventement**

II.1 Introduction

Ce chapitre concerne la philosophie de la conception parasismique appliquées aux structures en acier selon les règlements parasismiques Européen (Eurocode8 [12]) et Américain (AISC 2005[13]), et d'autres règles établis par des recherches antérieures qui ont prouvé leurs efficacités en zone sismiques, notamment celles effectuées par des essais expérimentaux.

II.2 Historique de la construction Métallique

Le fer a commencé à faire son apparition comme un vrai élément de construction au 18^{ème} siècle, alors que les matériaux usuels à cette époque étaient le bois et la pierre. Avec l'introduction du fer comme élément de construction en 19^{ème} siècle, les méthodes de conception furent bouleversées. Le concepteur ne travailla plus en effet avec des éléments singuliers, en fonte, moulés en atelier, mais avec des profilés standards en I, T, L, H, etc., dont l'assemblage permettait d'obtenir les solutions recherchées. Ce passage d'éléments uniques à des produits standardisés ne fut possible que grâce aux nombreux développements effectués dans le domaine des chemins de fer. Ce succès ne fut possible que grâce à l'introduction massive du rivet comme moyen d'assemblage, qui permettait une combinaison presque illimitée des produits de bases. Ces nouveaux moyens d'assemblage permirent une architecture révolutionnaire utilisant le fer. [11]

Les progrès techniques dans le domaine sidérurgique contribuèrent à l'apparition d'un nouveau matériau, l'acier, qui devait une nouvelle fois révolutionner le domaine de la construction métallique, avec l'apparition de la soudure et de profilés de plus grande longueur, supérieure à 6 m. L'utilisation de l'acier devint ainsi de plus en plus massive en cette fin de 19^{ème} siècle. [11]

En début de 20^{ème} siècle l'acier a connue une forte concurrence du béton. L'engouement pour ce nouveau matériau entraîna une baisse significative du nombre d'ouvrages en métal construits durant cette période, cependant que de nombreux concepteurs contribuèrent à faire évoluer la construction métallique et à sensibiliser la profession sur ses avantages et sa rationalité. La situation était toute inverse en Amérique du nord où l'acier répondait de manière tout à fait satisfaisante à la création d'immeubles de grandes hauteurs à coût modéré, et fût utilisé massivement. [11]

A la fin de la 2^{ème} guerre mondiale fût caractérisée par un besoin urgent de reconstruction et de rattraper le retard. La rapidité d'exécution, l'économie de moyens et la rationalité étaient alors des contraintes à respecter. La construction métallique répondait parfaitement à ces exigences, et pouvait bénéficier d'une industrie métallurgique très forte, développée pour des besoins militaires. L'acier fût dès lors massivement utilisé. [11]

Les années 70 furent marquées par un nouveau type architectural basé sur la mise en valeur de la haute technologie. Cependant il fallut attendre les années 80 pour entrevoir les premiers signes d'une architecture inventive, caractère de la construction en acier d'aujourd'hui (carénage continu, forme d'ailes d'avion ou de bateau, utilisation de **mâts** et habillage de verre et d'acier). [11]



Figure II.1 L'acier dans les constructions métalliques

II.3.1 Avantages et inconvénients de l'acier

II.3.1.1 Avantages

a) Avantage pour les constructeurs et les consommateurs

- Un comportement ductile, qui correspond a de grandes capacités de déformation, et très intéressant pour résister aux séismes.
- Une grande flexibilité.
- Des structures légères (la meilleure proportion entre résistance et poids).
- Durée d'exécution petite avec un cout moins cher par rapport à d'autres constructions.

-
- La possibilité de fabriquer intégralement (sur mesure) les éléments d'ossature en atelier avec une grande précision et une grande rapidité.
 - Facilité de mise en œuvre sur le chantier (les opérations sur site de travail sont limitées à des assemblages)
 - La grande résistance de l'acier à la compression et la traction ce qui permet de réaliser des éléments de grandes portées.
 - Moins de déchets et de pertes pendant la réalisation.
 - La possibilité de la modification même après la réalisation. [13, 12]

b) Avantage sur l'environnement

- L'acier est un matériau 100% recyclables.
- Pas d'impact négatif sur l'environnement.
- les structures en acier utilisent approximativement 25% d'acier recyclé.
- Le programme de recyclage de l'acier réduit les pertes de matériaux solides et conserve les ressources naturelles.
- L'acier est le matériau le plus recyclé par rapport au verre et le plastique. [13, 12]

II.3.1.2. Inconvénients

- Mauvaise tenue contre les hautes températures (le premier ennemi de la construction métallique)
- Des mesures extrêmes de la protection contre le feu.
- Nécessité d'entretien régulier contre la corrosion.
- Les structures métalliques sont des structures légères et ça nécessite des mesures en plus contre le vent (vulnérabilité en vent). [13, 12]

II.4 Domaine d'utilisation

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés sortis de la forge. Elles emploient, en particulier, les tôles et les profilés.

Les domaines d'application des constructions métalliques sont très nombreux. Ils concernent d'abord les bâtiments et les ouvrages d'art (ponts, grandes couvertures). Dans le cas des

bâtiments, les halles industrielles lourdes (aciéries) ou légères (usines de transformation ou de stockage) constituent un secteur où l'emploi de l'acier est fréquent pour la réalisation des ossatures et des bardages recouvrant celles-ci, et pour l'utilisation de ponts roulants.

Même dans les pays en développement, les charpentes industrielles se montrent compétitives, grâce à la facilité du montage et de l'expédition des éléments constitutifs par voie maritime ou terrestre. Les tours d'immeubles, nombreuses aux États-Unis, ont mis en lumière l'intérêt de la rapidité du montage, qui permet d'économiser des frais financiers importants par rapport à des solutions plus traditionnelles. Les ponts et les passerelles forment un secteur de pointe dans lequel on distingue les ponts suspendus de grande portée et les ouvrages démontables ou déplaçables. Plusieurs réalisations revêtent un caractère spectaculaire. [14]



Figure II.2 : Pont Verrazano à New York



Figure II.3 : Le grand palais des Beaux-arts à Paris

II.5 le comportement des constructions métalliques sous l'action sismique

Il est évident que le comportement des structures métalliques lors d'un séisme est un problème qui reflète de la dynamique. Contrairement à l'action du vent qui génère des forces de pression qui s'appliquent d'une manière directe sur l'ouvrage, le passage des ondes sismiques sous la structure provoque des forces inertielles internes causées par la vibration des masses des différents éléments qui constituent la structure. L'expérience montre que chaque structure a son propre comportement et pour cause celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique, la nature du site, la distance par rapport à l'épicentre, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période fondamentale, la rigidité, l'amortissement, la ductilité, la masse totale ... etc.

Lors d'un séisme on peut constater les phénomènes suivants ;

- Flambement des poteaux.
- Plastification des poutres et palées
- Défaillances des éléments d'assemblage

Dans le but d'aller de l'avant, et vaincre ces phénomènes les concepteurs redoublent d'effort pour trouver des systèmes plus performants et répondant à un souci humaine et économique de plus en plus exigeant. La stabilité latérale de ces constructions constitue le problème primordial. Nous l'avons appris à nos dépens lors des différents tremblements de terre enregistrés et la meilleure solution proposée est les systèmes de contreventement.

II.6 Systèmes de contreventements des structures métalliques

L'impact des assemblages sur le comportement sismique des structures métalliques, impose aux chercheurs d'inventer des nouvelles méthodes de conceptions, qui seront présentées en dernier lieu.[09]

II.6.1 Introduction :[07]

La construction métallique a connu ces dernières années un essor (développement) important puisqu'elle a montré qu'elle peut être sécurisée et économique à souhait et présente un certain nombre d'avantages indéniables par rapport aux constructions classiques. Dans ce type de construction, cette stabilité est assurée par différents systèmes de contreventement en amélioration perpétuelle .

II.6.2 Définition des contreventements [07]

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs ayant pour principal rôle d'assurer la stabilité des structures non autostables vis-à-vis des actions horizontales provoquées par les tremblements de terre, le vent, les chocs...etc.

La plupart des contreventements sont réalisés par des barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs (poteaux, traverses, pannes...) de façon à constituer des poutres à treillis pouvant s'opposer aux forces horizontales situées dans leur plan et agissant de préférence aux nœuds. Les structures contreventées sont plus rigides, moins déformables, et

imposent moins de dommages aux éléments non structuraux que les structures à cadres autostables.

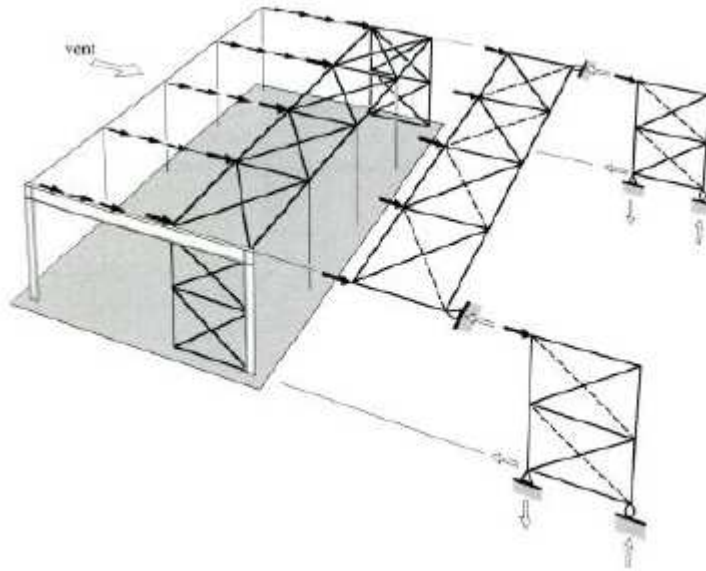


Figure II.4 Cheminement des forces transversales dans le cas d'une structure à toiture horizontale.

II.6.3 Les différents types de contreventements adoptés aux structures métalliques

Le contreventement en charpente métalliques s'effectue généralement par les trois principaux systèmes structuraux, à savoir les portiques autostables, les portiques avec triangulation centrée; et avec triangulation excentrée. Ces systèmes de contreventement s'avèrent très importants dans le cheminement des forces jusqu'aux fondations, qui sont imposées soit par les charges gravitaires, soit par les charges latérales, dont celles-ci sont provoquées généralement par le vent ou le séisme.

Ces trois systèmes seront définis dans les paragraphes mentionnés ci-après.

II.6.3.1 Portique autostable

L'énergie communiquée par le séisme est dissipée dans l'ossature par la formation de rotule plastique qui se trouvent le plus communément aux points de discontinuité géométrique et accessoirement aux points d'application de charges concentrées.

Le fonctionnement de ce type de contreventement est bien connu. En général, si la ductilité de chaque élément est assurée, le bon fonctionnement de l'ossature est assuré. Dans ce cas la ductilité de l'ensemble est voisine de la ductilité du plus faible élément composant la structure.[23]

Les portiques autostables sont conçus pour résister aux charges latérales et verticales (figure II.5). Les charges latérales sont reprises essentiellement par les actions de flexion et de cisaillement des poutres et des poteaux, la rigidité latérale est assurée par la rigidité de flexion de ces deux éléments. Bien que la flexibilité des assemblages poutre-poteau est souvent ignorée dans les structures métalliques, mais celles-ci jouent un rôle non négligeable dans la résistance des portiques autostables vis-à-vis des actions sismiques [15].

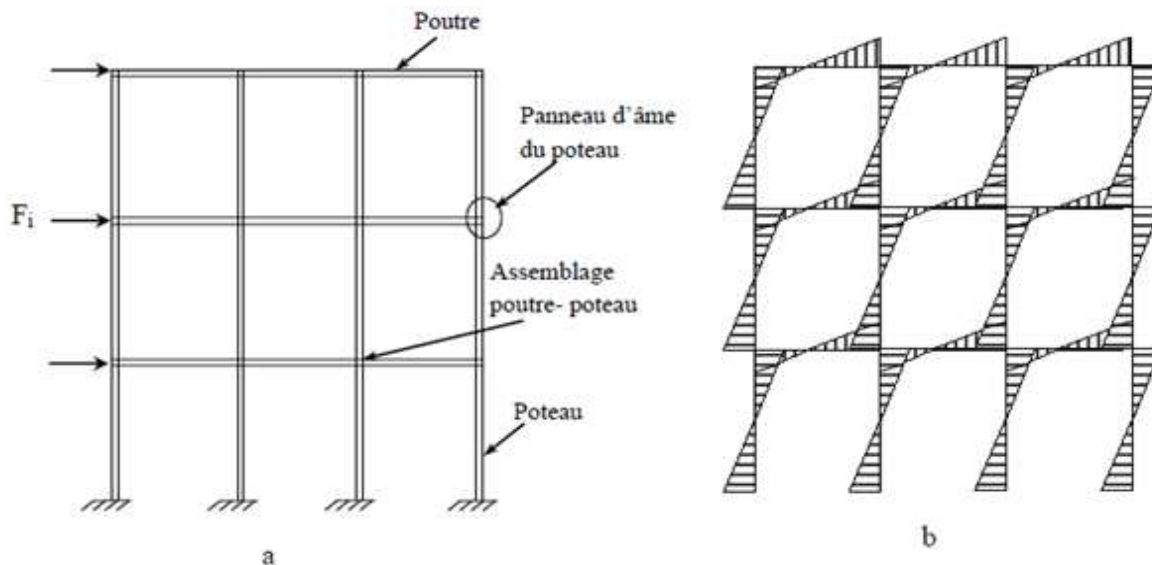


Figure II.5 (a) portique autostable

(b) type de diagrammes des moments de flexion aux charges latérales.

Ces assemblages qui sont le lien entre la jonction des poutres et des poteaux influent de manière très sensible sur la ductilité des portiques autostables. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans des rotules plastiques formées dans les poutres ou dans les assemblages, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique.

Les zones dissipatives peuvent aussi être situées à la base de l'ossature et au sommet des poteaux dans le dernier niveau des bâtiments à plusieurs étages (Eurocode 8).

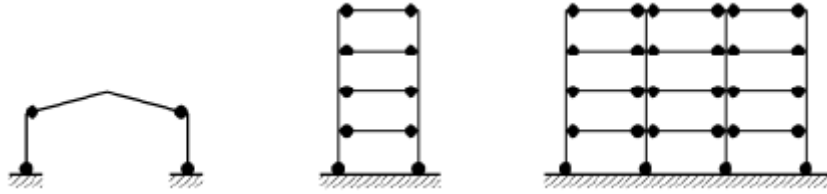


Figure II.6 Ossatures en portique (zones dissipatives dans les poutres et en pied de poteaux).

Bien que les structures autostables soient très dissipatives, leur comportement flexible peut favoriser leur mise en résonance avec le sol surtout dans le cas d'un signal sismique potentiellement riche en basses fréquences (longues périodes).

Dans ce cas, il est préférable de prévoir des contreventements afin de réduire leur période propre d'oscillation et d'exclure une éventuelle mise en résonance avec le sol d'assise.[07].

II.6.3.2 Structures avec triangulations à barres centrées

Les palées triangulées centrées sont fréquemment employées afin d'augmenter la résistance et la rigidité latérale des structures des bâtiments soumis aux effets du vent et des actions sismiques. Dans ces structures, les charges latérales sont principalement reprises sous forme d'efforts axiaux par le système structural qui est formé par les poteaux, les poutres et les palées triangulées [16].

La résistance aux forces horizontales est assurée principalement par des éléments soumis à des efforts normaux. Les différents types usuels utilisés de ce système de contreventement sont présentés sur la **Figure II.7**.

II.6.3.4 Structures avec triangulations à barres excentrées

Bien que les portiques autostables sont connus pour leur comportement très ductile, en raison de leur très bonne flexibilité, ils sont néanmoins conditionnés par les limitations du déplacement latéral. Par ailleurs, les ossatures avec triangulation à barres centrées présentent une grande rigidité latérale, mais leur capacité de dissipation d'énergie est affaiblie par le flambement des diagonales.

Le système de contreventement excentrique a pour but de combiner les avantages des deux système de contreventement précédent. Dans ce présent travaille le but est de projeter la lumière sur ce système.

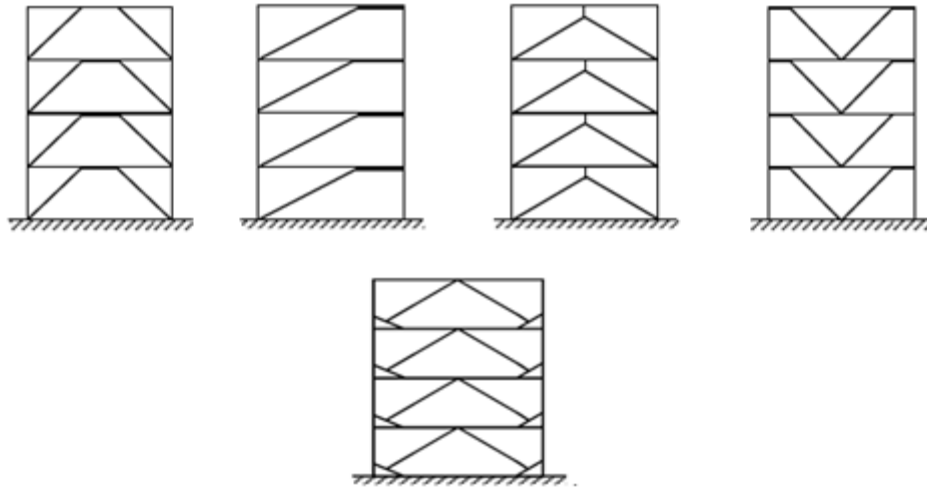
II.7 Introduction au système de contreventement excentrique

Au début des années 70, un nouveau système de contreventement en acier, intitulé triangulations à barres excentrées, qui consiste à combiner les avantages du portique autostable et le système de triangulations à barres centrées, a été inventé pour la première fois au Japon (Fujimoto et al 1972, Tanabashi et al 1974) [15]. Ce système de contreventement présente un triple avantage :

- Réduit la flexibilité du système a portique;
- améliore le manque de capacité de dissipation d'énergie constaté dans le système a barre centre
- offre un meilleur espace pour le type de conception architecturale souhaité: on peut concevoir des constructions à grandes portées.

Dans ce système les efforts sont repris par les diagonales et une partie des traverses par flexion et/ou cisaillement en fonction de la longueur de celle-ci. Cette partie de la traverse s'appelle zone active. Du point de vu ductilité, pour ce type de contreventement, les études menées vérifient les hypothèses de celle-ci sur le matériau, l'élément et la structure [23].

Il faut utiliser des configurations permettant de garantir que tous les tronçons d'excentrement soient actifs (Figure II.9)



Parmi les systèmes de contreventement précédents, ces trois systèmes présentés sur cette figure sont les plus performants. **Figure II.10** [23].

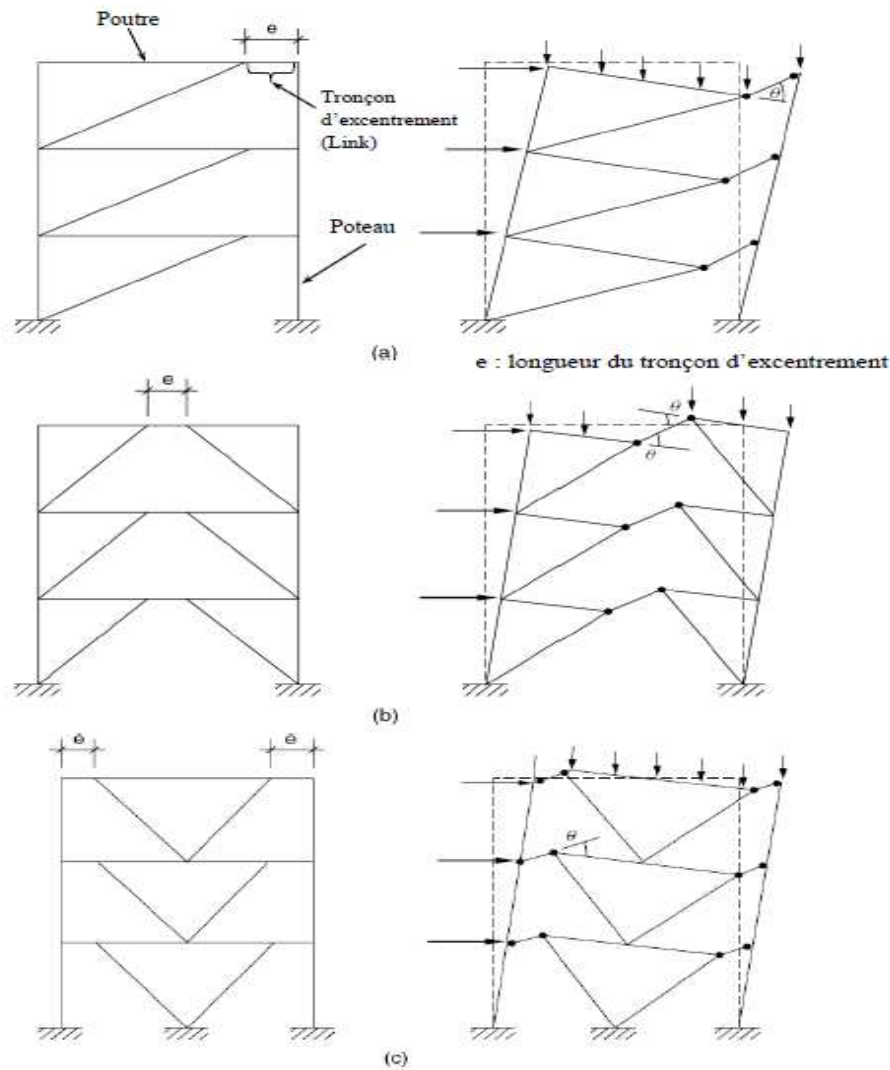


Figure II.10 Configuration et mécanisme plastique des ossatures avec triangulation à barres excentrées (a) en D, (b) en K et (c) en V.

Ces systèmes sont caractérisés par une excentricité située entre la diagonale et la poutre de jonction, intitulé « **tronçon d'excentrement sismique** » (en anglais, Link), où la dissipation d'énergie est assurée par le comportement plastique de ce tronçon sismique en cisaillement ou en flexion. La figure II.11 montre un bâtiment avec triangulations excentrée en K.



Figure II.11 .Bâtiment avec triangulation excentrée aux USA [19]

Ce type de triangulation a été étudié pour la première fois par Roeder et Popov (1978) [15]. Par la suite, d'autres travaux de recherche expérimentaux menés par le même auteur (Popov) sur le comportement du tronçon sismique vis-à-vis des charges cycliques durant la période entre 1980 à 1989 [17].

Les règles de conception des ossatures avec triangulations excentrées ont été promulguées pour la première fois dans le règlement parasismique Américain UBC [18] en 1988.

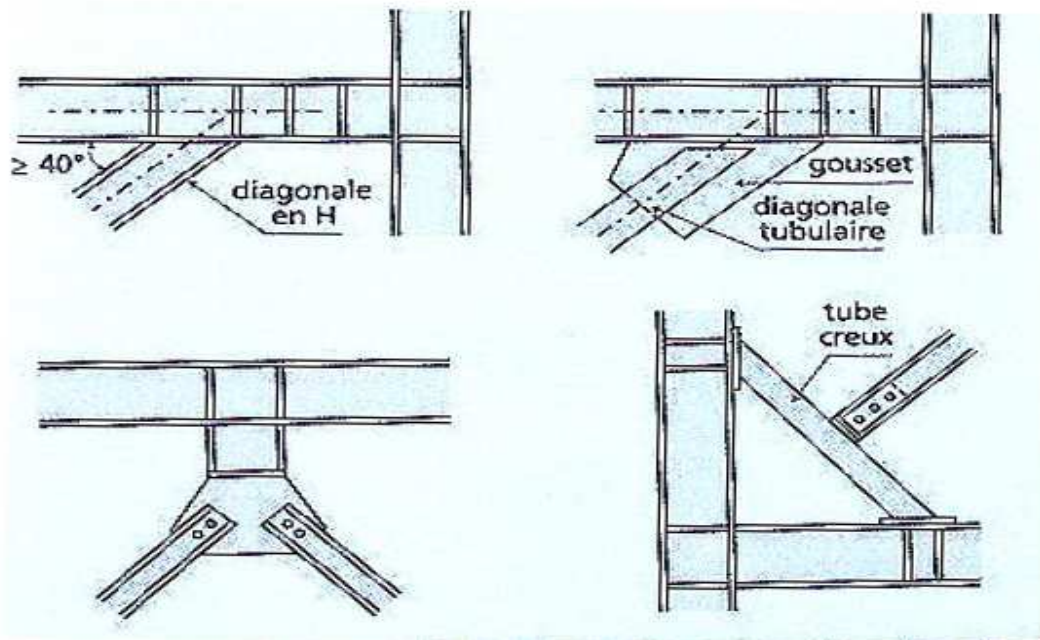
II.7.1 Clarifications sur la philosophie de conception sismique de ce système de contreventement

Figure II.12 Contreventement excentré détails d'assemblages avec raidissage des barres de structures sollicitées pour éviter leur perte de stabilité latérale



Figure II.13 Les pales de stabilité disposées aux extrémités de cette construction ont des barres de contreventement excentrées créant des tronçons courts aux extrémités des poutres.

La performance des ossatures avec triangulations à barres excentrées vis-à-vis des actions sismiques est liée essentiellement à la capacité de dissipation d'énergie du tronçon sismique (Link). Afin d'assurer que les rotules plastiques doivent être formées à l'extrémité de ce tronçon tel que montré sur la **figure II.10**, la plus part des exigences sismiques s'appliquent pour améliorer le comportement de ce tronçon.

D'après AISC 2005, la contrainte élastique de l'acier utilisé pour le tronçon sismique ne doit pas dépasser **345MPa**.

II.7.2 Longueur du tronçon sismique (Link)

La longueur du tronçon d'excentrement sismique est variée en fonction du mécanisme plastique adopté. En général, il existe deux mécanismes, sont les suivants :

Selon l'Eurocode 8 ce mécanisme est :

Cisaillement pur si :

$$e < e_s = 1.6 \frac{M_P}{V_P} \quad \text{II.1}$$

Flexion pur si :

$$e > e_l = 3 \frac{M_P}{V_P} \quad \text{II.2}$$

Selon AISC le mécanisme plastique est :

Cisaillement pur si :

$$e < e_s = 1.6 \frac{M_P}{V_P} \quad \text{II.3}$$

Flexion pur si :

$$e > e_l = 2.6 \frac{M_P}{V_P} \quad \text{II.4}$$

Entre les deux valeurs e_s et e_l , les tronçons ont une longueur dite « intermédiaire » et il faut tenir compte de l'interaction M-V.

Avec :

e_s : la longueur du tronçon d'excentrement sismique court

e_l : la longueur du tronçon d'excentrement sismique long

M_p : est le moment plastique du tronçon d'excentrement

V_p : est l'effort de cisaillement plastique du tronçon d'excentrement

L'expression du moment plastique M_p et de l'effort de cisaillement plastique V_p sont données selon l'EC8 et AISC par les formules suivantes :

a) Selon l'EC8 :

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad \text{II.5}$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) / t_w (d - 2t_f) \quad \text{II.6}$$

b) Selon AISC :

$$M_{p,link} = F_y Z \quad \text{II.7}$$

Avec :

Z : module d'inertie de la section

$$V_{p,link} = 0.6 f_y A_w \quad \text{II.8}$$

Avec :

$$A_w = (d - 2t_f) \quad \text{II.8.1}$$

Selon l'Eurocode 3, l'expression de M_p et V_p s'écrit:

$$M_p = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M_0} \quad \text{II.9}$$

Où:
$$V_p = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M_0} \quad \text{II.10}$$

A_v : est l'aire de cisaillement.

L'aire de cisaillement A_v peut être déterminée pour les profils en I ou en H laminés, effort parallèle à l'âme comme suit :

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \text{II.11}$$

La description de la résistance plastique au cisaillement préconisée par les trois règlements (EC 3, AISC, EC8) est illustrée sur la **figure II.13** par l'aire de cisaillement.

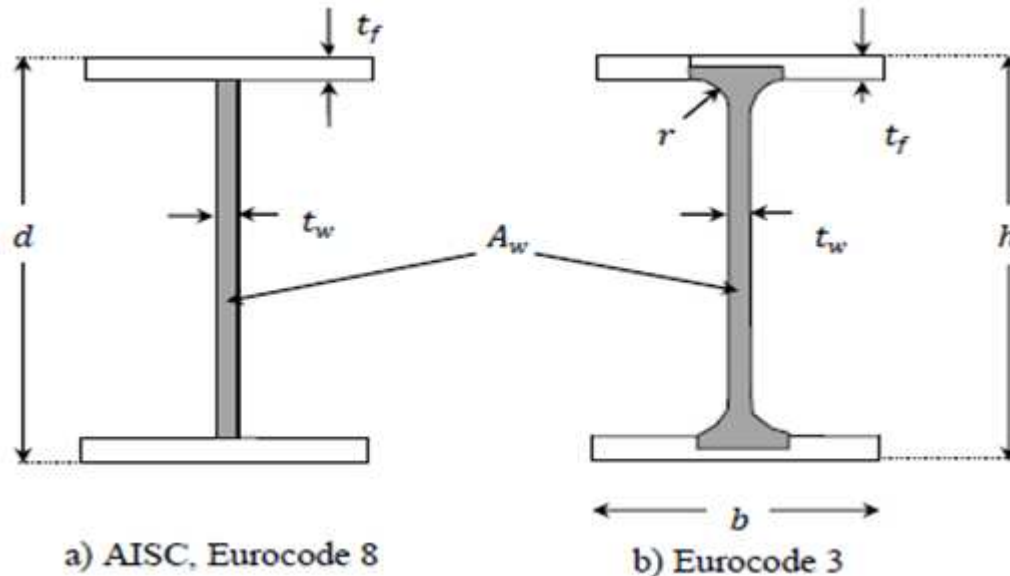


Figure II.13 Aire de cisaillement

II.7.3 Limitations de rotation

L'angle de rotation du tronçon d'excentrement sismique est l'angle inélastique entre ce tronçon et la poutre. Les limites de la rotation de ce tronçon sont principalement basées sur l'évidence expérimentale. Bien que ces limites sont mentionnées postérieurement dans les règlements parasismiques, notamment l'EC8 et AISC par les mêmes valeurs.

Cet angle de rotation montré sur la figure II.14, est limité en fonction du mécanisme plastique adopté (ou bien la longueur du tronçon) ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

a. pour un tronçon sismique court :

$$e < 1.6 \frac{M_P}{V_P} \quad \text{L'angle de rotation est de : } 0.08 \text{ radian} = 4.59^\circ \approx 5^\circ$$

b. pour un tronçon sismique long :

$$\left(e > 2.6 \frac{M_P}{V_P} \text{ (AISC)}, e > 2.6 \frac{M_P}{V_P} \text{ (EC8)} \right) \text{ L'angle de rotation est de :}$$

$$0.02 \text{ radian} = 1.15^\circ$$

c. la valeur déterminée par l'interpolation linéaire entre les valeurs ci-dessus pour une longueur du tronçon d'excentrement intermédiaire entre :

$e = 1.6 \frac{M_P}{V_P}$ et $e = 3 \frac{M_P}{V_P}$ C'est γ_p qu'on va expliquer ci-dessous avec des illustrations comment trouver sa valeur :

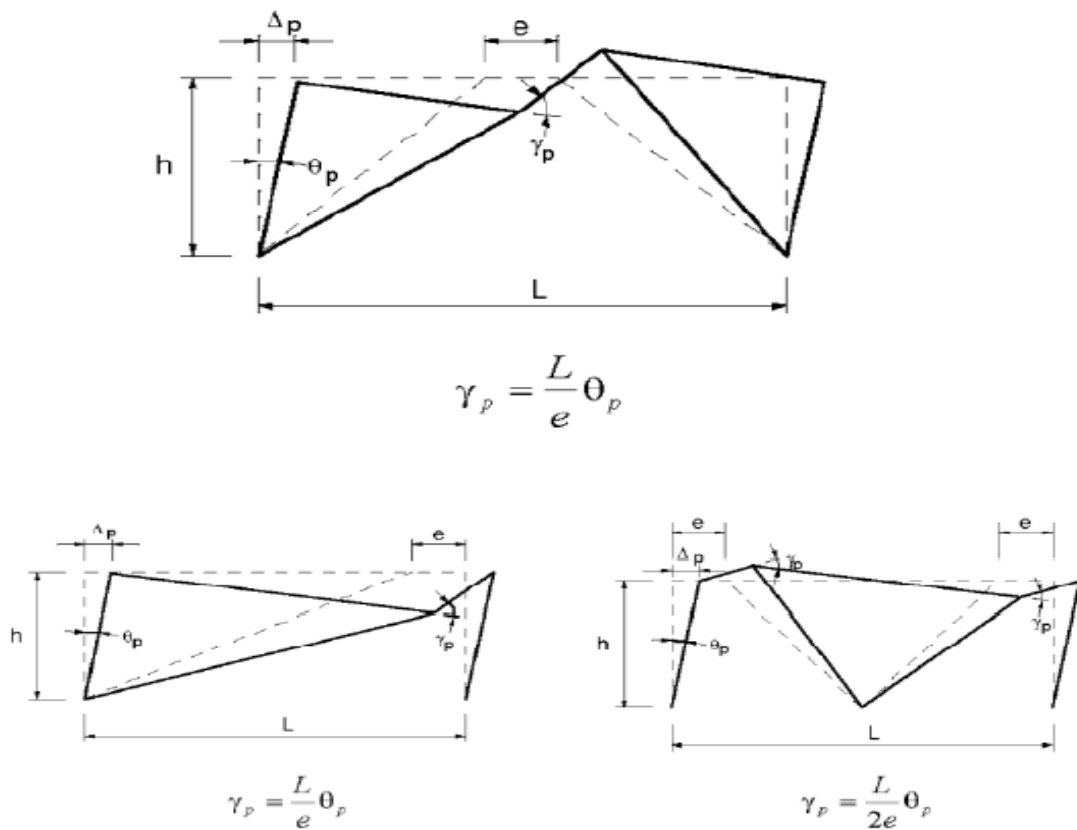


Figure II.14 Angle de rotation du tronçon sismique

Avec :

L : longueur de la travée

h : hauteur d'étage

Δ_p : déplacement plastique d'étage (égal au déplacement d'étage de conception)

θ_p : angle de rotation plastique d'étage, radian ($\theta_p = \Delta_p / h$)

γ_p : angle de rotation du tronçon sismique

II.7.4 Raidissage du tronçon sismique

L'Eurocode 8 définit les conditions de raidissage des zones plastifiées des tronçons d'excentrement, et préconise que toute la longueur des tronçons courts est raide; dans les tronçons longs, seules les zones de rotules plastiques sont raidies, voir Figure 2.15 et 2.16.

Les raidisseurs doivent être posés sur toute la hauteur et sur les deux faces de l'âme du tronçon à l'extrémité des **entretoises diagonales**, avec une largeur non inférieure à $(b_f - 2t_w)$ et une épaisseur supérieure au maximum de $0.75t_w$ et 10 mm.

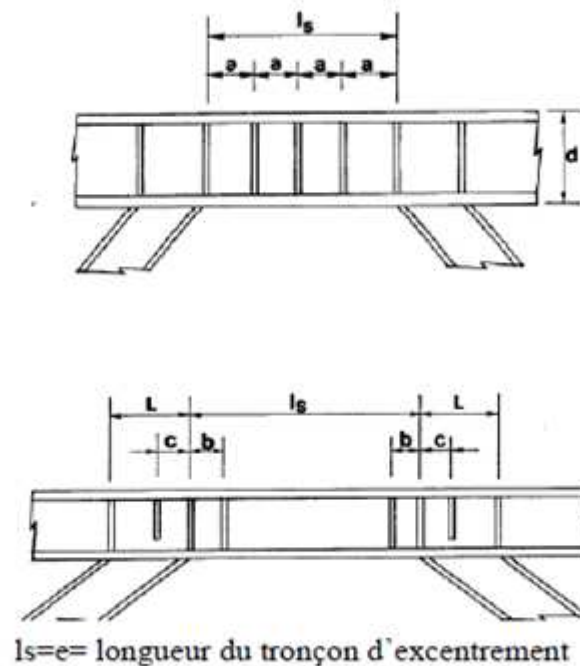


Figure II.15 Raidissage du tronçon sismique : cisailé (en haut) ou fléchi (en bas)

On note ici que les exigences de l'article 6.8.2 de EC8 et celles mentionnées dans celui 15.3 de AISC2005 sont parfaitement identiques.

La **figure II.16** ci-après montre les efforts internes du tronçon sismique en K et en D, le cisaillement est l'effort le plus défavorable dans les deux cas.



Figure II.16 Raidissage du tronçon d'excentrement court en cours de construction.

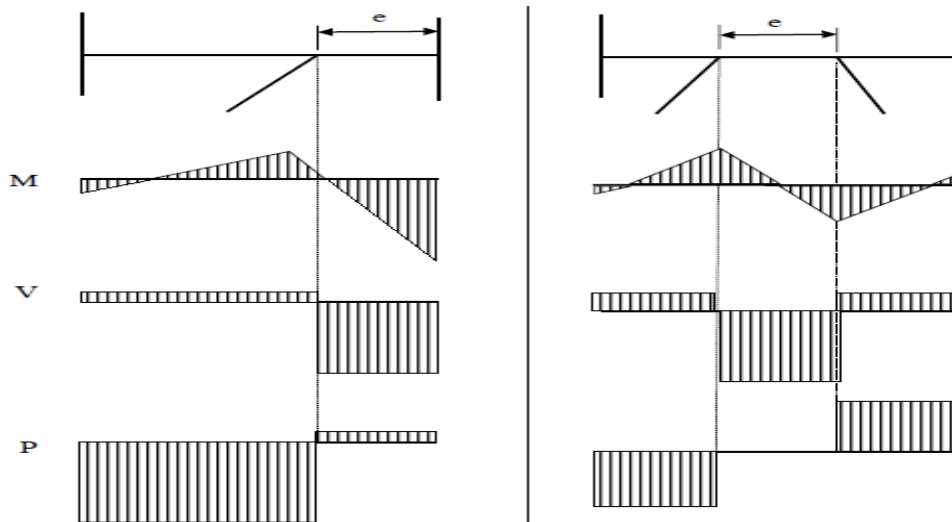


Figure II.17 Efforts internes du tronçon sismique (Link)

II.8 Le facteur de ductilité q

II.8.1 Coefficient de comportement

II.8.1.1 Introduction

Dans ce paragraphe on concentre sur les valeurs du facteur du comportement structural imposées par les codes parasismiques pour les structures métalliques, notamment l'Eurocode8 [13], RPA99/2003[3] et ATC 40. Les valeurs du coefficient de comportement indiqué dans le règlement devraient être considérées comme limite supérieure même si l'analyse dynamique non linéaire dans certains cas montre des coefficients q plus élevés

Dans ces paragraphes, on traite le facteur de comportement des structures métalliques seulement, Il existe essentiellement trois systèmes principaux des structures métalliques utilisés pour résister aux actions sismiques horizontales. Il devrait également noter que d'autre configuration de ce type tel que les diagonales résistantes au flambement (buckling resistant braces) ou les murs spéciaux de cisaillement, ces deux systèmes ont été mentionnés dans le règlement américain (AISC, 2005), ils ne sont pas spécifiés dans la version actuelle de l'EC8 [12].

Il est essentiel de citer les classifications des structures et leurs facteurs de comportement préconisé par chaque règlement parasismique, notamment le règlement algérien RPA99/2033[3], l'europpéen EC8 et Américain ATC 40.

II.8.1.2 Evaluation du facteur de comportement

Dans la littérature, il existe plusieurs méthodes pour déterminer le facteur structural q .

Selon le point de vue de Mazzolani et Piluso [02], on peut distinguer :

- les méthodes basées sur la théorie du facteur de ductilité (dans le cas de structures suffisamment régulières) ;
- les méthodes basées sur l'extension, à des structures à plusieurs degrés de liberté, des résultats concernant la réponse dynamique inélastique des systèmes à un seul degré de liberté;
- les méthodes basées sur une approche énergétique.

Une définition relativement générale du facteur de comportement a été donnée par Ballio [02]

$$q_a = \frac{a_u}{a_e} \quad \text{II.12}$$

où :

a_u : la valeur maximale de l'accélération du sol qui conduit à la ruine de la structure

a_e : la valeur de l'accélération du sol qui conduit à une première plastification, dans la structure.

II.8.1.3 Classe de ductilité et coefficient de comportement d'après l'eurocode 8

Dans la vision de la génération actuelle des règlements parasismiques, la capacité des systèmes structuraux dissipatifs à résister aux actions sismiques dans le domaine inélastique est exprimée par le paramètre dit « facteur de comportement structural », en général noté q selon EC8 et R selon RPA. Ce facteur permet aussi d'obtenir le chargement sismique, à savoir le spectre de calcul en accélération et l'effort statique à la base (utilisés pour le dimensionnement de la structure).

Comme pour le béton armé, il existe trois classes de ductilité croissante :

L, basé sur l'Eurocode 3, M et H. Ces derniers correspondent à une capacité accrue de la structure à dissiper l'énergie par des mécanismes plastiques. Cette capacité est obtenue par le respect de certaines classes de sections et par la capacité des assemblages. Le coefficient de ductilité associé à la classe L peut être compris entre 1.5 et 2, à l'appréciation des autorités nationales. Pour les classes M et H, le coefficient dépend de la capacité de dissipation, pour laquelle doit être également pris en compte le type de contreventement, et de la régularité de la structure.

En ce qui concerne le type de contreventement, il convient tout d'abord de noter que les contreventements en K où les diagonales aboutissent sur la longueur libre des poteaux sont interdits, car ils sont susceptibles **d'engendrer des déformations plastiques non contenues de ces poteaux**. Les systèmes mettant en jeu des rotules plastiques travaillant en flexion, comme les portiques ou les contreventements avec diagonales excentrées, disposent d'une capacité à dissiper l'énergie meilleure que celle des contreventements à diagonales centrées

(crois de Saint-André) ou en V, dans lesquels la plastification se produit par traction ou compression dans les barres. Ils bénéficient donc d'un coefficient de comportement plus élevé.

Le **tableau II.1** donne la valeur de base du coefficient de comportement en fonction de leur classe de ductilité. Il convient de noter que le coefficient q est limité à 4 pour la classe de ductilité M.

II.8.1.4 Valeurs de base du coefficient de comportement des structures métalliques

Type de contreventement	Ductilité M	Ductilité H
Ossatures en portique	4,0	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_e}$ ⁽⁶⁾
Ossatures avec triangulation à barres centrées		
Entretoises diagonales	4,0	4,0
Entretoises en V	2,0	2,5
Ossatures avec triangulation à barres excentrées	4,0	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_e}$
Pendules inversés	2,0	$2 \frac{\alpha_u}{\alpha_e}$
Ossatures en portique, combinées avec des entretoises centrées	4,0	$4 \frac{\alpha_u}{\alpha_e}$
Ossatures en portique, combinées avec des remplissages en maçonnerie en contact avec l'ossature	2,0	2,0

Tableau II.1 Valeurs de base du coefficient de comportement des structures métalliques

Dans le cas des structures avec noyaux ou murs en béton, les coefficients de comportement des structures en béton armé s'appliquent. Les structures en acier connectées

à des remplissages en béton armé sont considérées comme des structures mixtes acier-béton.[E8].

a. Eurocode8

Le Tableau II.2 montre les types structuraux principaux ainsi que la zone dissipative associée et leurs valeurs du coefficient de comportement q selon les recommandations et classifications de l'eurocode 8.

La capacité de dissipation d'énergie des ossatures est caractérisée par le coefficient de comportement q , plus le facteur de comportement est grand, plus que la dissipation d'énergie du système associé est plus élevée.

α_1 est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour atteindre, pour la première fois en un point quelconque de la structure, la résistance à la flexion d'un élément, toutes les autres actions de calcul étant constantes ;

α_u est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour obtenir la formation de rotules plastiques dans un nombre de sections suffisant pour développer une instabilité globale de la structure, toutes les autres actions de calcul étant constantes.

Le coefficient α_u peut être obtenu à partir d'une analyse non linéaire globale. Le coefficient multiplicateur α_u/α_1 dépend du rapport rupture/premier résistance plastique des structures. Une évaluation raisonnable de cette valeur peut être déterminée par une analyse conventionnelle non linéaire 'pushover', mais ne devrait pas dépasser 1.6.

Lorsque le coefficient multiplicateur α_u/α_1 n'a pas été évalué par le calcul, pour les bâtiments réguliers en plan, les valeurs approximatives de α_u/α_1 indiqué dans le tableau II.1 peuvent être utilisées, Si le bâtiment présente une irrégularité en élévation, les valeurs calculées doivent être réduit de 20%.


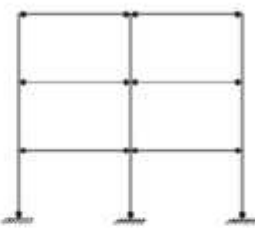
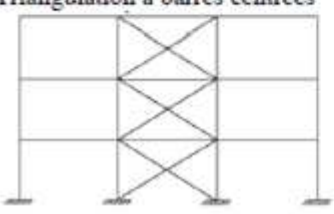
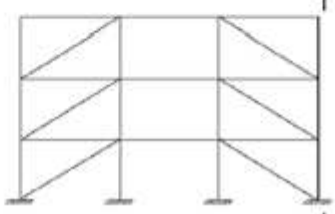
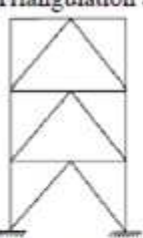
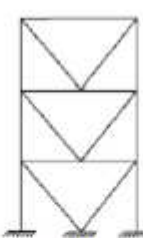
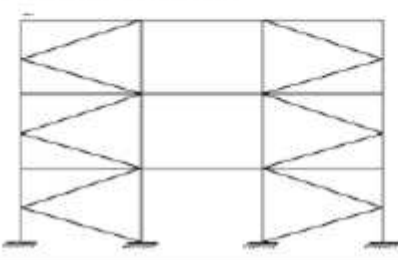
Type structural	Coefficient q	
	DCM	DCH
<p>Portique autostable</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1 = 1.1$</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$ (1 étage) $\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$ (plusieurs étages)</p> <p>Les zones dissipative dans les poutres et à la base des poteaux</p>	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
<p>Triangulation a barres centrées</p>   <p>Les zones dissipative dans les diagonales tendues seulement</p>	4	4
<p>Triangulation a barres centrées en V</p>   <p>Les zones dissipative dans les diagonales comprimées et tendues</p>	2	2.5
<p>Triangulation a barres centrées en K</p> 	ne sont pas considérés comme dissipatives	

Tableau II.2 Types des structures et coefficient de comportement selon EC8.

D'après EC8, les structures régulières en zones de faible séismicité ayant les systèmes structuraux conçus par des sections standards, un facteur de comportement de 1.5-2.0 peut être adopté (sauf les diagonales en K) en vérifiant seulement les exigences de résistance d'EN 1993-1 (EC3) [22].

b. RPA 99 Version 2003

Les valeurs du coefficient de comportement R de RPA99/2003 sont récapitulées dans le tableau II.3. On note que ce règlement ne traite pas les ossatures avec triangulations à barres excentrées.

Type de structure	Valeur de R
Portique autostables ductiles	6
Portiques autostables ordinaires	4
Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
Mixte portique/palées triangulées en X	5
Mixte portique/palées triangulées en V	4
Portique en console verticale	2

Remarque

On remarque que RPA n'a pas pris en considération le contreventement excentrique.

La dernière version du règlement Américain UBC97 (75ème édition) préconise les valeurs du coefficient de comportement montrées dans le tableau 2.4.

On note ici, que l'UBC97 a été remplacé en 2000 par IBC2000 (international Building Code).

Type de structure	Valeur de R
Portique autostables ductiles (SMRF)	8.5
Portiques autostables ordinaires (OMRF)	4.5
Ossature contreventée par palées triangulées centrées ordinaires (OCBF)	5.6
Ossature contreventée par palées triangulées centrées ductiles (SCBF)	6.4
Ossature contreventée par palées triangulées excentrées (EBF)	5

Tableau II.4 Coefficient de comportement R

CHAPITRE

Présentation de la méthode poshover

III.1 Introduction

Contrairement a certaines dynamiques comme le vent ou les effets d'une explosion qui engendrent directement des forces sur une structure, l'action sismique sur une construction consiste en l'application d'un déplacement variable à sa base, la plupart des codes de conception parasismique conduisent a représenter l'action sismique comme une force statique équivalente au même titre que les autres actions susmentionnées.

La double nécessité de mieux décrire la performance attendue d'une nouvelle construction soumise a un séisme et de mieux évaluer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment déjà existant a conduit les chercheurs à développer des méthodes de calculs de plus en plus performantes et cherchent à pousser ces structures à répondre à des sollicitations importantes avec des sections économiques avec moins d'endommagement possible. Un des calculs les plus indiqués est le calcul non linéaire des structures .

Ces méthodes non linéaires s'appuient souvent sur une modélisation du comportement non linéaire des structures et sur un calcul statique équivalent de la réponse de la structure qui est représentée par une courbe reliant l'effort tranchant résultant a la base et le déplacement en tête sous le nom de "PUSHOVER " ou "POUSSE PROGRESSIVE "

III.2 Les concepts fondamentaux de l'analyse « push over »

III.2.1 Définition de l'analyse "PUSHOVER"

L'analyse " PUSHOVER " est une procédure statique non-linéaire; statique (elle ne varie pas au cours du temps) non linéaire par poussée progressive, c'est une méthode d'analyse avancée des structures . Elle consiste à appliquer des charges latérales qui représentent les forces d'inertie se produisant à la suite d'une accélération du sol (figure III.1).

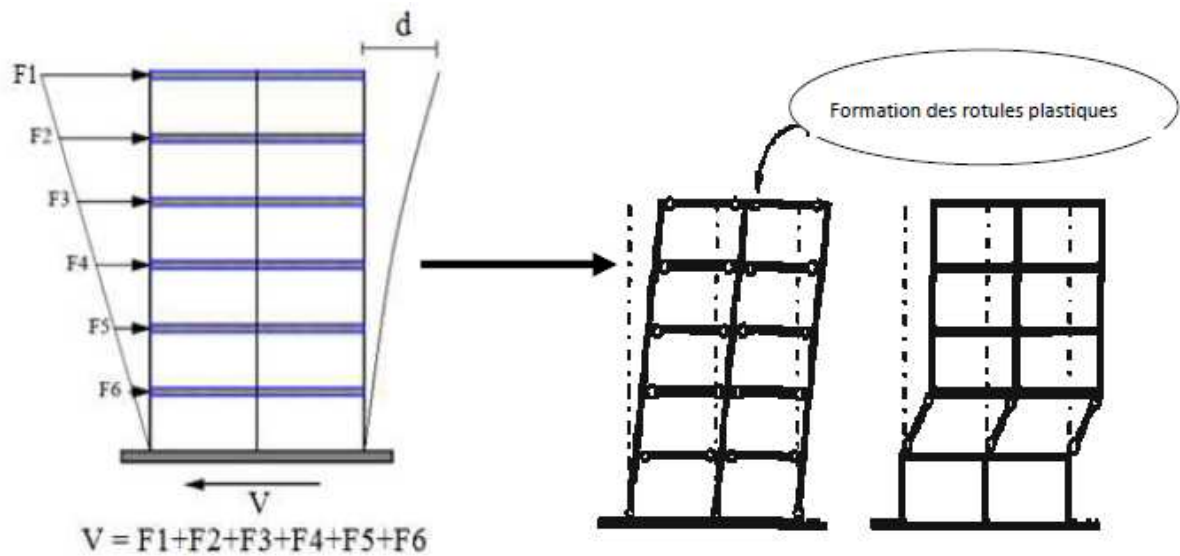


Figure III.1 Description de l'analyse pushover (Chopra et all , 2002)

Dans cette méthode la structure subit des charges latérales en augmentant des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. 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 [figure III.2].

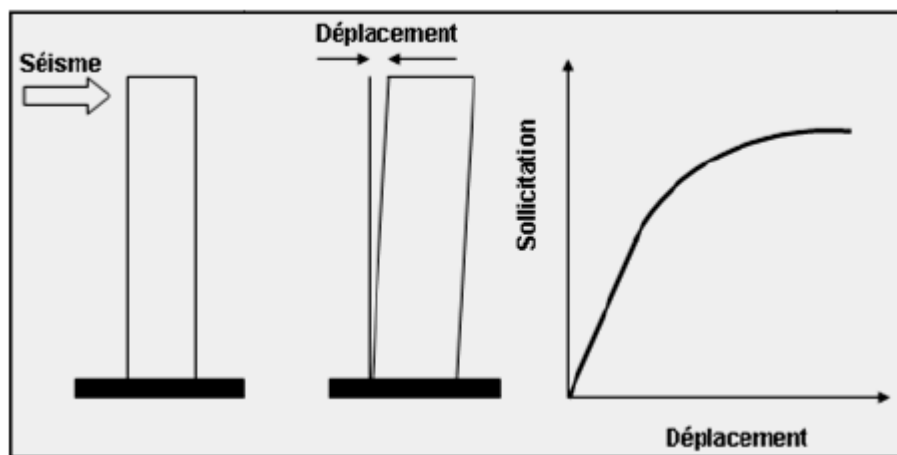


Figure III.2 Signification physique de la courbe de capacité

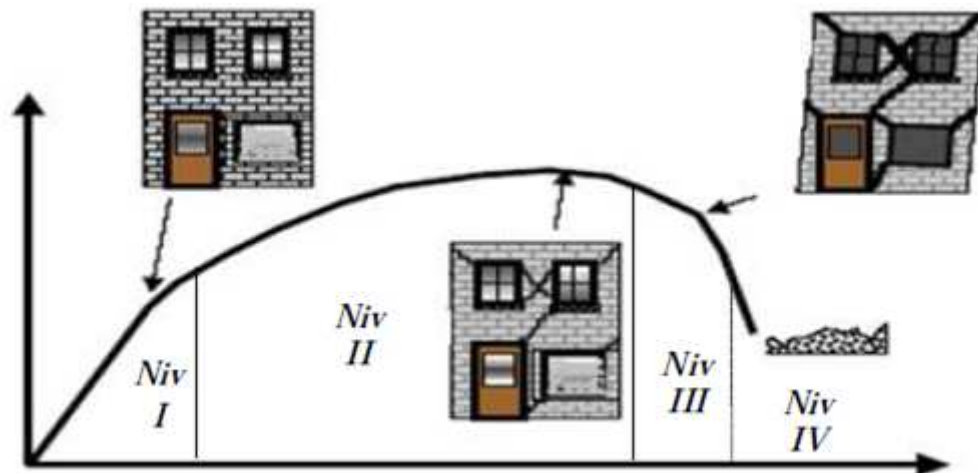


Figure III.3 Niveaux d'endommagement décrit par une courbe de capacité

La courbe reliant la sollicitation au déplacement peut être décomposé en quatre segment correspondent a des niveaux d'endommagement suivant [figure III. 3].

- **Le premier niveau (I)** correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement)

- **Le dexieme niveaux (II)** d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé . La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se devlopper

Troisieme niveaux (III) représente un état d'endommagement avancé, la stabilite de la structure est en danger .

Le quatrième niveau (IV) la structure et susceptible de l'effondre et ne présentant aucune capacité à la résistance

III.2.2 Principe de l'analyse PUSHOVER

L'analyse statique PUSHOVER est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure peut être assimilée a celle d'une structure a un seul degré de liberté équivalent.

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 simule par un système linéaire équivalent.

III.2.3 But de l'analyse POSHOVER

Le but de l'analyse POSHOVER est de décrire le comportement réel et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitation et déplacement dans les éléments de la structure. L'analyse POSHOVER est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique :

- 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 mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventement, 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 globale de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faible de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisé dans le contrôle de l'endommagement.[29]

III.2.4 Avantage, Inconvénients et Limites de la méthode

En ce qui concerne le renforcement de bâtiments existants, les données précises concernant les propriétés mécanique réelles sont parfois difficiles à obtenir et il faudra par conséquent faire des hypothèses concernant leurs valeurs, sur la base des règles en vigueur lors de la construction de l'ouvrage par exemple. Ces hypothèses seront appuyées par des matériaux, il faut connaître l'évolution de celles-ci au cours du temps (dégradation du béton, corrosion de l'acier,). Les lois de comportement des matériaux doivent être aussi complète que possible, incluant entre les dégradations de raideur en phase plastique et les résistances résiduelles. Cette étape est souvent délicate, d'autre que l'analyse PUSHOVER est sensible a ces données .

L'établissement de la courbe de capacité et l'analyse modale requièrent des moyens numériques performant. Une autre difficulté de cette méthode est qu'elle n'est pas

déterministe. Elle intervient dans une étape de vérification, son utilisation en dimensionnement se fait donc de manière itérative. Par contre, elle permet de s'affranchir du fait de visualiser l'influence des mesures adoptées. De plus, elle permet de prendre en considération les phénomènes non linéaires comme la formation de rotules plastiques ou la fissuration du béton. Néanmoins, pour cela il faut être en mesure de déterminer les zones où ces phénomènes vont se produire ainsi que leur chronologie.

Ensuite, il faut ôter du modèle, au fur et à mesure, les éléments ayant subi une rupture et qui ne conservent pas de rigidité résiduelle, il faut alors s'assurer que cette opération ne remet pas en cause le comportement dynamique du modèle. Des algorithmes ont été développés pour déterminer la courbe de capacité et son modèle bilinéaire dans le cas de portique en béton par exemple.

Certains logiciels de calcul de structure utilisent la méthode PUSHOVER (exemple ROBOT millennium, SAP, ETABS). Comme le met en évidence le règlement américain, il s'agit d'une méthode statique. Il faut donc s'assurer de la bonne représentativité des efforts statiques équivalents par rapports aux efforts dynamiques. De plus comme les autres méthodes statiques, la méthode PUSHOVER ne permet pas de tenir compte directement des efforts de second ordre liés au caractère dynamique de la sollicitation sismique, ni des dissipation d'énergie par hystérésis ou de la fatigue. La méthode PUSHOVER donne des résultats satisfaisants lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental. Par contre, là où la contribution des modes supérieurs sont non négligeables, il convient de faire une analyse dynamique linéaire pour vérifier leurs contributions. [26]

III.2.5 Formulation de l'analyse pushover

L'analyse pushover est basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être reliée à un système à un seul degré de liberté DDL équivalent ; ce qui fait que la forme de ce mode reste inchangée (constante) durant toute l'analyse (figure III.4).

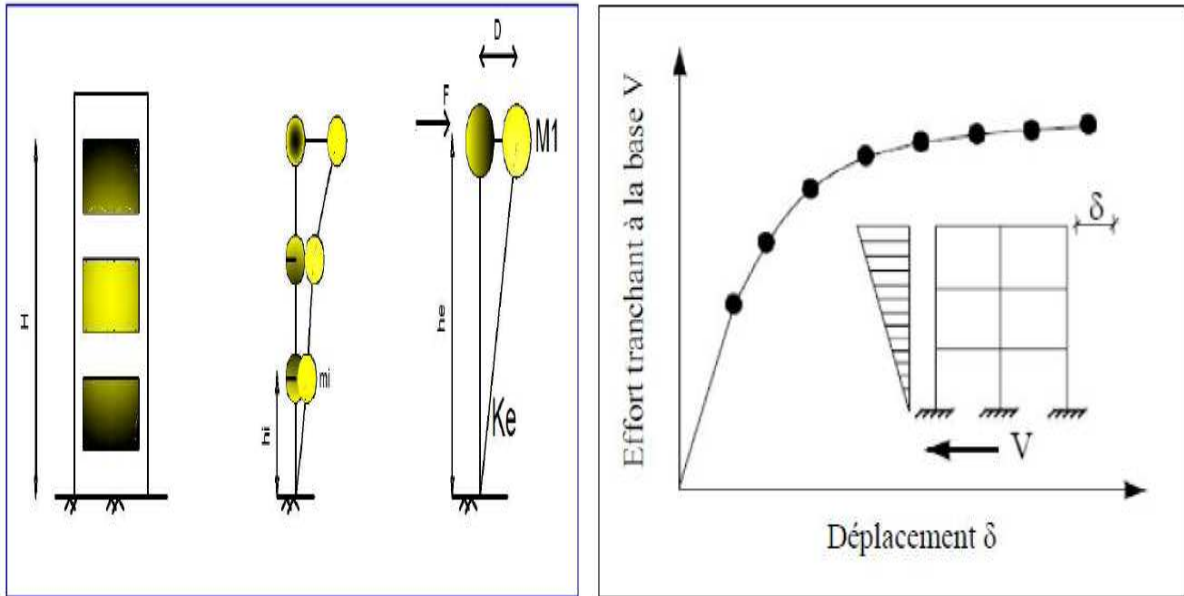


Figure III.4 Hypothèse du système équivalent.

Considérons un système à plusieurs degrés de liberté. La forme de la déformée de ce système peut être représentée par un vecteur propre $\{\Phi\}$ et reste constante durant toute l'analyse, indépendamment du niveau de déformation.

La formulation du système à un seul degré de liberté équivalent n'est pas unique mais la supposition fondamentale commune à toutes les approches est que la forme de la déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur propre $\{\Phi\}$ qui reste constant durant toute l'analyse indépendamment du niveau de déformation. Acceptant cette hypothèse et définissant le vecteur du déplacement relatif X d'un système à plusieurs degrés de liberté par $X = \{\Phi\}x_i$ (x_i = déplacement au sommet), l'équation du mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté (DDL) peut être écrite sous la forme :

$$[M]\{\Phi\}\ddot{X}_L + [C]\{\Phi\}\dot{X}_L + Q = -M\{I\} \ddot{X}_g \tag{III.1}$$

Où M et C sont les matrices masse et amortissent, Q le vecteur des forces dans les niveaux et X_g est l'action sismique.

Si nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté x^* par :

$$x^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{I\}} x_i \tag{III.2}$$

Après en multipliant l'équation (III.1) par $\{\Phi\}^T$ et substituant pour x_i en utilisant l'équation (III.2), on obtient l'équation différentielle suivante pour la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent :

$$\mathbf{M}^* \mathbf{x}^* + \mathbf{C}^* \dot{\mathbf{x}}^* + \mathbf{Q}^* = -\mathbf{M}^* \ddot{\mathbf{x}}_g \quad [\text{III.3}]$$

M^*, C^* et Q^* Représentent les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent et sont données par :

$$\mathbf{M}^* = \{\Phi\}^T \mathbf{M} \{\mathbf{I}\} \quad [\text{III.4}]$$

$$\mathbf{Q}^* = \{\Phi\}^T \mathbf{Q} \quad [\text{III.5}]$$

$$\mathbf{C}^* = \{\Phi\}^T \mathbf{C} \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T \mathbf{M} \{\mathbf{I}\}}{\{\Phi\}^T \mathbf{M} \{\Phi\}} \quad [\text{III.6}]$$

Présumant que le vecteur propre $\{\Phi\}$ est connu, les caractéristiques force déformation du système à un seul degré de liberté équivalent (la relation Q^*-x^*) peut être déterminée à partir des résultats d'une analyse non linéaire incrémentale du système à plusieurs degrés de liberté qui résulte en un diagramme effort tranchant à la base - déplacement au sommet comme indiqué sur la (Figure III.4).

Dans le but d'identifier la résistance nominale globale et les déplacements, le diagramme multilinéaire $\mathbf{V}-\delta\mathbf{i}$ doit être représentée par une relation bilinéaire qui définit une résistance plastique, V_y , une rigidité élastique effective, $\mathbf{K}_e = \mathbf{V}_y/\delta\mathbf{i}$, \mathbf{y} , et une rigidité raidie ou adoucie, $\mathbf{K}_s = \alpha\mathbf{K}_e$ pour la structure. Cette courbe bilinéaire simplifiée effort tranchant à base- déplacement au sommet, qui est montrée sur la (figure III.4), est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

La valeur de plastification de l'effort tranchant a la base et le déplacement au sommet correspondant de la (Figure III.4) sont utilisés avec les équations (III.2) et (III.5) pour calculer la relation force-déplacement pour le système à un seul degré de liberté équivalent comme suit :

$$\mathbf{x}^* = \frac{\{\Phi\}^T \mathbf{M} \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T \mathbf{M} \{\mathbf{I}\}} \mathbf{x}_{i,y} \quad \mathbf{Q}_y^* = \{\Phi\}^T \mathbf{Q}_y \quad [\text{III.7}]$$

Où Q_y est le vecteur des forces de niveau à la plastification, i.e. $\mathbf{V}_y = \{\mathbf{I}\} Q_y$.

La période initiale du système à un seul degré de liberté équivalent est donnée par :

$$T_{eq} = 2\pi \left[\frac{x_y^* M^*}{Q_y^*} \right]^{\frac{1}{2}} \quad [III.8]$$

Le facteur de raidissement (α) de la relation V-xi du système à plusieurs degrés de liberté définit le facteur d'écroûissage du système à un seul degré de liberté équivalent. Les propriétés de base d'un système à un seul degré de liberté équivalent sont maintenant connues. La question fondamentale dans l'exécution de l'analyse pushover est la magnitude du déplacement cible en lequel l'évaluation de la performance sismique doit être faite. Le déplacement cible sert comme un estimateur du déplacement global que la structure doit subir durant le séisme de conception parasismique.

Une définition commode du déplacement cible est le déplacement au sommet au centre de masse de la structure. Les Propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent avec les informations spectrales pour les systèmes anélastiques qui ont été développée ces dernières années, pourvoient l'information nécessaire pour l'estimation du déplacement cible. Le déplacement au sommet de la structure x_t , est relié au déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent par l'intermédiaire de l'équation (III.2).

Donc, le déplacement cible peut être déterminé si la demande en déplacement pour un système à un seul degré de liberté équivalent peut être estimée pour le séisme de conception. Pour un système à un seul degré de liberté élastique la demande de déplacement est donnée par les déplacements spectraux. Pour un système à un seul degré de liberté anélastique la demande de déplacement doit être obtenue à partir d'une analyse spectrale non linéaire.

L'utilisation des informations de la demande spectrale anélastique nécessite l'estimation du rapport de la demande de la résistance élastique sur la résistance plastique du système à un seul degré de liberté équivalent et ce rapport est connue sous le nom du facteur de comportement R. Du fait que les spectres anélastiques sont souvent obtenus pour une masse unitaire, il est commode de diviser l'équation (III.3) par M^* pour obtenir l'équation différentielle du système à un seul degré de liberté ayant une masse unitaire .

$$\ddot{\mathbf{x}}^* + \frac{\mathbf{c}^*}{\mathbf{M}^*} \dot{\mathbf{x}}^* + \frac{\mathbf{Q}^*}{\mathbf{M}^*} = -\ddot{\mathbf{x}}_g \quad [III.9]$$

L'équation [III.9] décrit la réponse d'un système à un seul degré de liberté de masse unitaire ayant une période T et une résistance plastique F_y , donnée par :

$$\mathbf{F}_{y,eq} = \mathbf{Q}_y^* / \mathbf{Q}^* \quad [\text{III.10}]$$

Si la réponse spectrale élastique est connue, la demande de la résistance élastique du système à un seul degré de liberté équivalent avec une masse unitaire peut être calculée comme :

$$\mathbf{F}_{y,eq} = \mathbf{S}_a (\mathbf{T}_{eq}) \quad [\text{III.11}]$$

Où S_a est l'ordonnée spectrale du spectre d'accélération élastique. Le facteur de réduction de la résistance R peut alors être obtenu à partir de la relation :

$$\mathbf{R} = \frac{F_{e,eq}}{F_{y,eq}} = \frac{S_a (\mathbf{T}_{eq}) \mathbf{M}^*}{\mathbf{Q}_y^*} \quad [\text{III.12}]$$

Le facteur R et le déplacement cible dépendent tous les deux du choix du vecteur propre $\{\Phi\}$. La plupart des chercheurs qui ont utilisé l'analyse pushover dans des études pilotes ont recommandé l'utilisation du profil du déplacement normalisé au niveau du déplacement cible comme vecteur propre. Du fait que ce déplacement est a priori inconnu, un processus itératif doit être fait si ce vecteur propre est choisi.

L'utilisation de T_{eq} et du vecteur propre pour estimer les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent et le déplacement cible nécessite des calculs élaborés et des itérations coûteuses. Tenant compte de toutes les hypothèses et de toutes les approximations inhérentes à l'analyse pushover, il n'y a pas une bonne justification pour des calculs rigoureux pour le calcul du déplacement cible et la précision peut être sacrifiée au profit de la simplicité.

Des études ont montré que la différence entre T_1 (période fondamentale de la structure) et T_{eq} est généralement petite et son effet sur le déplacement cible peut être négligé à moins que le spectre de conception soit très sensible aux petites variations dans la période. Des simplifications dans le vecteur propre $\{\Phi\}$ peuvent être aussi acceptables. L'utilisation du vecteur propre correspondant à la déformée au déplacement cible est uniquement une recommandation et n'a aucune fondation théorique.

Il y a d'autres considérations additionnelles qui vont affecter la précision des prédictions de la demande sismique en utilisant une analyse pushover. Ces considérations

concernent spécialement l'estimation du déplacement cible et le choix des formes des forces qui sont supposées déformer la structure de la même manière que dans le cas du séisme de conception.

III.2.6 Les étapes de la méthode "PUSHOVER"

1. Conversion du spectre de réponse (S_a, T) en forme ADRS (Accélération – Déplacement de la Réponse Spectrale) en d'autre terme (S_a, S_d).
2. Détermination de la courbe de capacité de la structure sous forme ADRS.
3. La superposition des deux courbes de capacité et de demande afin de déterminer le point de performance qui est obtenu par l'intersection de deux courbes.

III.3 La courbe de capacité

III.3.1 Définition

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 (analyse PUSHOVER). L'obtention de cette courbe nécessite les étapes suivante :

- Construction de la courbe de capacité en format (S_a, S_d) en forme ADRS

La courbe de capacité est une représentation graphique qui définit la capacité d'une structure vis-à-vis du changement horizontal, elle est exprimé habituellement dans les représentation $V=f(\Delta_s)$

V : Effort tranchant à la base du bâtiment

Δ_s : Déplacement au sommet de la structure

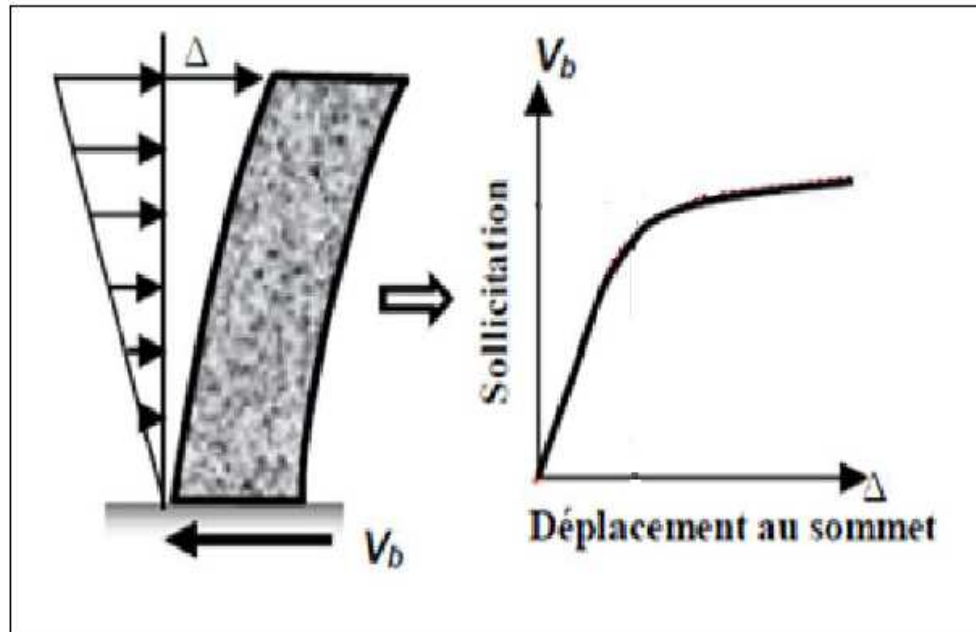


Figure III.5 La courbe de capacité $V = f(\Delta)$

III.3.2 Transformation spectrale de la courbe de capacité

La courbe de capacité est transformée en **une courbe de capacité équivalente** reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement en multipliant l'effort tranchant (V) et le déplacement (d) respectivement par $\left(\frac{\alpha_1}{w}\right)$ et $\left[\frac{1}{pf_1\phi_{1s}}\right]$ figure III.6

Avec :

α_1 : pourcentage de participation massique de mode fondamental

W : masse sismique de la structure.

P_{f1} : Facteur de participation modal du mode fondamental.

ϕ : amplitude de mode fondamental.

Les valeurs de S_a et S_d sont données par :

$$S_a = V / w \cdot \alpha_1 \quad [\text{III.13}]$$

$$S_d = \Delta_s / P_{f1} \cdot \phi_{1s} \quad [\text{III.14}]$$

$$P_{f_1} = \frac{\left[\sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i^2) / g \right]} \quad [\text{III.15}]$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i^2) / g \right] \cdot \left[\sum_{i=1}^{i=n} m_i / g \right]} \quad [\text{III.16}]$$

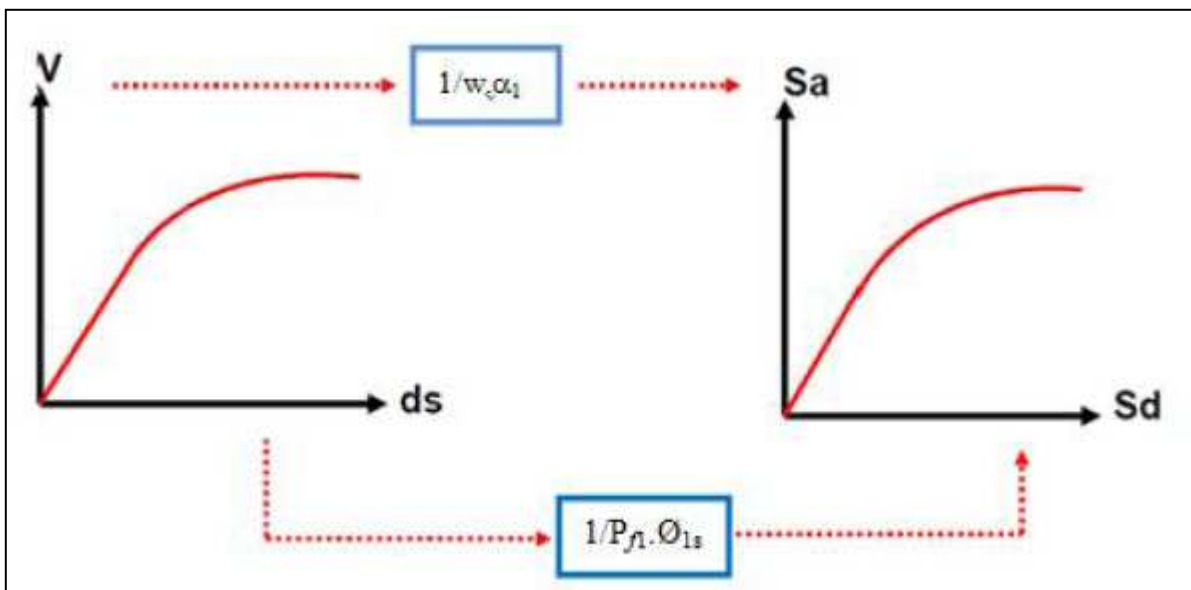


Figure III.6 Transformation spectrale de la courbe de capacité

III.3.3 Représentation bilinéaire de la courbe de la capacité

La courbe de capacité est idéalisée par une courbe bilinéaire en utilisant une équivalence basée sur l'égalité des énergies dissipées de telle manière que les aires en-dessous des deux courbes réelles et idéalisées soient égales, ce qui nous permet de déterminer les paramètres caractérisant l'état élastique limite qui représente l'entrée dans le domaine post-élastique et ceux caractérisant l'état ultime de résistance qui représente la perte totale de la capacité résistante de la structure. (Figure III.7)

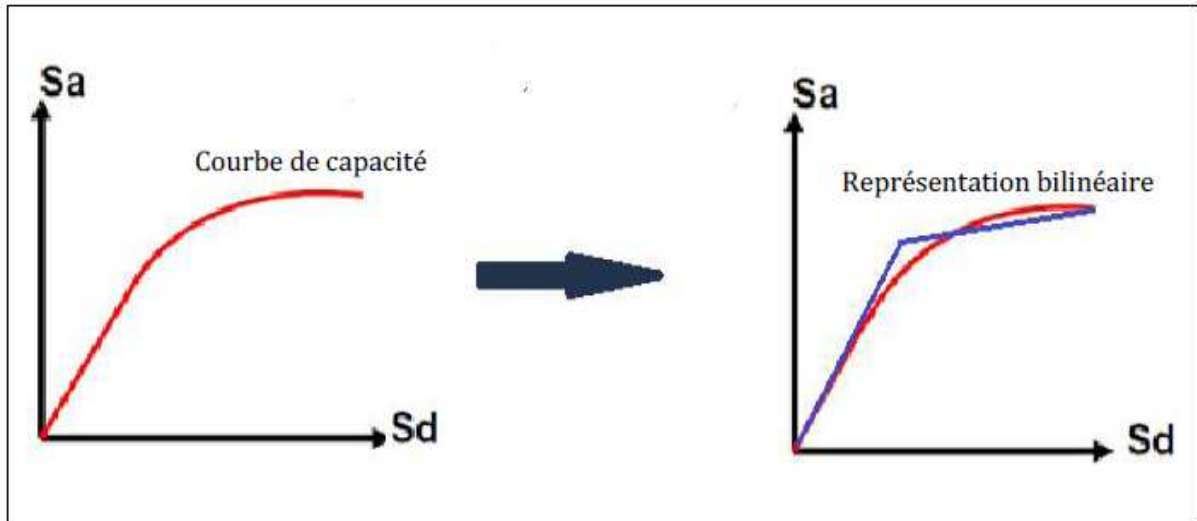


Figure III.7 La représentation bilinéaire de la courbe de capacité

III.4 La demande sismique

Une représentation de mouvement du sol de tremblement de terre ou en secouant que le bâtiment est soumis, dans les procédures d'analyse statique non linéaire, la demande est représentée par une estimation des déplacements ou des déformations que la structure devrait subir, les procédures d'analyse élastique linéaire où la demande est représentée par des forces latérales prescrites appliquée à la structure .

III.4.1 Le spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse définie dans le règlement algérien (RPA2003) est une courbe de réponse maximal d'accélération S_a pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$S_a = \begin{cases} 1.25Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ (1.25.A.g) 2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ (1.25.A.g) 2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ (1.25.A.g) 2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases} \quad [III.17]$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement ($\eta = 7 / 2 + \xi$)^{1/2}.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.



RPA99 V2003

III.4.2 Transformation spectrale de la demande sismique

Dans la représentation classique des codes parasismiques, chaque point du spectre de réponse élastique est représenté dans un diagramme $S_a = f(T)$, pour un amortissement de type visqueux (ξ) ou, (S_a) est l'accélération spectrale et (T) est la période d'oscillation.

Avec : S_a : Accélération spectrale.

T : période d'oscillation.

Chacun des points précédents $S_{ai} = f(T_i)$ est transformé dans un diagramme $S_a = f(S_d)$ avec (S_d) est le déplacement spectral donné par la relation (III.18). (Figure III.8)

$$S_d = \frac{T^2 \cdot S_a}{4 \cdot \pi^2} \tag{III.18}$$

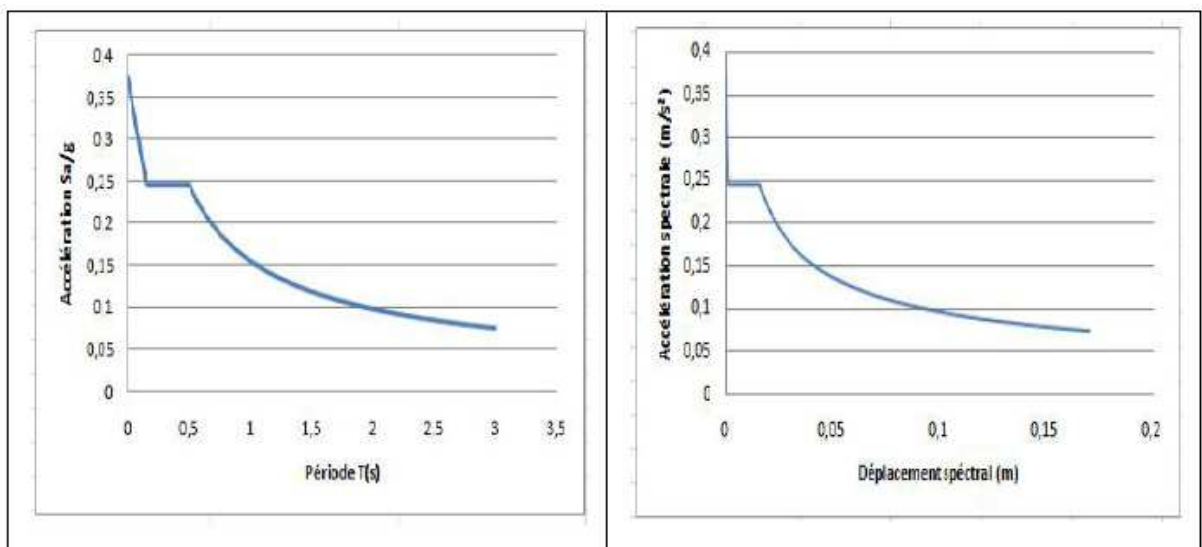


Figure III.8 Transformation de la demande sismique

III.5 Superposition de la courbe de capacité et de la courbe de la demande

La superposition de la courbe de capacité et de la courbe de la demande sismique nous conduit à deux cas:

- 1 - La demande est inférieure ou égale à la capacité.
- 2 - La demande égal à la capacité.
- 3 - La demande est supérieure à la capacité.

III.5.1 La demande est inférieure à la capacité

Le déplacement maximal qui peut être supporté par la structure est supérieur au déplacement imposé par le séisme (figure III.9). Dans ce cas la structure ne s'effondre pas, mais elle subit des dommages que l'on peut estimer par la position de point de la performance sur la courbe de capacité .

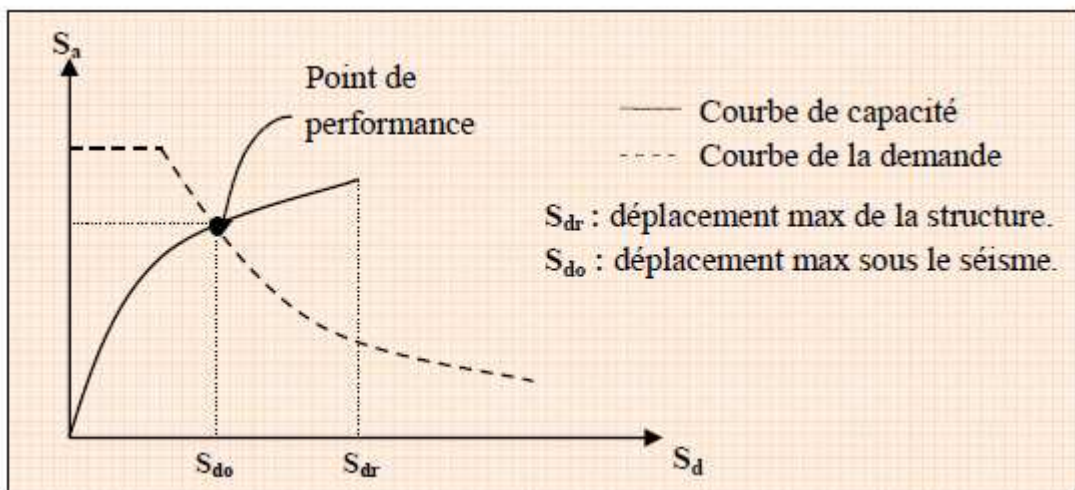


Figure III .9 courbe demande est inférieur à la capacité

III.5.2 La demande est égale à la capacité

Le déplacement imposé par le séisme est égal au déplacement maximal de la structure [24] (Figure III.10).

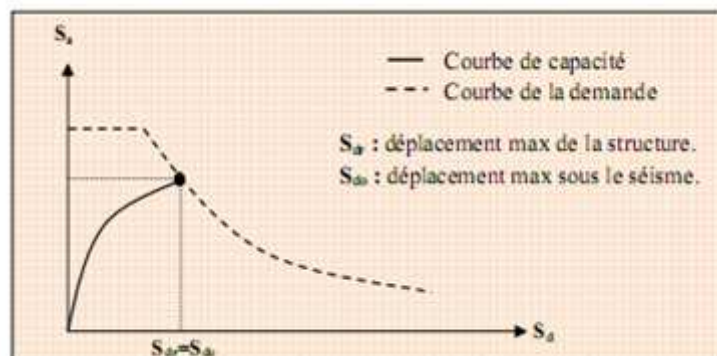


Figure III.10 courbes capacité-demande (cas où la demande égale à la capacité)

III.5.3 La demande est supérieure à la capacité

Le déplacement imposé par le séisme est supérieur à la capacité de la structure (Figure III.11), ce cas conduit à l'effondrement total ou presque de la structure [24].

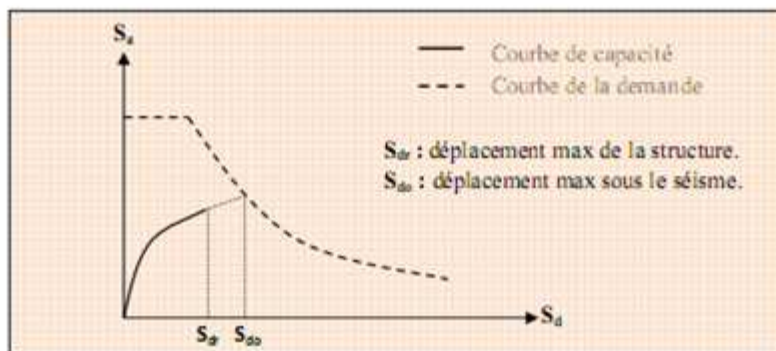


Figure III.11 Courbe capacité-demande (cas demande est supérieure à la capacité)

III.6 Evaluation de point de performance

Pour l'évaluation de point de performance il existe trois procédures dans le code ATC40, à savoir les procédures A, B et C. Les procédures A et B sont analytiques et peuvent être programmées, alors que la procédure C est purement graphique et plus adapté à l'analyse manuelle.

III.6.1. Procédures d'estimation de point de performance

L'application de la méthode statique non linéaire basée sur le spectre de capacité nécessite :

- La demande sismique sous forme d'une réponse spectrale (Règlement Parasismique Algérien RPA99).
- La capacité sismique sous forme d'une courbe de capacité non linéaire, obtenue à partir de la technique « Push over ».

Un point de performance qui correspond à un état unique de dommages et d'énergie dissipée, qui s'obtient par les procédures itérative ou non itérative.

III.6.1.1. Procédure A (itérative)

L'approche élastique classique nous permet d'obtenir une première valeur (déterminée par l'intersection de la demande spectrale à (5%) d'amortissement avec la tangente à l'origine de la courbe de capacité, qui correspondant au déplacement spectral (S_{di}) et une projection de ce point sur la courbe de capacité nous donne (S_{ai}) (égalité des déplacements maximums). En ce point, le déplacement élastique est égal au déplacement inélastique.

La procédure itérative est facilement programmable pour qu'il y ait compatibilité entre les amortissements de la demande et ceux de la capacité.

L'application de la procédure itérative est basée sur un ensemble d'étapes (sept étapes), elles sont présentées dans l'organigramme suivant. (Figure III.12)

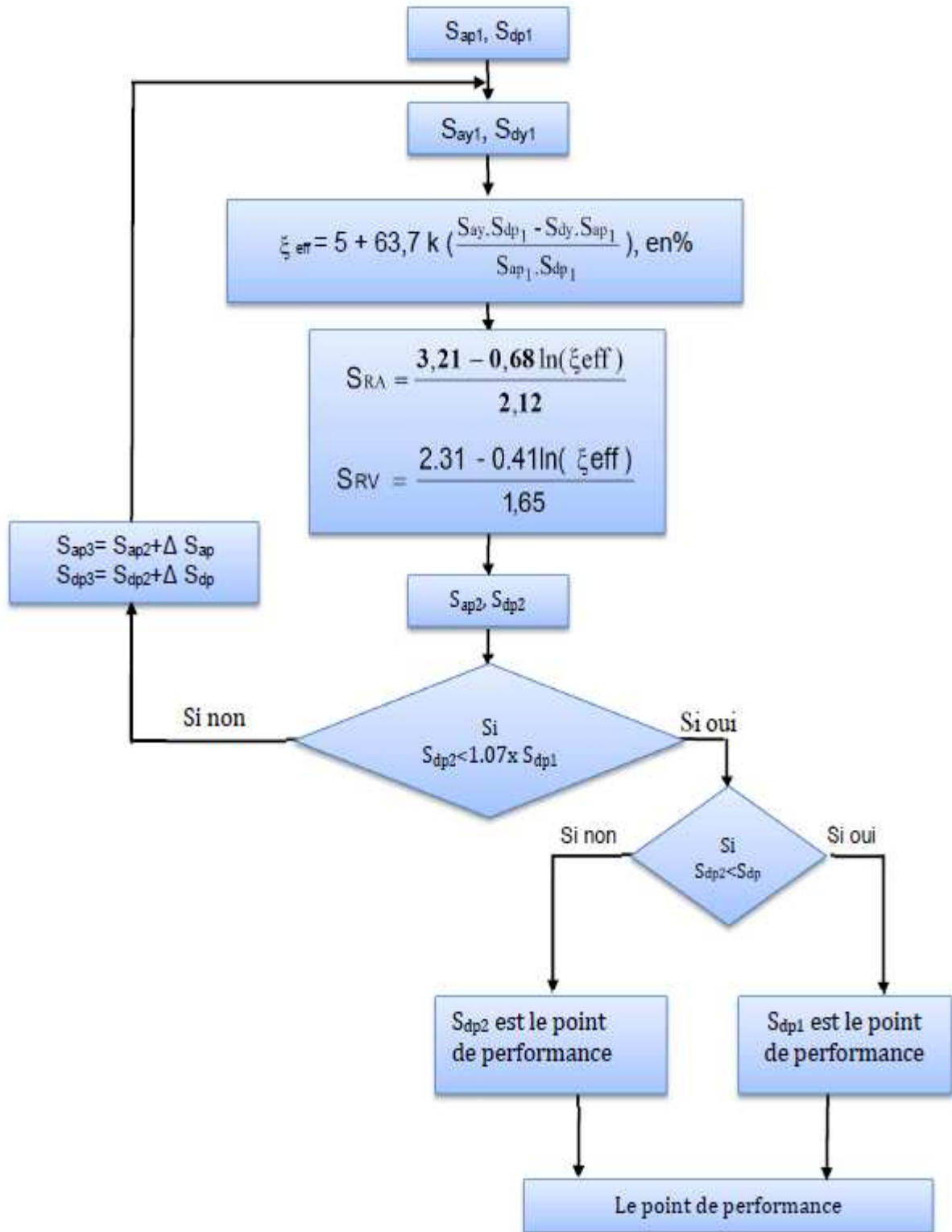


Figure III.12 Organigramme de la méthode itérative [29]

III.6.1.2. Procédure B (non itérative)

Cette procédure est basée sur le développement des diagrammes de l'amortissement effectif en fonction de déplacement spectral $\xi = f(S_d)$ pour la demande et la capacité.

L'amortissement effectif correspond à l'énergie dissipée par la structure.

III.6.1.2.1. Développement des diagrammes ($\xi_{\text{eff}} - S_d$)

a. La demande spectrale

Le diagramme ($\xi_{\text{eff}} - S_d$) pour la demande sismique est défini par : [29] (Figure III.13)

S_d : le déplacement spectral qui correspond à l'intersection du spectre de capacité et les branches de spectre de la demande sismique pour $\xi_{\text{eff}} \geq 5\%$.

ξ_{eff} : l'amortissement des branches de la demande pour $\xi_{\text{eff}} \geq 5\%$. Les coefficients de réduction spectraux pour les branches de spectre dont l'amortissement $\xi_{\text{eff}} \neq 5\%$.

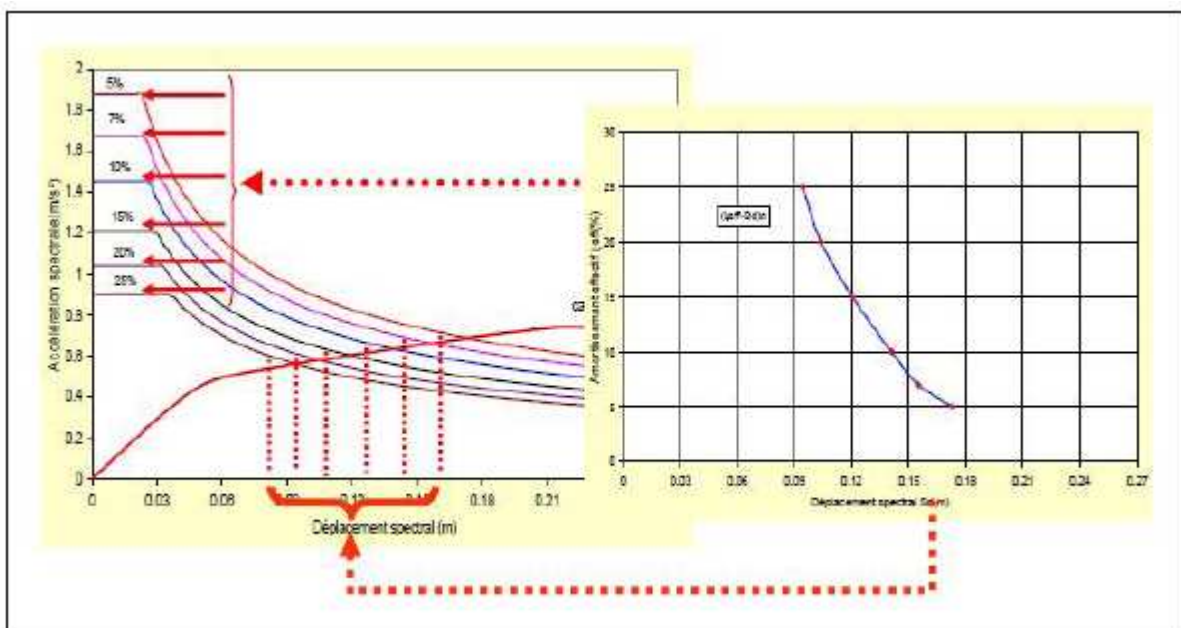


Figure III.13 : Diagramme ($\xi_{\text{eff}} - S_d$) de la demande sismique

b. La capacité sismique

La courbe de capacité est représentée par un point (A) de coordonnées (S_{ay}, S_{dy}) qui définit les limites élastiques, et un point (D) de coordonnées (S_{au}, S_{du}), qui représente les limites ultimes (Figure III.14).

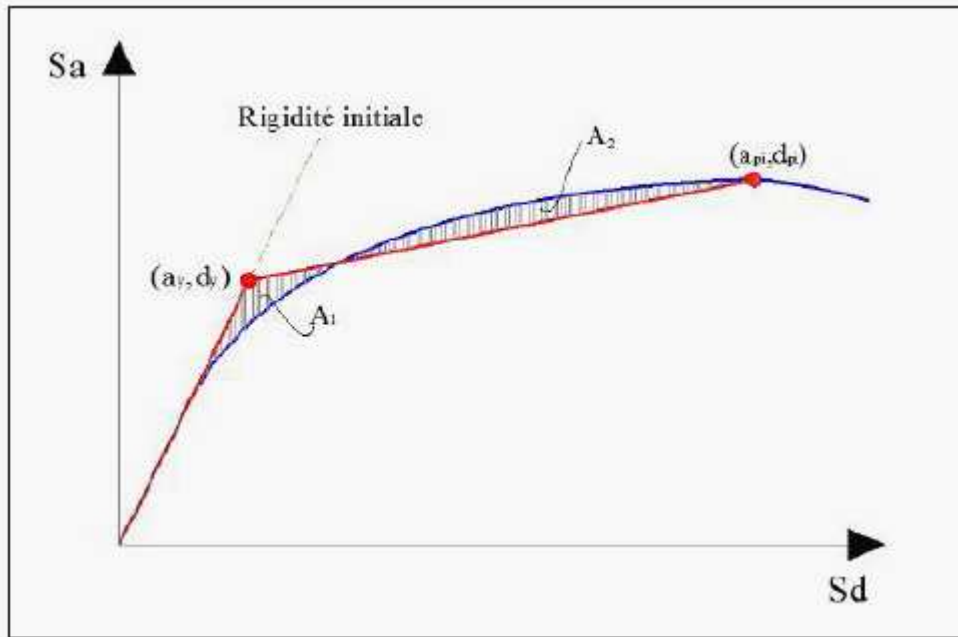


Figure III.14 Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

L'énergie dissipée en chaque point de coordonnées (Sai, Sdi) sous forme d'amortissement effectif (Figure III.15) est donnée par la formule (III.19).

$$\xi_{\text{eff}} = k\xi_0 + 5 = \frac{S_{ay} \cdot S_{d_{pi}} - S_{d_y} \cdot S_{a_{pi}}}{S_{a_{pi}} \cdot S_{d_{pi}}} + 5 \text{ (\%)} \quad \text{[III.19]}$$

Avec :

ξ_0 : Amortissement visqueux équivalent tel que

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad \text{[III.20]}$$

$\left\{ \begin{array}{l} E_D : \text{Energie dissipée par un comportement visqueux équivalent} \\ E_{S0} : \text{énergie de déformation maximale} \end{array} \right.$

Et

- **K** : coefficient de capacité de dissipation d'énergie qu'est lié en particulier a la typologie et à l'âge de la structure ainsi qu'à la duré du séisme qui se traduit par l'amortissement visqueux équivalent ξ_0
- **S_{ay}, S_{dy}** : limite élastique en accélération et en déplacement.
- **S_{api} ; S_{dpi}** : coordonnées du point (i) de la courbe de capacité.

Les formules pour calculer le coefficient de capacité de dissipation d'énergie sont données dans le tableau suivant : (Tableau III.1)

Typologies des structures	ξ_0 (%)	Coefficient de dissipation d'énergie (K)
Type A	≤ 16.25	1.0
$1 < \mu_\Delta < 4$	> 16.25	$1.13 - 0.51(S_{ay} \cdot S_{dpi} - S_{dy} \cdot S_{api}) / S_{api} S_{dpi}$
		$1.13 - 0.51 \cdot (\pi/2) \cdot \xi_0$
Type B	≤ 25	0.67
$4 < \mu_\Delta < 6.5$	> 25	$0.845 - 0.446(S_{ay} \cdot S_{dpi} - S_{dy} \cdot S_{api}) / S_{api} \cdot S_{dpi}$
		$0.845 - 0.446 \cdot (\pi/2) \cdot \xi_0$
Type C $\mu_\Delta > 6.5$	Toutes valeurs	0.33

59

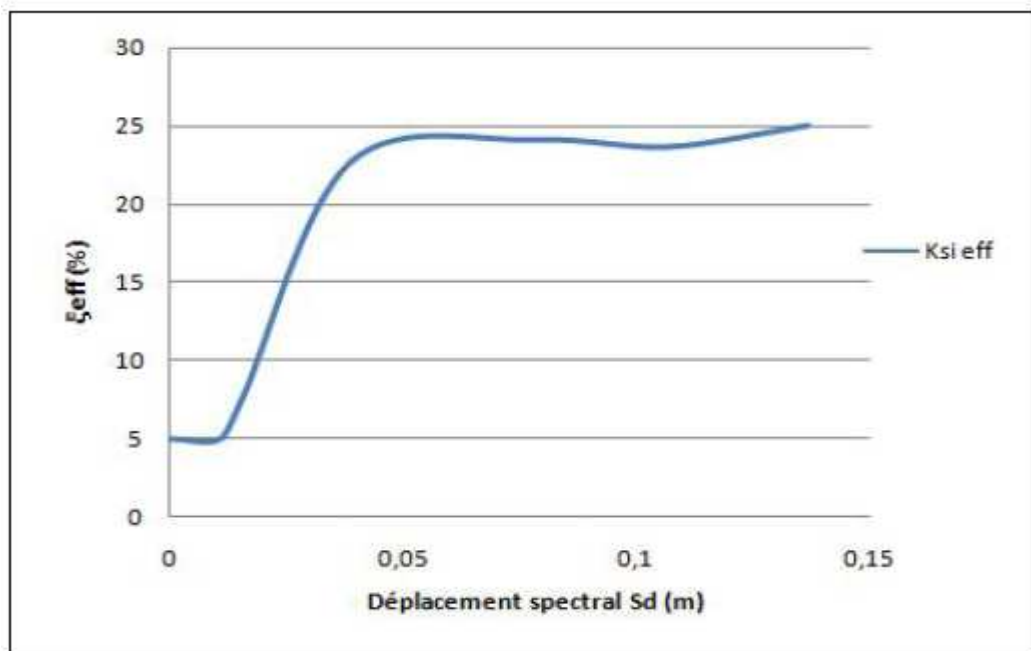


Figure III.15 Diagramme (ξ_{eff} – S_d) de la capacité sismique

III.6.1.2.2. La superposition des graphes $(\xi_{eff}-S_d)D$ et $(\xi_{eff}-S_d)C$

Pour avoir le point de performance on doit superposer les graphes $(\xi_{eff}-S_d)$ de la demande et de la capacité sismique (Figure III.16).

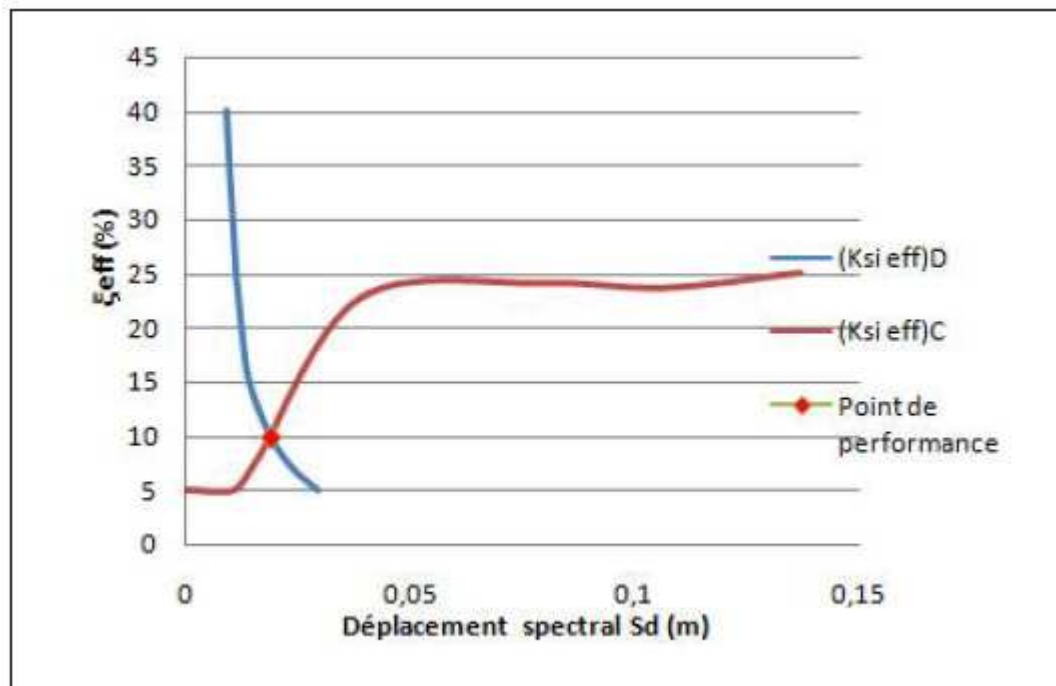


Figure III.16 Superposition des graphes $(\xi_{eff}-S_d)D$ et $(\xi_{eff}-S_d)C$

III.7 Estimation des degrés des dommages

La position de point de performance détermine un certain degré de dommage et le niveau d'endommagement de la structure à travers la représentation graphique de la capacité sismique.

III.7.1 L'échelle de dommage utilisée

L'échelle de dommage utilisée est l'échelle macrosismique européenne EMS98 . Cette échelle comprend cinq degrés de dommage pour les bâtiments (Tableau III.2) .

Degré 01 (DG1)	Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structurel, légers dégâts non structureux)
Degré 02 (DG2)	Dégâts modérés (dégâts structureux légers, dégâts non structureux modérés)
Degré 03 (DG3)	Dégâts sensibles à importants (dommages structureux modérés, dommages non structureux importants)
Degré 04 (DG4)	Dégâts très importants (Dégâts structureux importants, dégâts non structureux très importants)
Degré 05 (DG5)	Destruction (Dégâts structureux très importants)

Tableau III.2. L'échelle des dommages

III.7.2. Evaluation des dommages

La courbe de capacité est divisée en cinq intervalles qui correspondent aux cinq niveaux de dommage de l'échelle EMS98 (Figure III.17).

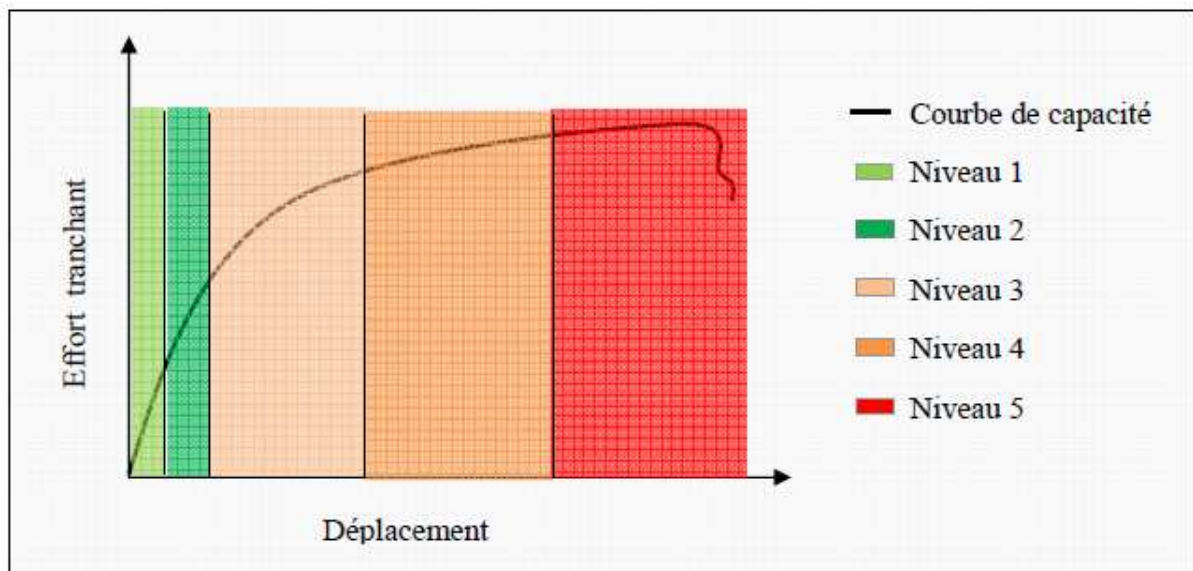


Figure III.17 Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité

Niveau 1

Correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel.

Niveau 2

Correspond à un niveau de dommage contrôlé, il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

Niveau 3

La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

Niveau 4

Représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité est en danger.

Niveau 5

La structure est susceptible d'effondrement, et elle ne présente aucune capacité de résistance.

Le déplacement spectral pour chaque domaine de dommage est donné par le tableau (III.3) .

Degré des dommages	Déplacement spectral
DG1	$S_d = 0,4 S_{dy}$
DG2	$S_d = 0,8 S_{dy}$
DG3	$S_d = S_{dy} + 0,25 (S_{du} - S_{dy})$
DG4	$S_d = 0,75 S_{du}$
DG5	$S_d = S_{du}$

Tableaux III.3 Degré des dommages

Remarque :

La limite élastique S_{dy} et la limite ultime sont déterminées à partir de la représentation bilinéaire de la courbe de la capacité.

III.8. La ductilité

III.8.1. Définition de la ductilité

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global. Le terme "ductilité" définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur. Il existe quatre (4) manières de quantifier la ductilité dans une structure : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure, la ductilité de rotation et la ductilité de déplacement., la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section de poutre pure, la troisième est associée à une réalité en bout de poutre qui implique outre la section, les moyens d'assemblage, voire la colonne et la quatrième se réfère au comportement global de la structure.[28]

III.8.2. La ductilité de déformation

On définit la ductilité de déformation μ_ε comme le rapport de la déformation totale ε imposée à la déformation élastique ε_y , elle est liée directement à la capacité de déformation locale des matériaux. [28]

$$\mu_\varepsilon = \varepsilon/\varepsilon_y \quad [\text{III.21}]$$

III.8.3. La ductilité de courbure

Dans les poutres, c'est la capacité de rotation dans les rotules plastiques qui intéresse. On peut définir une ductilité de courbure μ_χ (rotation par unité de longueur) comme étant le rapport de la courbure maximale χ_m à la courbure élastique χ_y . [28]

$$\mu_\chi = \chi_m/\chi_y \quad [\text{III.22}]$$

III.8.3.1 La ductilité rotation

Une ductilité de rotation importante ne peut s'obtenir que si les déformations plastiques ont la possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément. Si les déformations inélastiques sont fortement localisées, la demande de ductilité de déformation sera très importante, même sous un tremblement de terre d'intensité moyenne. Donc, il est important d'assurer aussi une ductilité de rotation de la poutre qui associe à la courbure une notion de longueur. [28]

On définit la ductilité de rotation de la poutre comme le rapport de la rotation maximale totale de la rotule plastique θ_p à la rotation élastique θ_y . [28]

$$\mu_{\theta} = \theta_p / \theta_y \quad [\text{III.23}]$$

III.8.3.2 La ductilité de déplacement

La ductilité en déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de la structure. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total Δ (déplacement élastique Δ_y plus déplacement plastique Δ_p) au déplacement latéral élastique Δ_y [28]

$$\mu_{\Delta} = \Delta / \Delta_y \quad [\text{III.24}]$$

Elle peut être directement comparée à la ductilité nécessaire pour résister au tremblement de terre et qui est donnée par le facteur de comportement R de la structure. Le déplacement latéral devrait être pris au centre de gravité des forces sismiques, mais est en général pris au niveau du toit, sans grande erreur généralement. [28]

III.9 Définition des rotules plastiques

les rotules sont des zones qui ,sous une sollicitation sismique, perdent leur capacité de résistance et deviennent une sorte d'articulation, permettant la rotation de l'élément. La rotule plastique définit le comportement post-élastique de l'élément considéré, permettant la dissipation d'une quantité importante d'énergie avant la rupture de l'élément. Cette propriété est connue sous le nom de la ductilité des matériaux.[29]

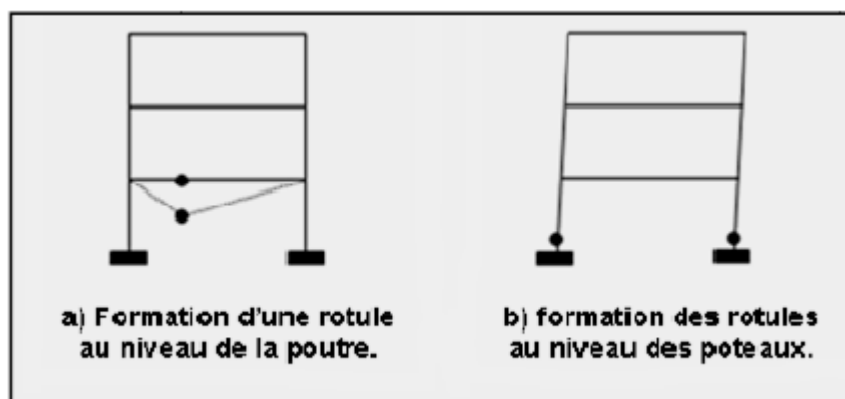


Figure III.18 Formation des rotules plastiques

CHAPITRE

Application de la méthode pushever

4

IV.1 Introduction

L'analyse "push over" est effectuée en appliquant à notre structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne un déplacement cible défini. Et cela dans le but d'évaluer le comportement structural sous sollicitation sismiques ou la performance sismique de cette structure est recherché. Pour appliquer cette analyse nous allons utiliser le logiciel « ETABS Nonlinear V 9.6 », la courbe de capacité de notre structure ($V_{base} - D_{sommet}$) sera déterminée en effectuant les étapes suivantes :

- Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.
- Vérification de la structure par rapport à la réglementation.
- Définition du comportement non linéaire des éléments de la structure.
- Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire "push over".
- Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

IV.2 Modélisation de la structure

❖ Description et présentation de l' ouvrage

La structure est un bâtiment (**R+4**) à usage d'habitation, la structure est constituée de portiques en acier ordinaire, implantée dans une zone a moyenne sismicité avec ($A=0.3g$) et un sol classé selon le RPA en site S3 (**sol meuble**), le bâtiment est du groupe d'usage de classe 2.

❖ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

La structure est dimensionnée selon les codes suivants (EC 03 ; DTR et le Règlement Parasismique Algérien RPA99/ V 2003) sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel ETABS Nonlinear V9.6 .

- Longueur totale : **22.5** m avec 5 travées de 4.5 - 5 - 3.5 - 5 et 4.5 m.
- Largeur totale : **17** m avec 4 travées de 4.5 - 4 - 4 et 4.5 m.
- La hauteur d'étage courant et RDC : **3.06** m.
- Les planchers sont des planchers mixtes béton-acier collaborant avec une table de compression en béton armé avec un treillis soudé qui repose sur une tôle et connecté à des solives à l'aide des connecteurs assurant l'adhérence entre la table de compression, la tôle et les solives (Figure IV.1)

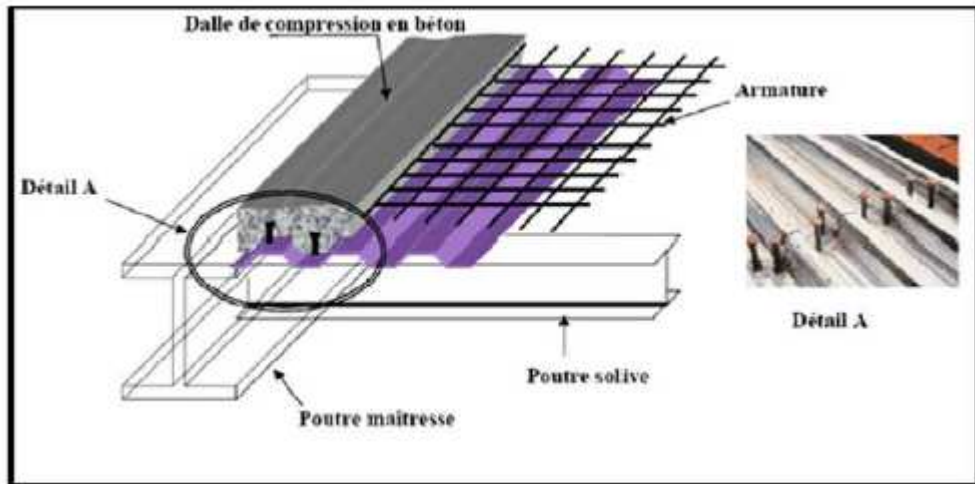


Figure IV.1 Plancher mixte avec des connecteurs acier-béton

- L'ossature est en portiques auto-stable (Figure IV.2) avec :
 - Des poteaux en HEA 300 (classe2)
 - Des poutres principales (maitresses) en IPE200 (classe 1)
 - Des poutres secondaires en IPE180 (classe 1)
 - Des solives en IPE140 (classe 1)
 - Pour les renforcements, les palées sont en double cornières 100 X 100 X 10 (classe 1)

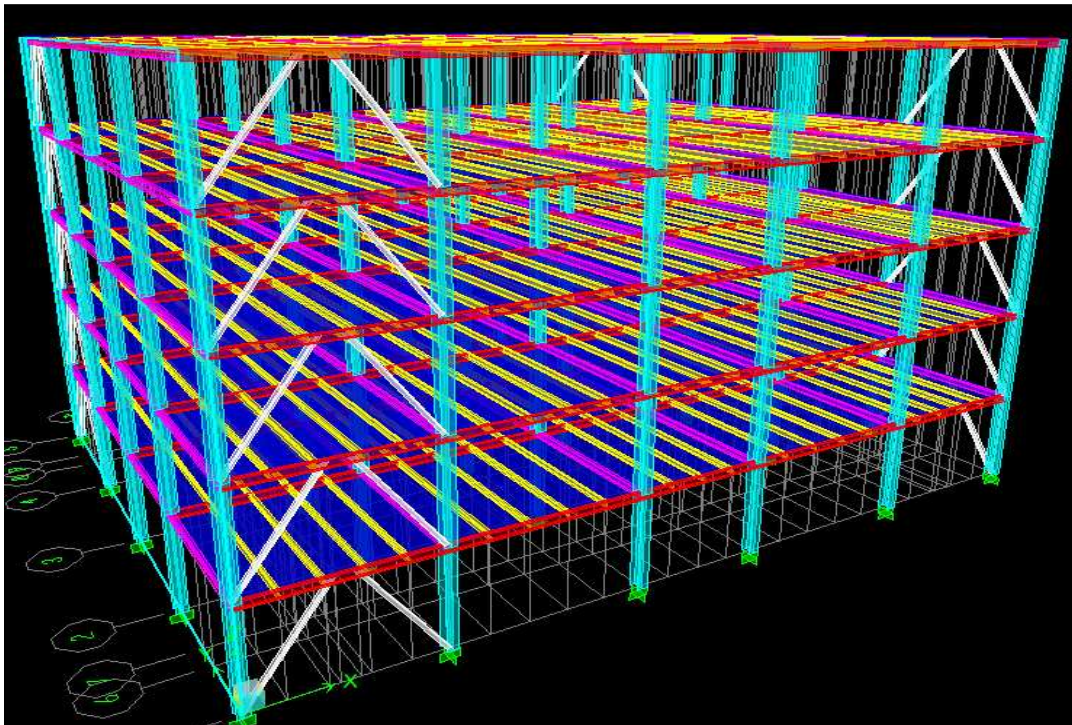


Figure IV.2 vue en 3D de la structure

❖ Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés

• Les profilés

Acier : L'acier utilisé répond aux normes suivantes :

Limite d'élasticité F_y (Minimum Yield stress)	235000 KN/m ² .
Limite ultime de traction F_u (Minimum Tensile Strength)	360000 KN/m ² .
Coefficient de Poisson (Poisson's Ratio)	$\nu = 0.3$.
Module d'élasticité longitudinal (Modulus of Elasticity) .	$E = 210000000$ KN/m ²
Module d'élasticité transversal G (Shear Modulus)	81000000 KN/m ² .
Poids volumique de l'acier (Weigth per unit Volume)	78.5 KN/m ³ .
La masse volumique de l'acier (Mass per unit Volume)	7.85 KN/m ³ .
Coefficient thermique (coefficient of thermal expansion)	$12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Tableau IV.1 Les propriétés de mécanique profilées

Béton : Le béton répond aux normes suivantes :

Limite d'élasticité F_y (Minimum Yield stress)	25000 KN/m ² .
Coefficient de Poisson (Poisson's Ratio)	$\nu = 0.2$.
Module d'élasticité longitudinal (Modulus of Elasticity) .	$E = 32164200$ KN/m ²
Module d'élasticité transversal G (Shear Modulus)	13401750 KN/m ² .
Poids volumique de béton (Weigth per unit Volume)	25 KN/m ³ .
La masse volumique de béton (Mass per unit Volume)	2.5 KN/m ³ .
Coefficient thermique (coefficient of thermal expansion)	$10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Tableau IV.1 Les propriétés de mécanique de béton

- Le treillis a soudé (Ø8)
 - contrainte max longitudinaux : 400000 KN/m² ;
 - contrainte max transversaux : 400000 KN/m²

- la tôle
 - La tôle est de type TN40

❖ **le chargement statique de la structure**

- G : charge permanente
- Q : charge d'exploitation
 - étage courant : G = 4,5 KN/m² et Q=1,5 KN/m²
 - étage terrasse : G = 5,5 KN/m² et Q=1 KN/m²

❖ **Le chargement dynamique**

- Le chargement dynamique (sismique) de la structure se traduit par le spectre de réponse (l'accélération en fonction de la période) extrait du RPA99v2003.

❖ **Attribution de la masse sismique**

Pour une analyse dynamique ; la masse sismique du plancher a considéré est égale à:

$$M_i = G + \beta Q \quad [VI.1]$$

Avec

β : coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (tableau 4-5 RPA) ; dans notre cas $\beta=0,2$ (bâtiment a usage d'habitation).

❖ **Combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations sont :

- Combinaisons aux états limites : ELU (1,35G+1,5Q) et ELS (G+Q) [18]
- Combinaisons accidentelles : G+ Q± Ex(Ey) ; 0,8G±Ex(Ey) ; G+Q±1,2Ex(Ey) [30].

❖ **Diaphragme**

Les planchers sont supposés infiniment rigides, tous les noeuds de même plancher doivent être relié à un noeud maître de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme rigide.

❖ **Les conditions aux limites (les appuis)**

Au niveau de la base, la structure est supposée parfaitement encastree.

❖ **Définition de l'analyse dynamique**

Cette analyse comporte deux analyses une modale et l'autre spectrale

a - L'analyse modale

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amortis de vibrations et les valeurs propres définissent les fréquences propres de la structure. Ces modes libres fournissent un aperçu du comportement de la structure. Les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. L'analyse modale implique la résolution de l'équation généralisée :

$$[-\mathbf{M}\omega^2 + \mathbf{K}][\phi] = \mathbf{0} \quad [\text{VI.2}]$$

Avec :

\mathbf{K} : Matrice de rigidité généralisée.

\mathbf{M} : Matrice masse généralisée.

ω^2 : Matrice diagonale des valeurs propres.

ϕ : Matrice des vecteurs propres correspondants aux modes de vibrations.

b - L'analyse spectrale

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse du RPA. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (\mathbf{S}_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres \mathbf{T} .

Après la détermination des modes propres de la structure, l'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode :

Le coefficient de participation modal, les masses modales participantes

Pour chaque direction :

Les efforts spectraux, les déplacements, les réactions et les efforts correspondant à chacun des modes propres.

L'équation d'équilibre dynamique associée à la réponse d'une structure à un mouvement du sol sont données par :

$$\mathbf{K}\mathbf{u}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) = \mathbf{m}_x\ddot{u}_{gx}(t) + \mathbf{m}_y\ddot{u}_{gy}(t) + \mathbf{m}_z\ddot{u}_{gz}(t) \quad [\text{IV.3}]$$

Pour chacun des modes retenus, l'équation du mouvement est résolue, la solution en termes de déplacement s'obtient en combinant les réponses modales en utilisant la méthode quadratique complète **CQC (Complète Quadratic Combination)** ou **SRSS**.

c- Analyse linéaire de la structure

Après avoir terminé la modélisation en passant par tout les étapes cités précédemment, on

lance l'analyse linéaire élastique (analyze → Run analysis ou **F5**).

IV.3 La modélisation non linéaire

IV.3.1 Définition du comportement non linéaire des éléments

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des profils de classe 1 et 2 ayant des propriétés élastiques linéaires, et qui peuvent développer un comportement non linéaire. Ce dernier peut se traduire par l'introduction de rotules plastiques « plastic Hinges » aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

Des rotules de type moments (M2 et M3), cisaillement (V2 et V3), effort normal (P) et torsion (T), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normalmoment (PMM). [29]

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel ETABS sont extraites des règlements américains ATC40 et FEMA273 .
Pour nos structures :

La résistance aux forces horizontales dans une structure à contreventement excentrique est assurée principalement par la flexion , le cisaillement de la zone active ou bien les deux au même temps . Donc les types des rotules plastiques qui peuvent se développer dans le tronçon sismique sont des rotules de moment de rotation (default M3) pour le tronçon long; des rotules de type cisaillement (default V3) pour le tronçon court et les deux pour le tronçon intermédiaire.

Le comportement non linéaire pour chaque type de rotule, est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation (Figure IV.3).

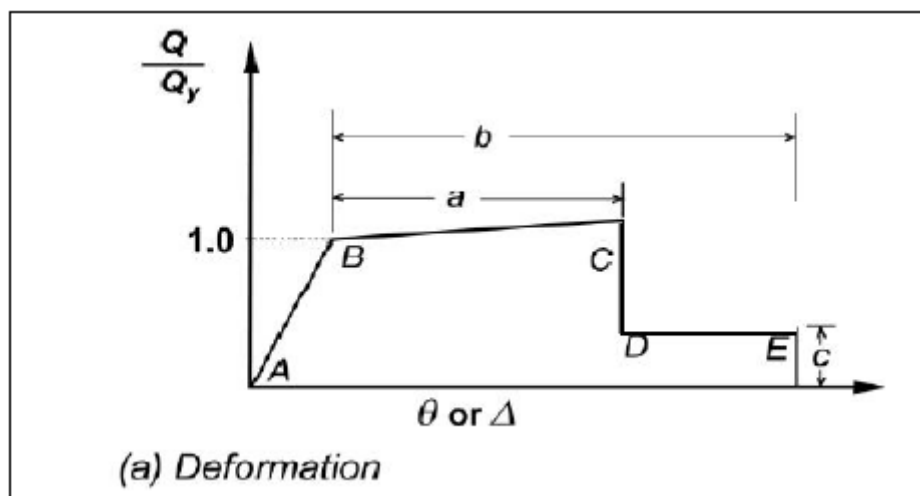


Figure IV.3 La courbe de comportement utilisé par le logiciel ETABS

Chaque segment de cette courbe correspond a phase de comportement de matériau :

- Segment AB la phase élastique de déformation
- Segment BC la phase plastique
- Segment CD chute de la résistance
- Segment DE la phase qui précède la ruine.

IV.3.2 Les rotules plastiques selon ETABS

❖ Définition des rotules plastique

Define → frame non linear Hing properties → add new property (Figure IV.4)

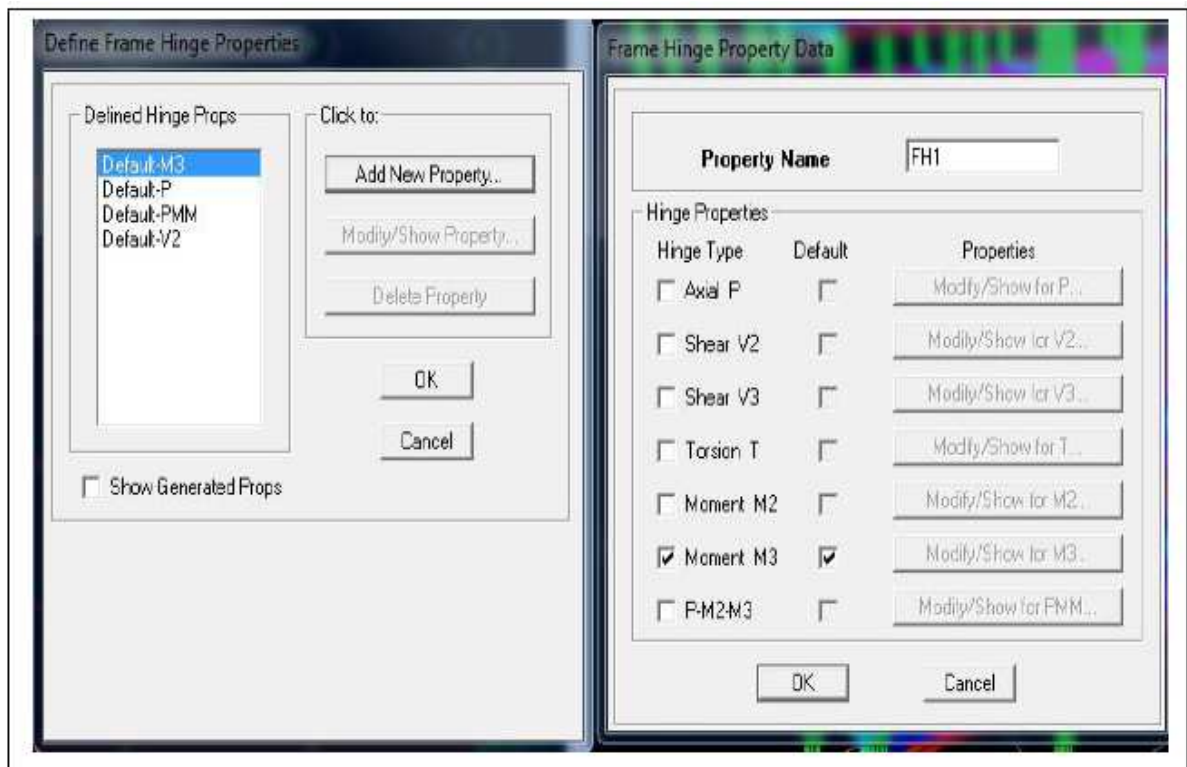


Figure IV.4 Définition des rotules plastiques

IV.3.3 Définition de chargement push over

Cette étape consiste à appliquer à la structure une distribution des forces latérales sur la structure, d'une manière incrémentale pour atteindre un déplacement bien ciblé au niveau de sommet de la structure (déplacement contrôlé).

❖ définition de l'analyse sous charges gravitaires

- Pour définir cette analyse on clique sur :

(Define → Statiuc Nonlinear /Push over Cases → add new Case) (Figure IV.7)

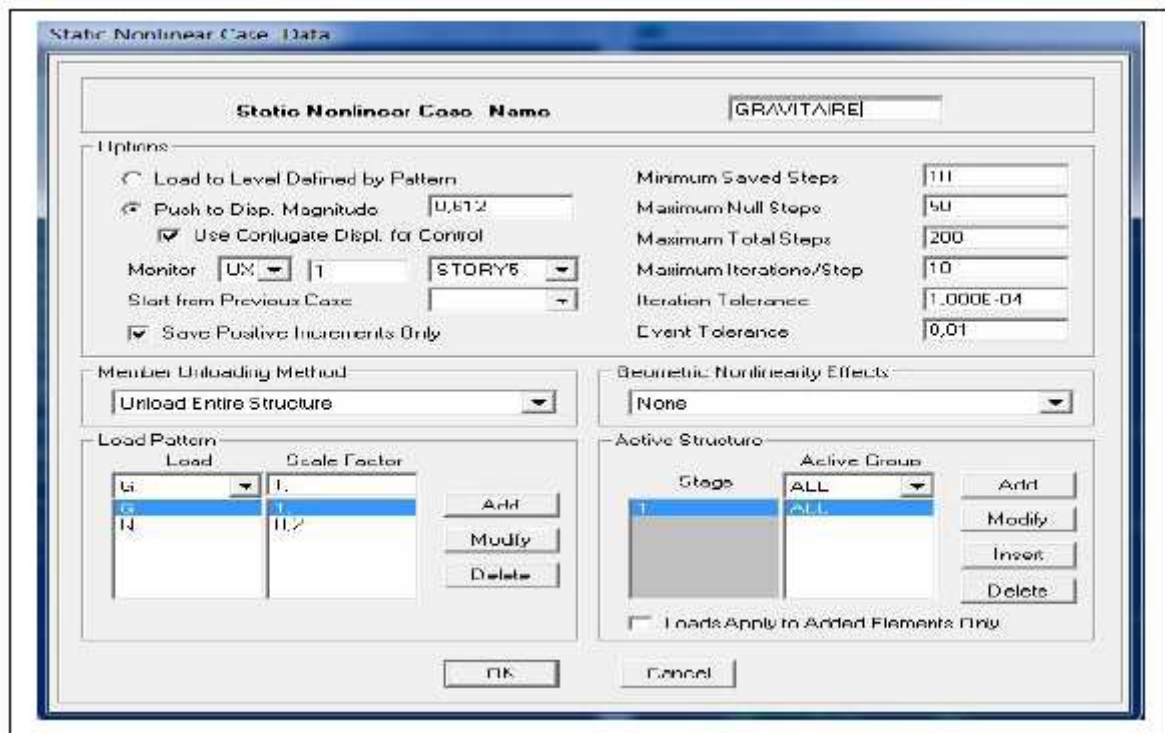


Figure IV.7 Définition de l'analyse sous charges gravitaires

Dans cette fenêtre on introduit le nom de chargement et le chargement qui correspond à la combinaison proposée par le RPA2003 (G+0,2Q).

En cochant la case “load to level defined by pattern” pour que l’analyse s’effectue en mode “force contrôlée”.initiation de l’analyse sous charges gravitaires .

❖ **définition de l'analyse « push over » sous charges horizontales**

*Pour définir cette l'analyse on clique sur :

(Define → Static Nonlinear /Push over Cases → add new Case) (Figures IV.8 et IV.9)

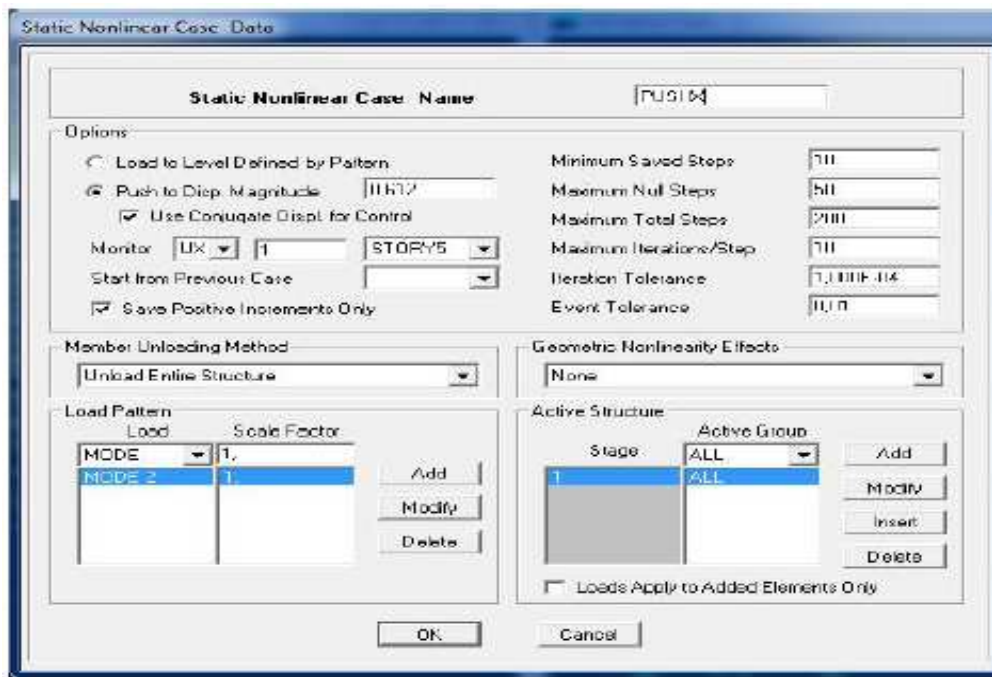


Figure IV-8 Définition de l'analyse sous charges horizontales selon X-X

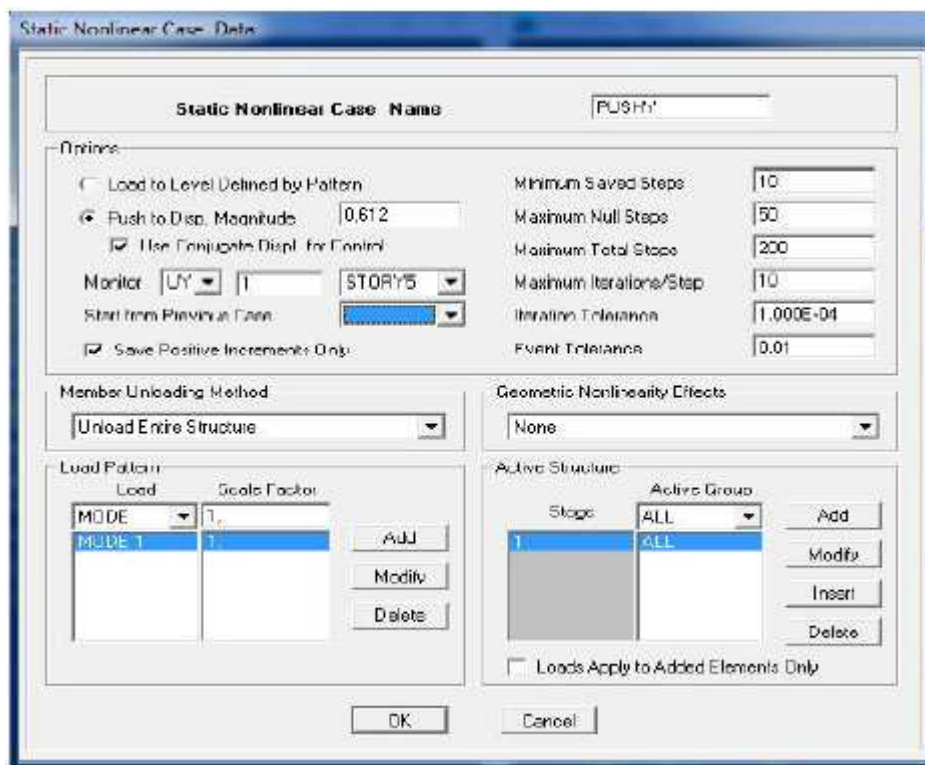



Figure IV.9 Définition de l'analyse sous charges horizontales selon Y-Y

Après avoir réalisé les étapes de modélisation non linéaire citée ci-dessus, on lance l'analyse statique non linéaire :

- Analyze → Run Static Nonlinear Analysis ou 
- ❖ Visualisation la courbe de capacité
 - Display → Show Static Pushover Curve (Figure IV.10)

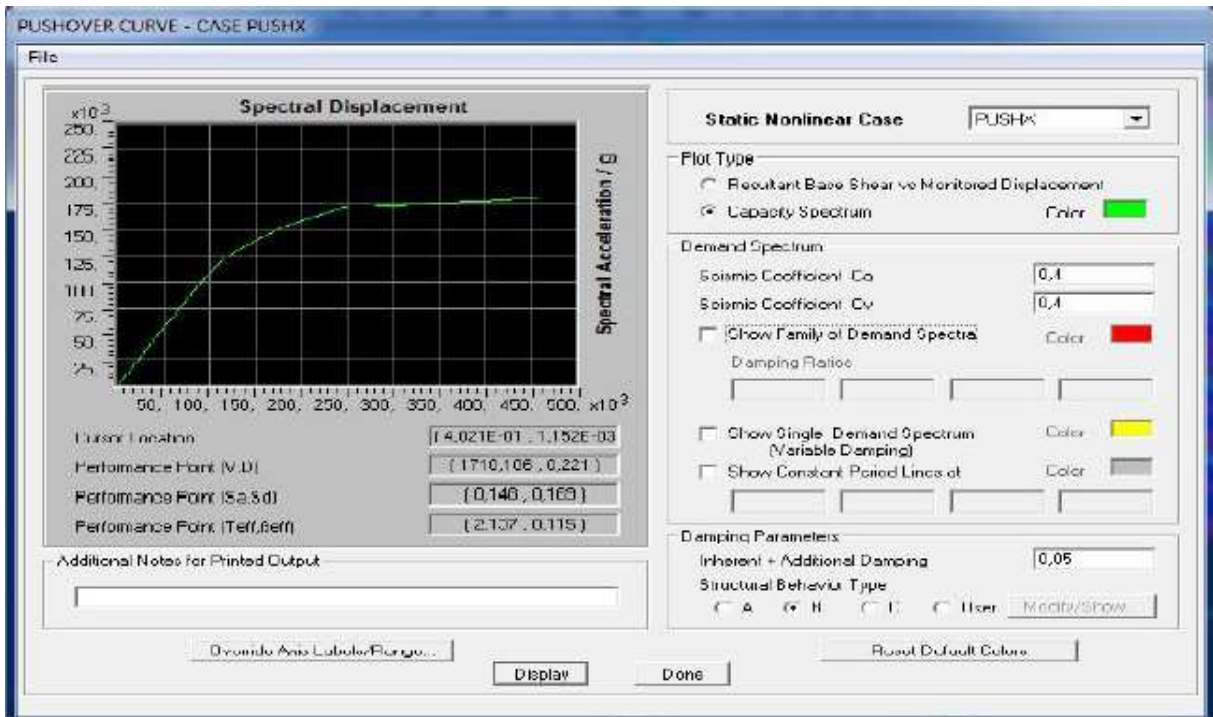


Figure IV.10 La courbe de capacité

Et pour visualiser la courbe de capacité sous forme de tableau il suffit de cliqué sur :

- File → Display Tables (Figure IV.11)

Step	Teff	Beff	Sd (C)	Sa (C)	Sd (D)
0	1,816	0,050	0,000	0,000	0,180
1	1,816	0,050	0,047	0,057	0,180
2	1,816	0,050	0,084	0,103	0,180
3	1,860	0,065	0,117	0,136	0,173
4	2,055	0,121	0,175	0,167	0,159
5	2,275	0,166	0,241	0,188	0,159
6	2,321	0,174	0,256	0,191	0,159
7	2,340	0,178	0,261	0,192	0,159
8	2,528	0,219	0,306	0,193	0,159
9	2,696	0,238	0,351	0,195	0,164
10	2,849	0,250	0,397	0,197	0,170
11	2,990	0,258	0,442	0,199	0,176
12	3,035	0,260	0,458	0,200	0,178

Figure IV.11 Courbe de capacité sous la forme Sa=f(Sd)

- ❖ Visualisation de mécanisme de ruine (formation des rotules plastiques)

Pour cette étape on clique sur :

- Display → Show Deformed Shape → PUSHX Static Nonlinear (pour le sens X-X) ou PUSHY Static Nonlinear (pour le sens Y-Y) (Figure IV.12)

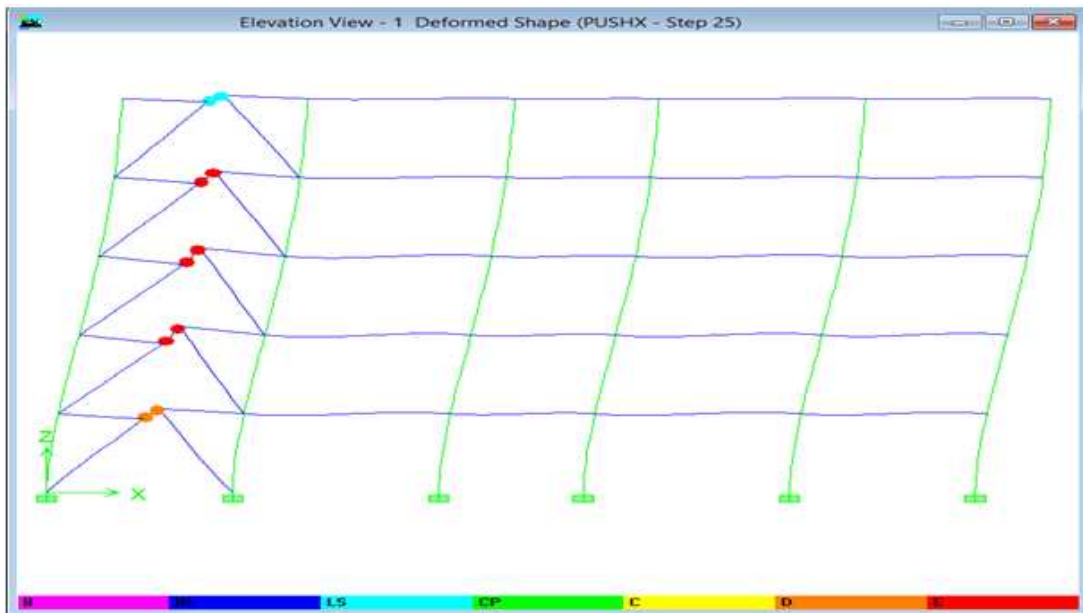


Figure IV.12 : Formation des rotules plastiques

- ❖ localisation des rotules plastique sur la courbe du comportement

Les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain FEMA 273 [13] (Figure IV.10).

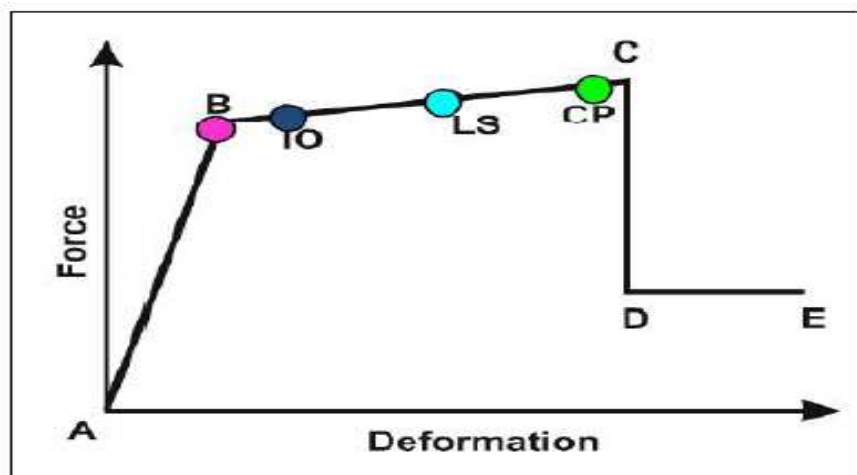


Figure IV.13 : La courbe de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages .

Le segment A-B représente la phase élastique de la section, le point C correspond à la capacité ultime et marque le début de la phase de dégradation de la section (chute de résistance)

le segment C-D des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires, la déformation ultime jusqu'à atteindre (le Point E) correspondant à la ruine de la section.

Au niveau **IO (Immediate Occupancy)**, les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.

Au niveau **LS (Life Safety)**, la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.

Au niveau **CP (Collapse Prévention)**, la section a subi de grandes déformations post élastiques, au delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Résistance à l'arrachement

Lorsqu'elles sont bien réalisées, les liaisons entre éléments (soudure ou boulonnage) doivent assurer la continuité mécanique des éléments assemblés. Les règles définissent les conditions de mise en œuvre. Il faut éviter toute rupture fragile (protocoles de mise en œuvre à respecter).

Les zones ductiles dans les barres doivent « fonctionner » (formation de la rotule plastique) avant que le niveau de contraintes soit trop élevé dans les assemblages.

Ils seront réalisés soit :

- Par boulonnage : on utilise des boulons ordinaires ou bien des boulons à haute résistance (HR).
- Par soudure.

Les poutres et les poteaux sont modélisée par des éléments linéaires « Frame », ils sont de classe 1 ou de classe 2 (capacité de déformation dans le domaine plastique) (Figure IV.2.)

- Poteaux : **HEA 300** (Classe 2)
- Poutres principales : **IPE 200** (Classe 1)
- Poutres secondaires : **IPE 160** (Classe 1)
- Solives : **IPE 140** (Classe 1)

NB : Les caractéristiques des éléments sont présenté dans l'annexe B.

CHAPITRE

5

Interprétation des résultats

V.1. Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons procéder à la présentation et l'interprétation des résultats obtenus après l'étude (analyse push over) qu'est été mené sur la structure présentée dans le chapitre IV.

Cette étude a été effectuée en considérant trois cas:

Le 1^{er} cas; la structure à contreventement excentrique avec un tronçon long.

Le 2^{ème} cas; la structure à contreventement excentrique avec un tronçon court.

Le 3^{ème} cas; la structure à contreventement excentrique avec un tronçon intermédiaire.

Ces résultats sont obtenus après la vérification de comportement dynamique de la structure vis-à-vis des articles de RPA (Voir annexe 1)

Ce chapitre sera structuré comme suit :

- Présentation des résultats pour les trois cas :
 - Extraction des courbes de capacités.
 - La représentation bilinéaire des courbes de capacités
 - Évaluation de point de performance.
 - Les domaines de dommages.
 - Les dégâts probables
 - Mécanismes de ruine.
 - Déplacement inter étages maximal (Δ_{max}).
 - Demande en ductilité (μ_D). (Degré de pénétration dans le domaine plastique).
 - Raideur initial de la structure (K_i)
 - Raideur de la structure au point de performance (K_p).
 - Indicateur de dégradation global de la structure (I_d).
- Etude comparative des résultats.
- Conclusion.

V.2 Présentation des résultats

V.2.1 La structure avec contreventement excentrique a tronçon long (Variante 1)

V.2.2.1 La disposition des palées de stabilité

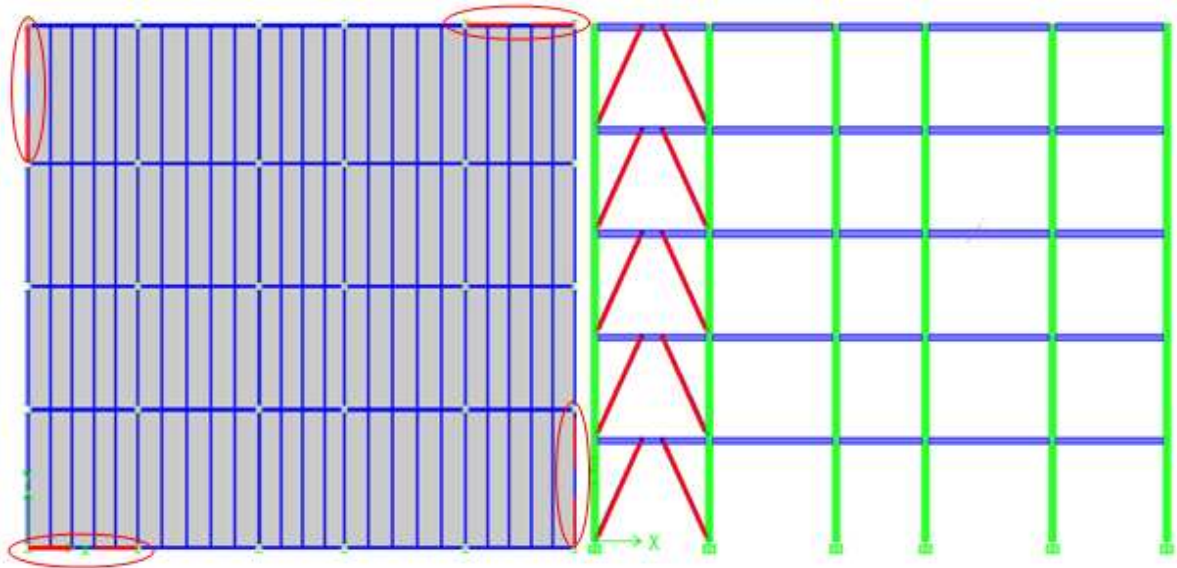


Figure V.1 Disposition des palées de stabilité

V.2.1.2. Extraction des courbes de capacités

Les courbes de capacités obtenues après l'analyse non linéaire (Figure V.2 et V.3)

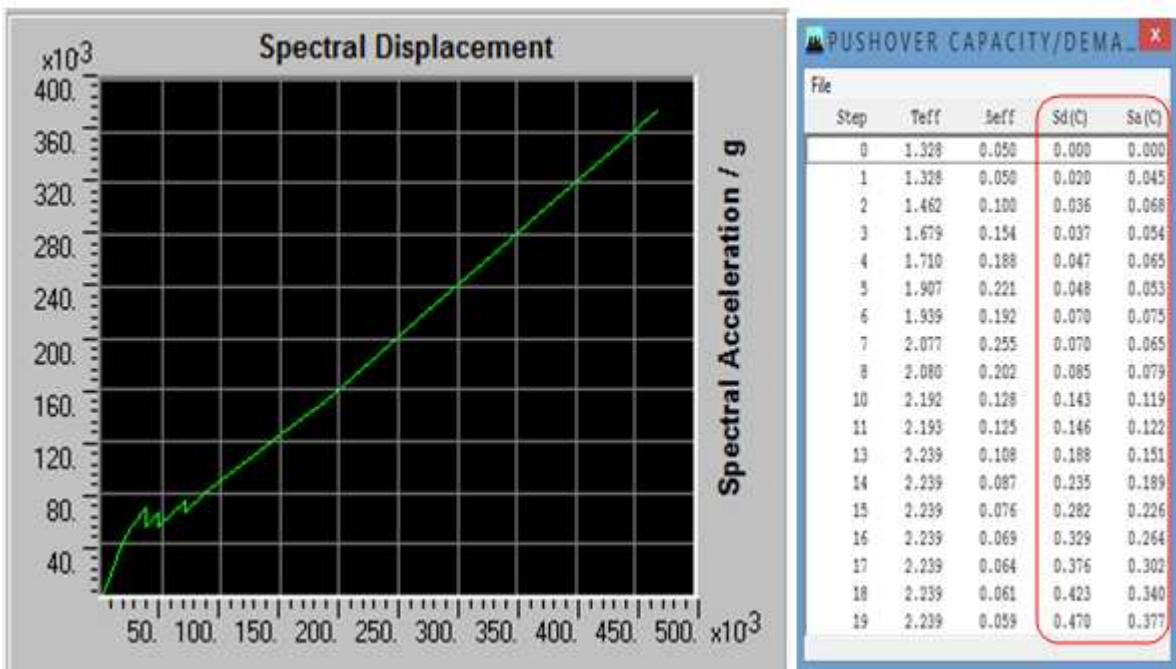


Figure V.2 Courbe de capacité selon le sens X-X

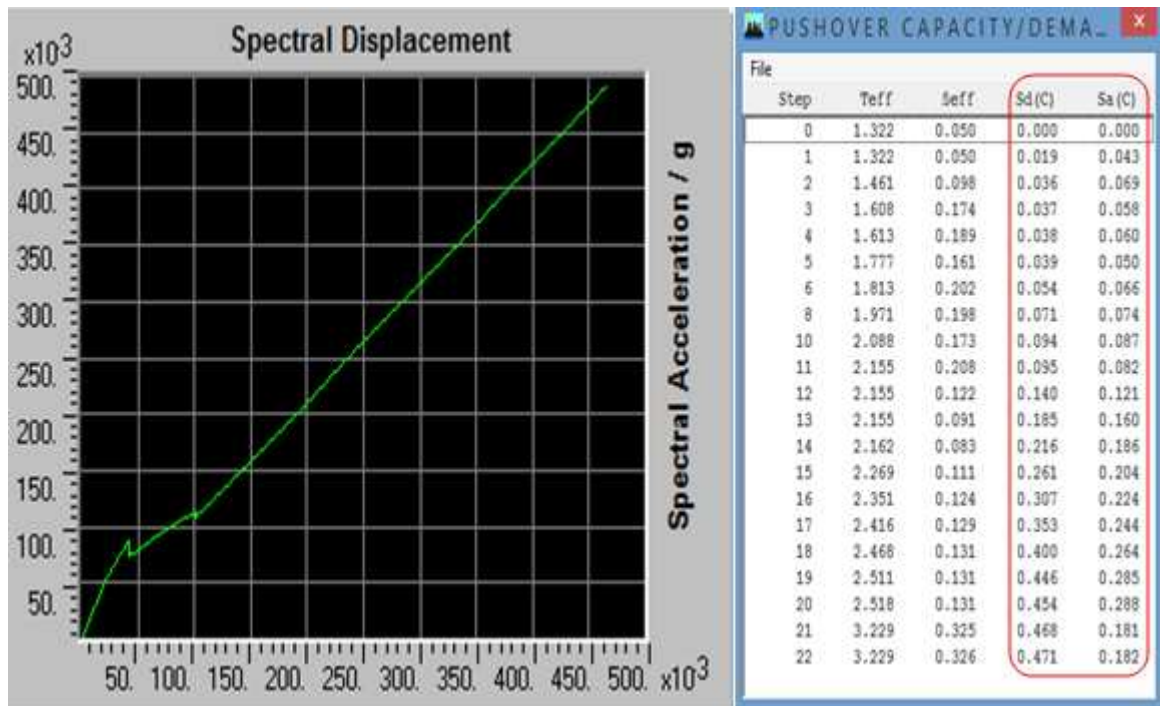


Figure V.3 Courbe de capacité selon le sens Y-Y

V.2.1.3 La représentation bilinéaire de la courbe de capacité

La représentation bilinéaire de la courbe de capacité est donnée dans la (Figure V.4)

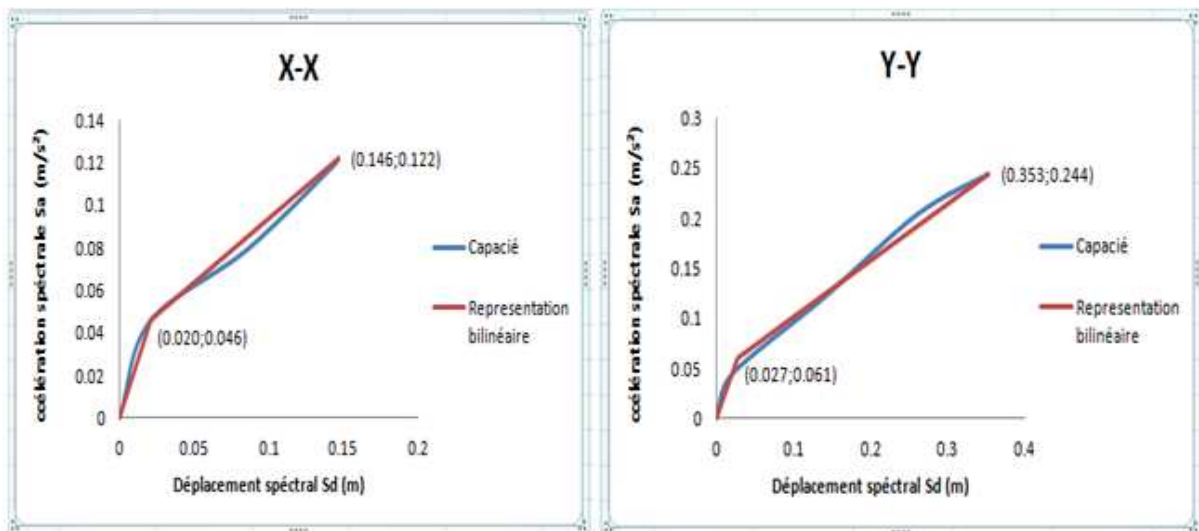


Figure V.4 La représentation bilinéaire de la courbe de capacité selon les deux sens

Les limites élastiques et ultimes obtenus après l'idéalisation de la courbe de la capacité sont données dans le tableau suivant : (Tableau V.1)

	S_{dy} (m)	S_{ay} (m/s²)	S_{du} (m)	S_{au} (m/s²)
Le sens XX	0.020	0.046	0.146	0.122
Le sens YY	0.027	0.061	0.335	0.244

Tableau V.1 Les limites élastiques et ultimes de la structure

V.2.1.4 Evaluation de point de performance

Pour déterminer le point de performance, en utilisant la procédure B (ou la procédure non itérative), donnée par le code ATC 40 , qui est basé sur la superposition des deux courbes de l'amortissement effectif de la capacité et de la demande sismique. (Figure V.5 et V.6)

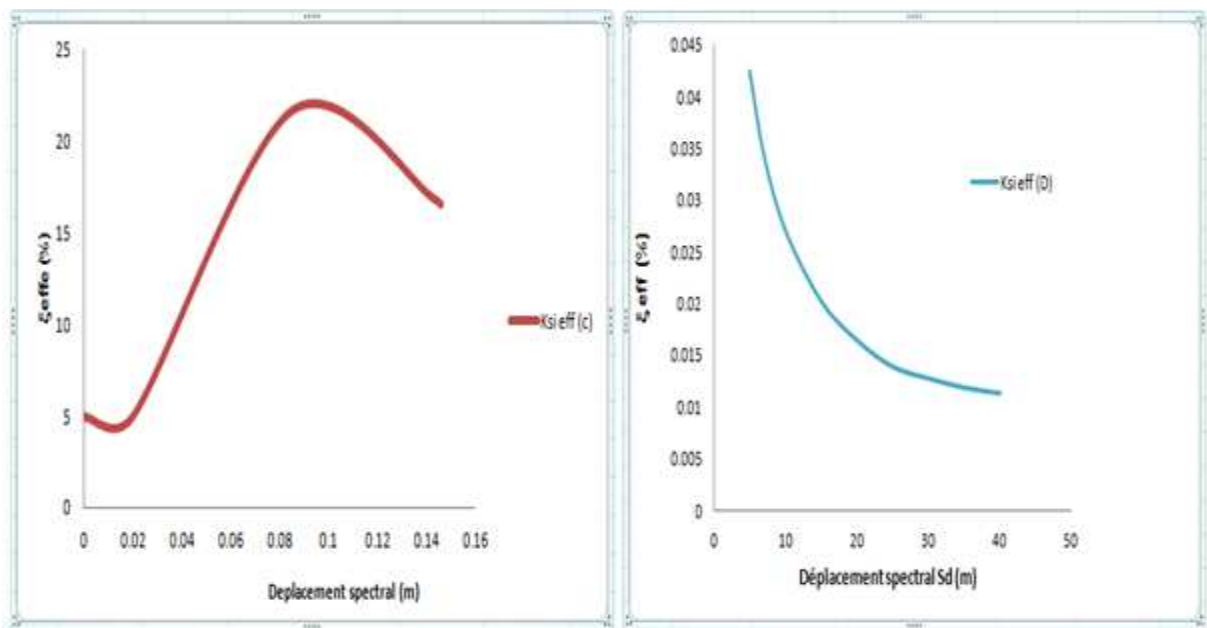


Figure V.5 Les courbes de l'amortissement effectif (capacité et demande) selon le sens X-X

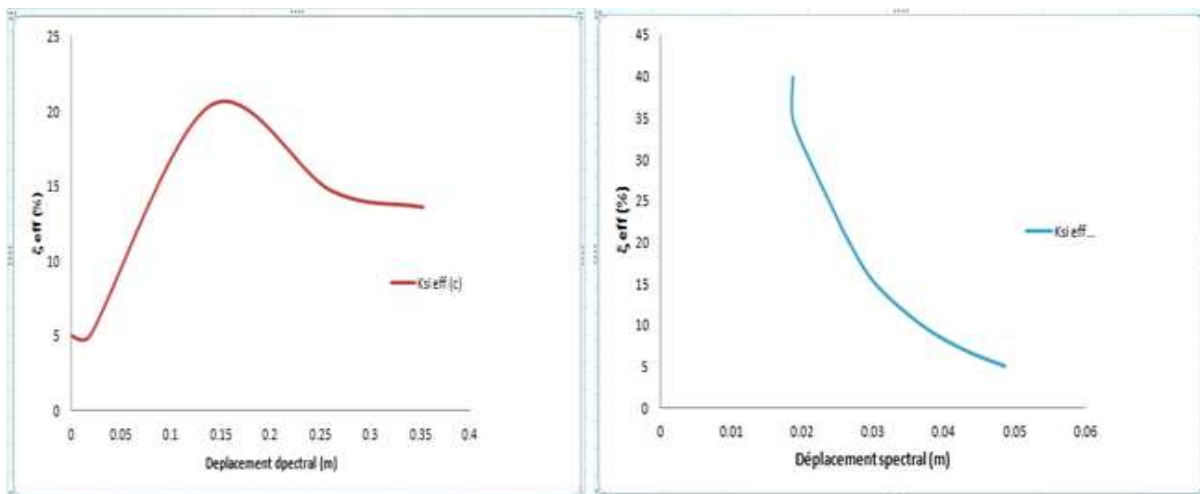


Figure V.6 Les courbes de l’amortissement effectif (capacité et demande) selon le sens Y-Y

Le point de performance est obtenu à partir de l’intersection des deux courbes d’amortissement effectif de la capacité et de la demande sismique. (Figure V.7 et V.8)

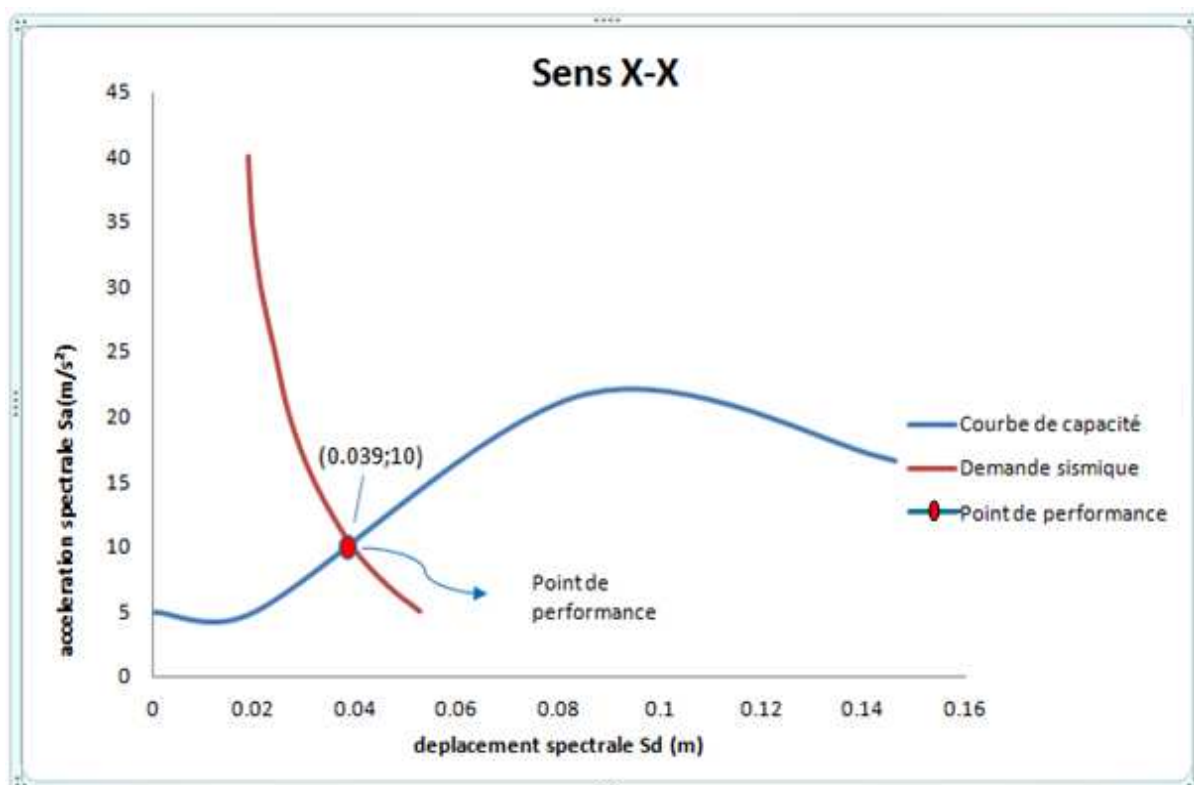


Figure V.7 Point de performance selon le sens X-X

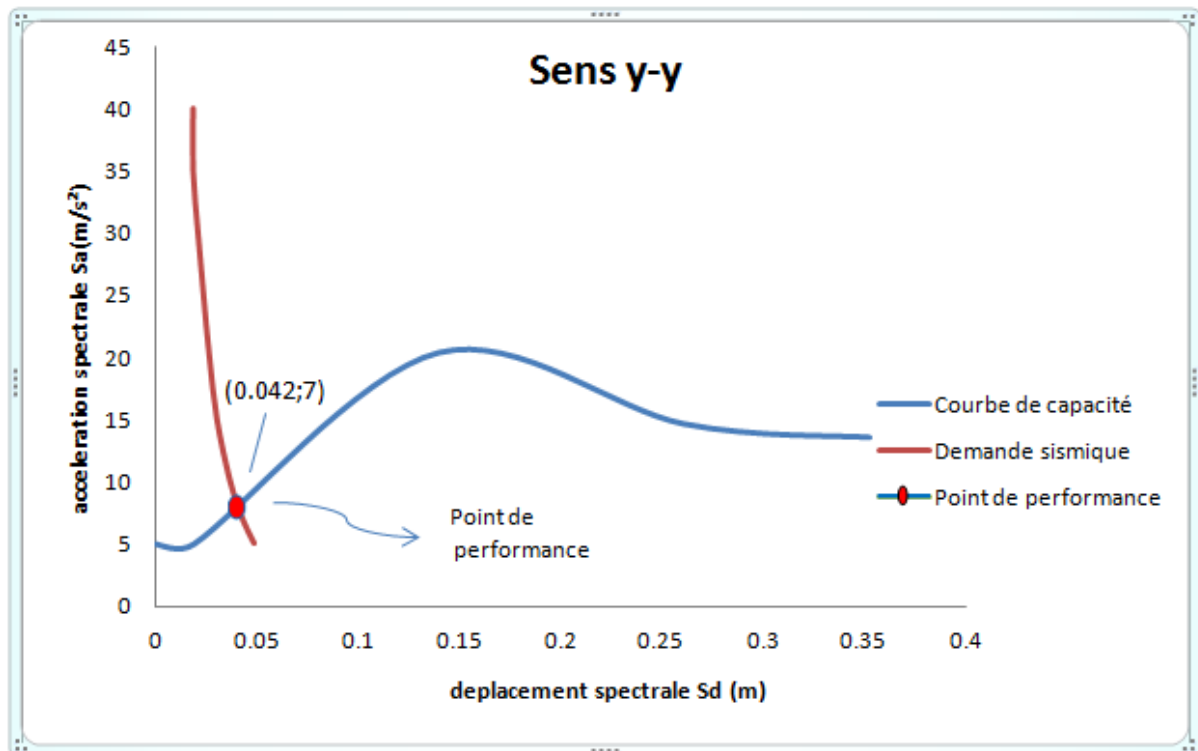


Figure V.8 Point de performance selon le sens Y-Y

V.2.1.5 Les domaines de dommages

La courbe de capacité est divisée en cinq niveaux et chaque niveau correspond à un domaine de dommage décrit par l'échelle EMS98 [8]. (Tableau V-2 et Figure V.9 et V.10)

Domaine de dommages	Déplacements spectraux	Valeur de S_d (m)	
		Selon X-X	Selon Y-Y
DG1	$S_d = 0.4 S_{dy}$	0.0083	0.0109
DG2	$S_d = 0.8 S_{dy}$	0.0166	0.0216
DG3	$S_d = S_{dy} + 0.25(S_{du} + S_{dy})$	0.087	0.1718
DG4	$S_d = 0.75 S_{du}$	0.1095	0.2513
DG5	$S_d = S_{du}$	0.146	0.353

Tableau V-2 : Les domaines des dommages

S_{dy} : déplacement de la limite élastique

S_{du} : déplacement de la limite ultime

Remarque : La limite élastique S_{dy} , et la limite ultime S_{du} sont déterminées à partir de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

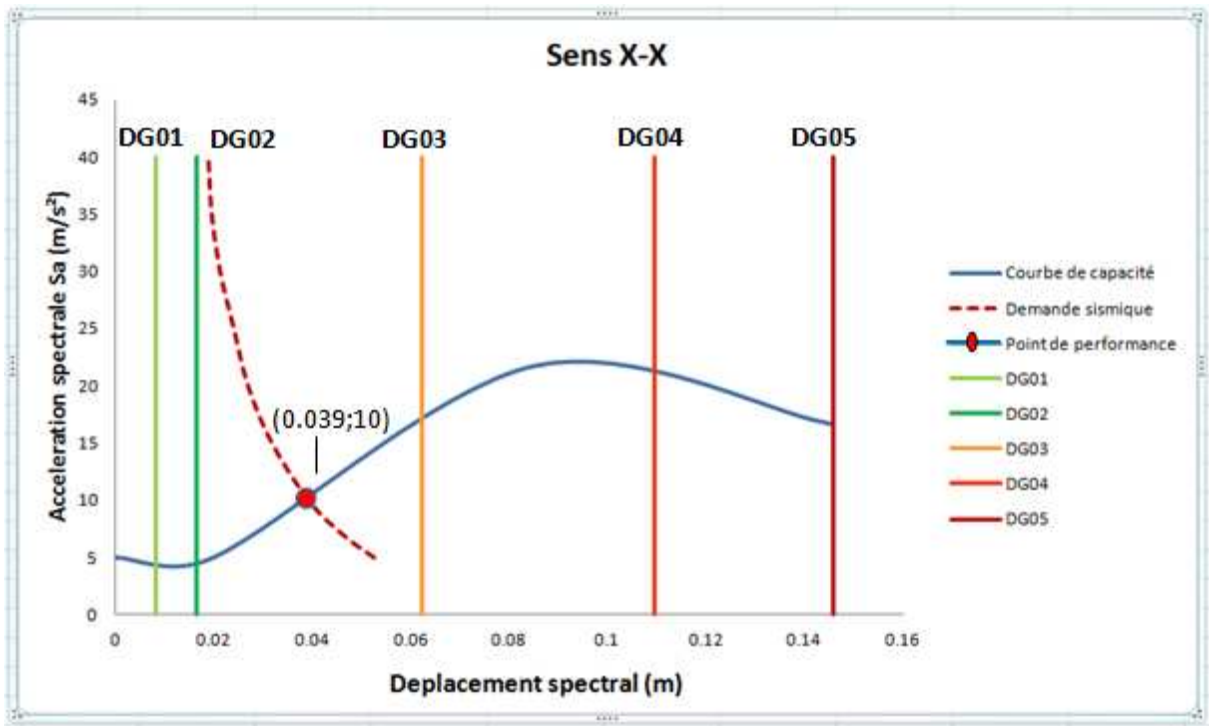


Figure V.9 Domaines des dommages selon X-X

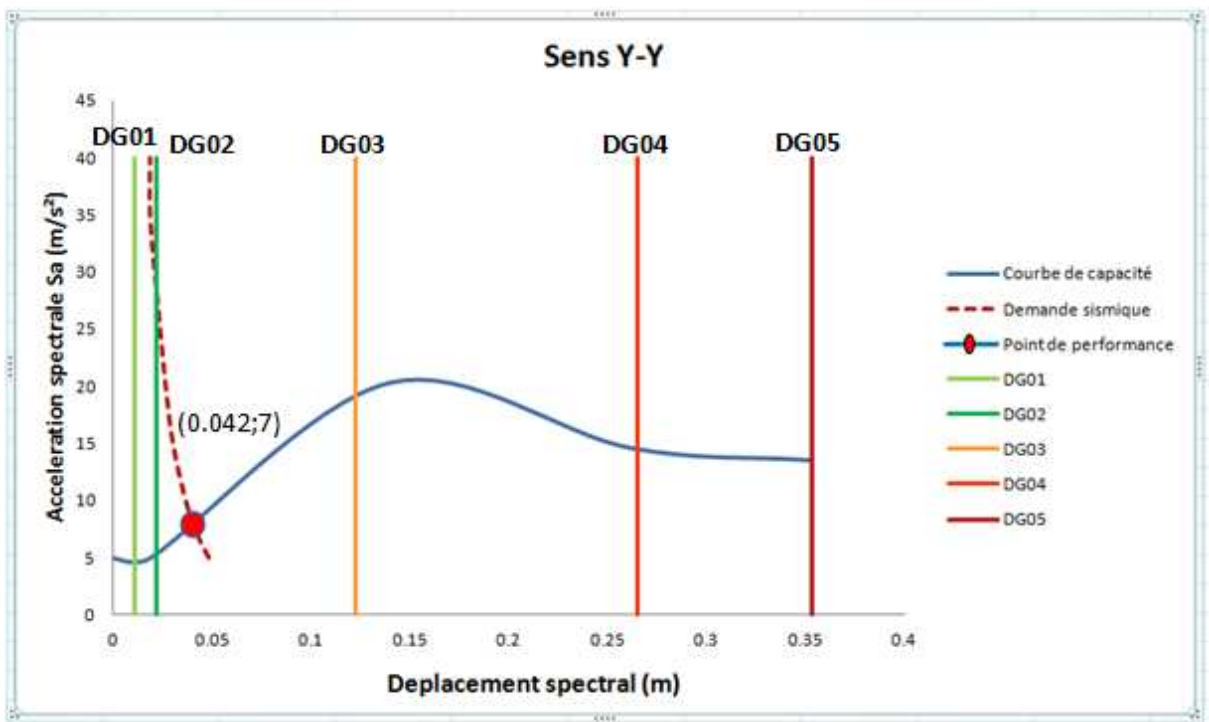


Figure V.10 Domaines des dommages selon Y-Y

V.2.1.6 Les dégâts probables

❖ Pour les deux directions

Le domaine de dommage selon les deux directions (X-X et Y-Y) est de niveau 3, donc La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois les dégâts sont sensibles à importants (dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants)

- Fissures dans les poteaux et les poutres et dans les noeuds et des murs avec des ouvertures.
- la flexion ou la rupture des zones actives de quelques travées sans provoquer la ruine.
- Plastification des barres de contreventement (palées de stabilité).
- Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.

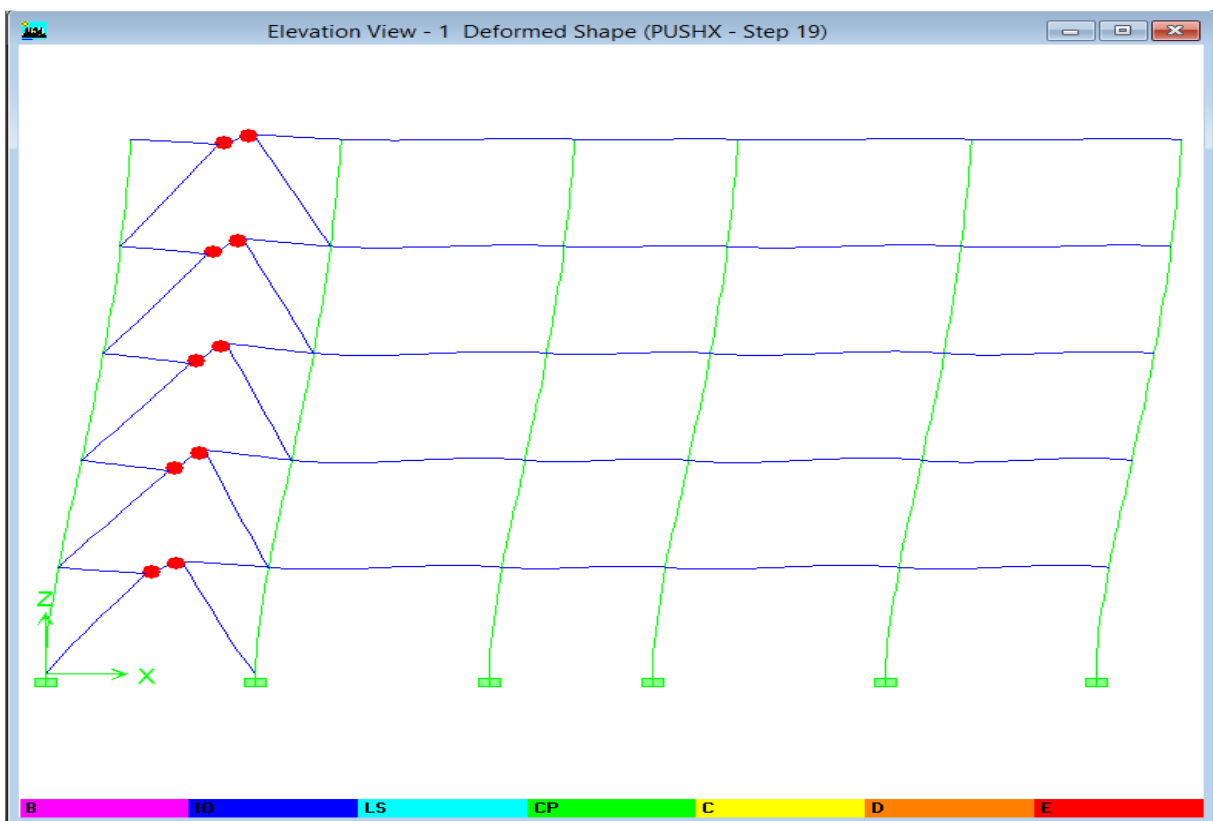


Figure V.11 Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X

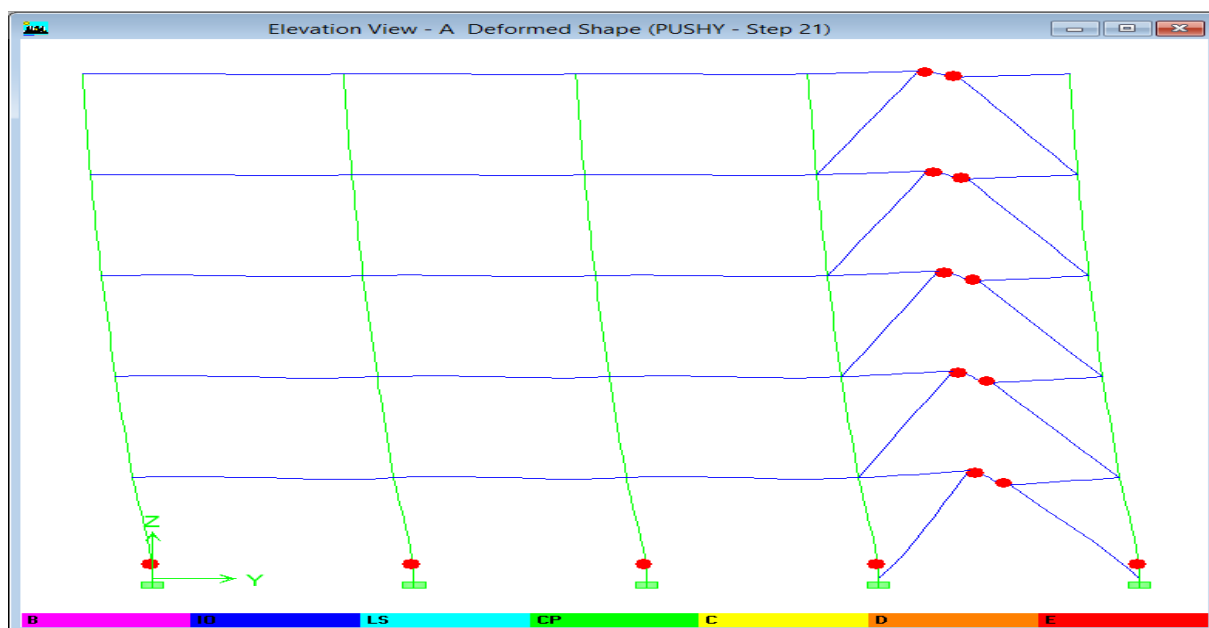


Figure V.12 Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y

V.2.1.8 Déplacements inter-étages maximal (Δ_{max})

Les déplacements inter étages sont donnés dans le tableau suivant ; (Tableau V.3)

Le déplacement entre	Δx (cm)	Δy (cm)
Base - 1 niveau	0.86	1.03
1-2 Niveau	1.31	1.79
2-3 Niveau	1.68	<u>1.99</u>
3-4 Niveau	<u>1.98</u>	1.46
4-5 Niveau	1.28	1.08

Tableau V.3 Déplacements inter-étages

V.2.1.8. Demande en ductilité (μ_D) (Degré de pénétration dans le domaine plastique)

Le critère de ductilité (μ_D) est un critère qui nous renseigne sur la capacité de la structure à se déformer dans son domaine plastique, ce critère est exprimé par le rapport entre le déplacement en point de performance (S_{dp}) et le déplacement à la limite élastique (S_{dy}) de la structure. [24]

Pour notre structure :

- Le sens X-X

$$\left. \begin{array}{l} S_{dy} = 2.07 \text{ cm} \\ S_{dp} = 3.9 \text{ cm} \end{array} \right\} \mu_D = 1.884$$

- Le sens Y-Y

$$\left. \begin{array}{l} S_{dy} = 2,72 \text{ cm} \\ S_{dp} = 4,2 \text{ cm} \end{array} \right\} \mu_D = 1.54$$

V.2.1.10 Raideur initial de la structure (K_i)

La raideur initiale de la structure est obtenue par le rapport entre l'effort tranchant et le déplacement à la limite élastique (V_y/D_y), qui sont donnés par les relations suivantes :

- Effort tranchant à la limite élastique

$$V_y = S_{ay} * w * \alpha$$

Avec :

S_{ay} : Accélération spectrale à la limite élastique.

w : Le poids de la structure.

α : Pourcentage de masse sismique mobilisée.

- Le déplacement à la limite élastique

$$D_y = S_{dy} * \Gamma * \emptyset_1$$

Avec :

S_{dy} : Déplacement spectrale à la limite élastique.

Γ : Facteur de participation modale.

\emptyset_1 : Amplitude du mode de vibration au sommet

	Vy (KN)	Dy (m)	Ki (KN/m)
Sens X-X	619.73	0.042	14755.48
Sens Y-Y	791.749	0.056	14138.38

Tableau V.4 Les valeurs de Vy, Dy et Ki

V.2.1.11 Raideur de la structure au point de performance (Kp)

La raideur au point de performance est le rapport entre l'effort tranchant et le déplacement en ce point (V_p/D_p).

- Effort tranchant au point de performance

$$V_p = S_{ap} * M * \alpha$$

Avec :

S_{ap} : accélération spectrale au point de performance.

- Le déplacement au point de performance

$$D_p = S_{dp} * \Gamma * \Delta_1$$

avec :

S_{dp} : déplacement spectrale au point de performance.

	Vp (KN)	Dp (m)	Kp (KN/m)
Sens X-X	1350.52	0.082	16271.32
Sens Y-Y	913.164	0.087	10496.14

Tableau V.5 Les valeurs de Vp, Dp et Kp

V.2.1.12 Indicateur de dégradation global de la structure (Id)

L'indicateur de dégradation global (I_d) est un paramètre qui nous renseigne sur la chute de la résistance de la structure après la sollicitation sismique.

Ce paramètre est défini par la relation : $I_d = 1 - K_p / K_e$.

- Pour le sens X-X : **$I_d = 10.27 \%$**
- Pour le sens Y-Y : **$I_d = 25.76 \%$**

V.2.2 La structure avec contreventement excentrique a tronçon court (Variante 2)

V.2.2.1 Extraction des courbes de capacités

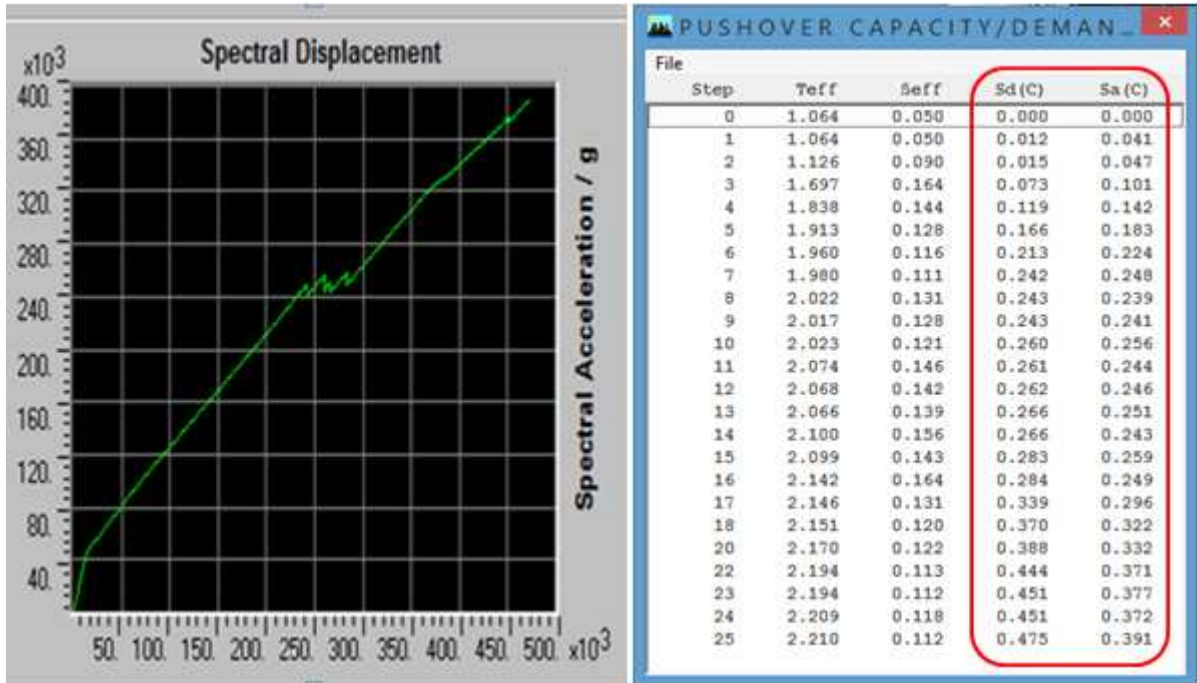


Figure V.13 Courbe de capacité selon le sens X-X

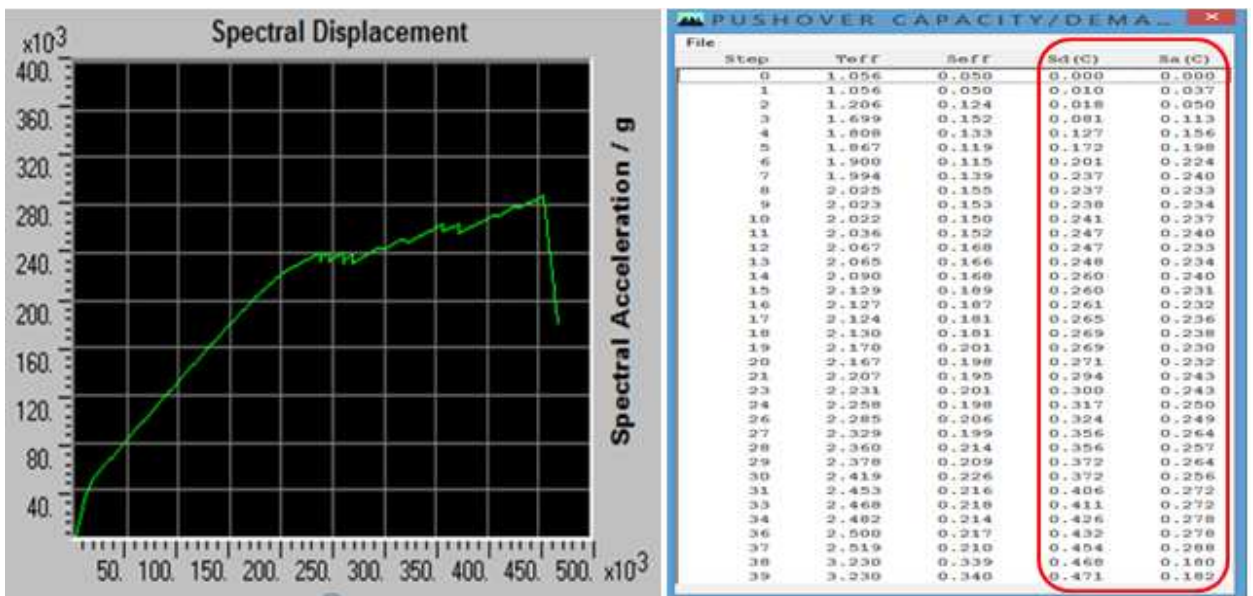


Figure V.14 Courbe de capacité selon le sens Y-Y

V.2.2.3 La représentation bilinéaire de la courbe de capacité

La représentation bilinéaire de la courbe de capacité est donnée dans la (Figure V.15)

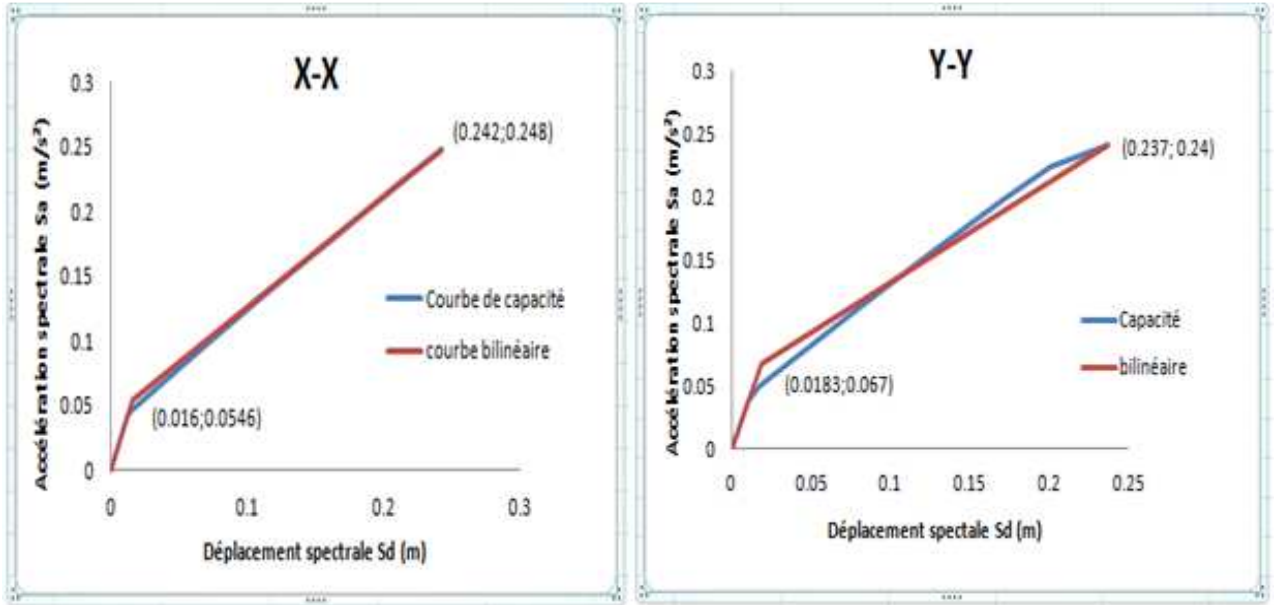


Figure V.15 La représentation bilinéaire de la courbe de capacité selon les deux sens

Les limites élastiques et ultimes obtenus après l'idéalisation de la courbe de la capacité sont données dans le tableau suivant : (Tableau V.6)

Les directions	Sdy (m)	Say (m/s ²)	Sdu (m)	Sau (m/s ²)
Le sens XX	0.016	0.0546	0.242	0.248
Le sens YY	0.0183	0.067	0.237	0.24

Tableau V.6 Les limites élastiques et ultimes de la structure

V.2.2.4 Evaluation de point de performance

Le point de performance est obtenu par la méthode non itérative à partir de l'intersection des deux courbes d'amortissement effectif de la capacité et de la demande et la sismique. (Figure V.16 et V.17)

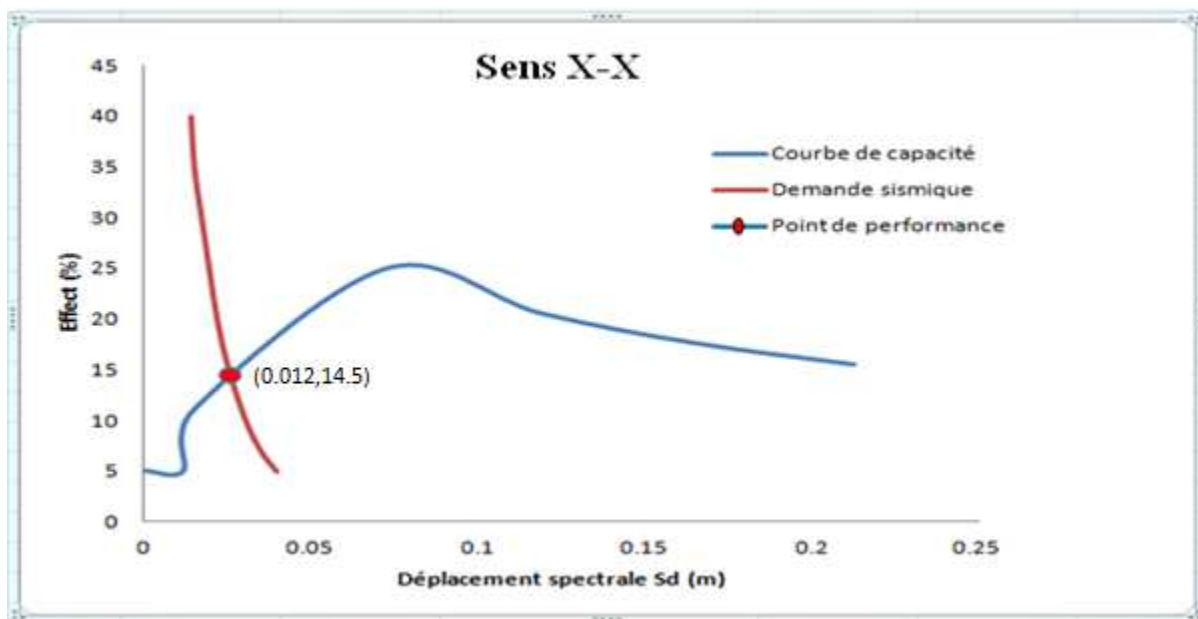


Figure V.16 Point de performance selon le sens X-X

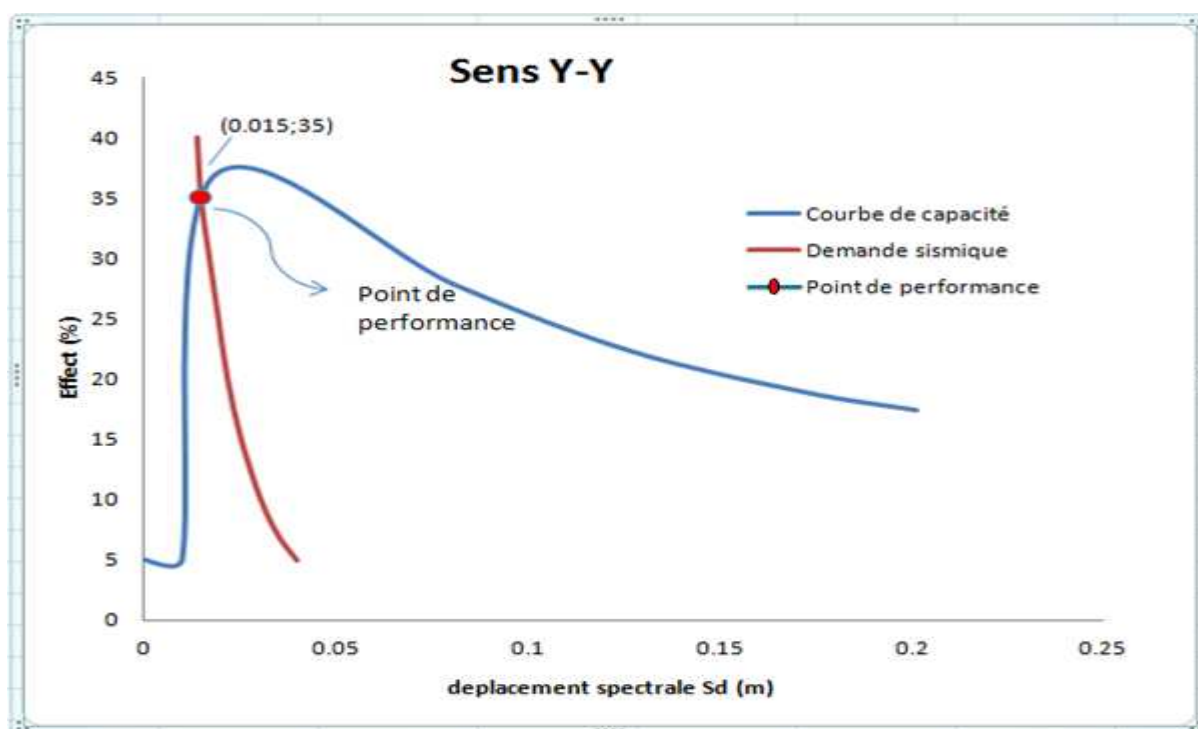


Figure V.17 Point de performance selon le sens Y-Y

V.2.2.5 Les domaines de dommages

La courbe de capacité est divisée en cinq niveaux et chaque niveau correspond à un domaine de dommage décrit par l'échelle EMS98 [8]. (Tableau V-7 et Figure V.8 et V.9)

Domaine de dommages	Déplacements spectraux	Valeur de Sd (m)	
		Selon X-X	Selon Y-Y
DG1	$Sd = 0.4 S_{dy}$	0.006	0.007
DG2	$Sd = 0.8 S_{dy}$	0.012	0.014
DG3	$Sd = S_{dy} + 0.25(S_{du} + S_{dy})$	0.033	0.082
DG4	$Sd = 0.75 S_{du}$	0.412	0.309
DG5	$Sd = S_{du}$	0.242	0.237

S_{dy} : déplacement de la limite élastique

S_{du} : déplacement de la limite ultime

Tableau V-7 Les domaines des dommages

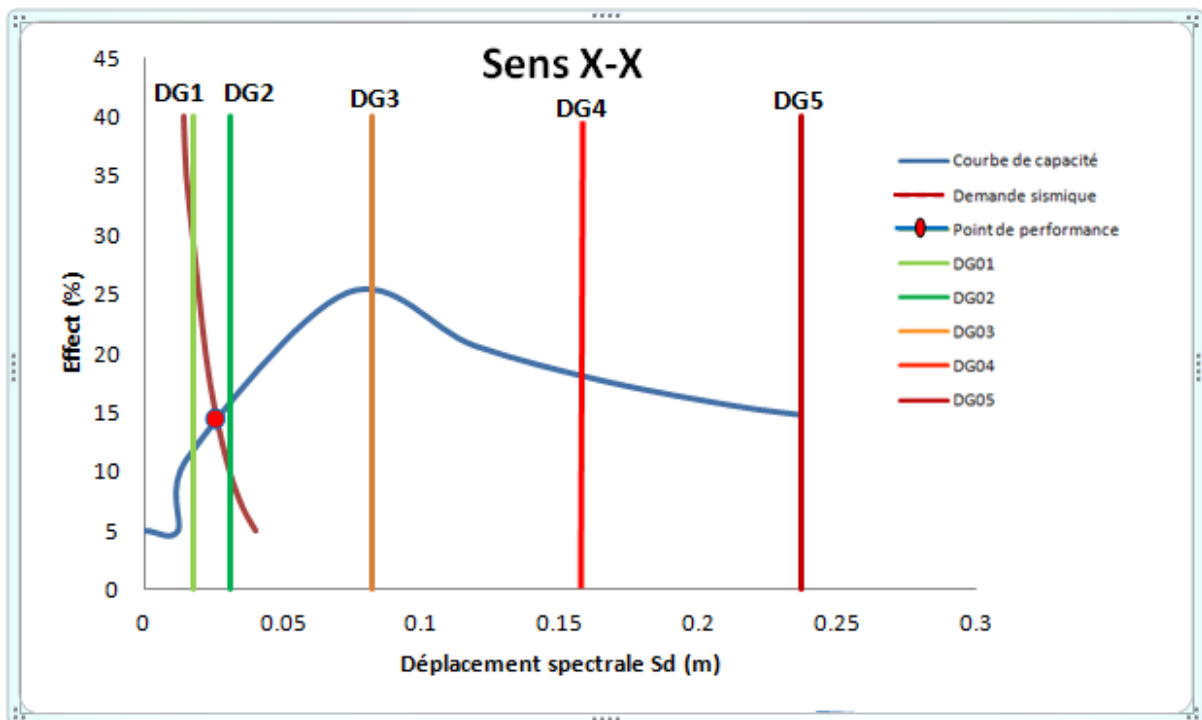


Figure V.18 Domaines des dommages selon X-X

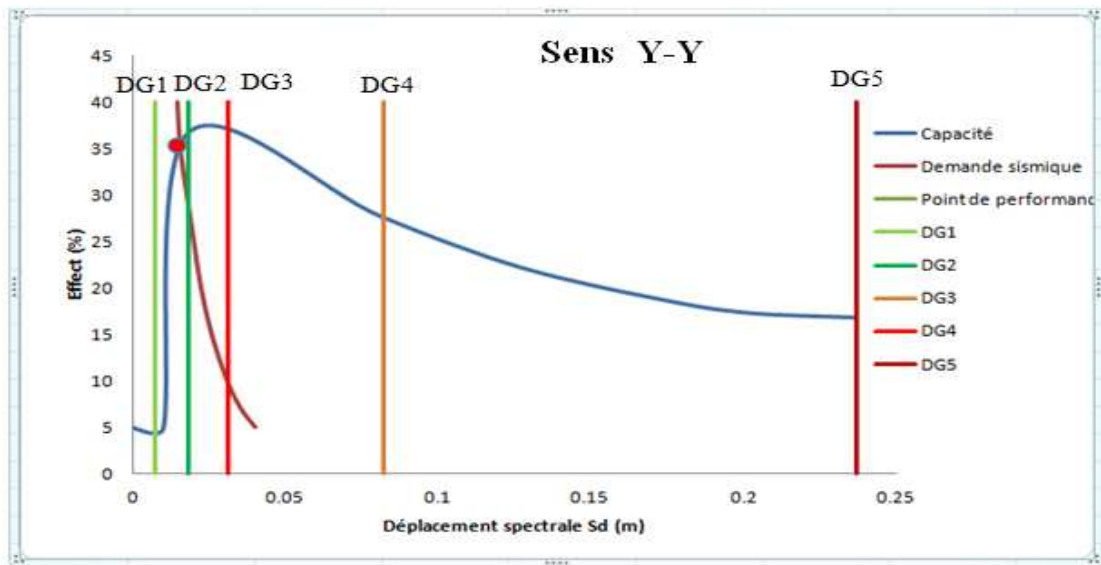


Figure V.19 Domaines des dommages selon Y-Y

V.2.2.6 Les dégâts probables

❖ Pour les deux direction

Le domaine de dommage selon les deux directions (X-X et Y-Y) est de niveau 2, donc il correspond à un niveau de dommage contrôlé, il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement); et les dommages qu'on peut constater sont les suivants :

- Des légers dégâts sur les éléments structuraux.
- Des fissures dans les murs et dans les cloisons.
- Chute des revêtements, de plâtre et du mortier aux jonctions.

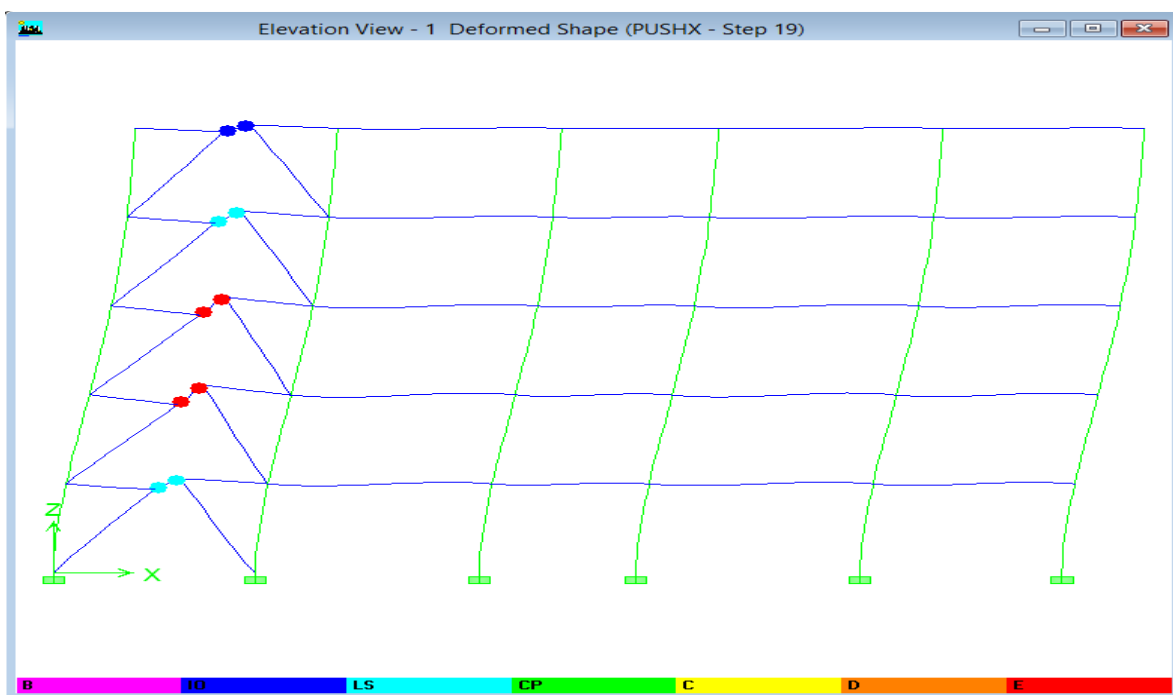


Figure V.20 Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X

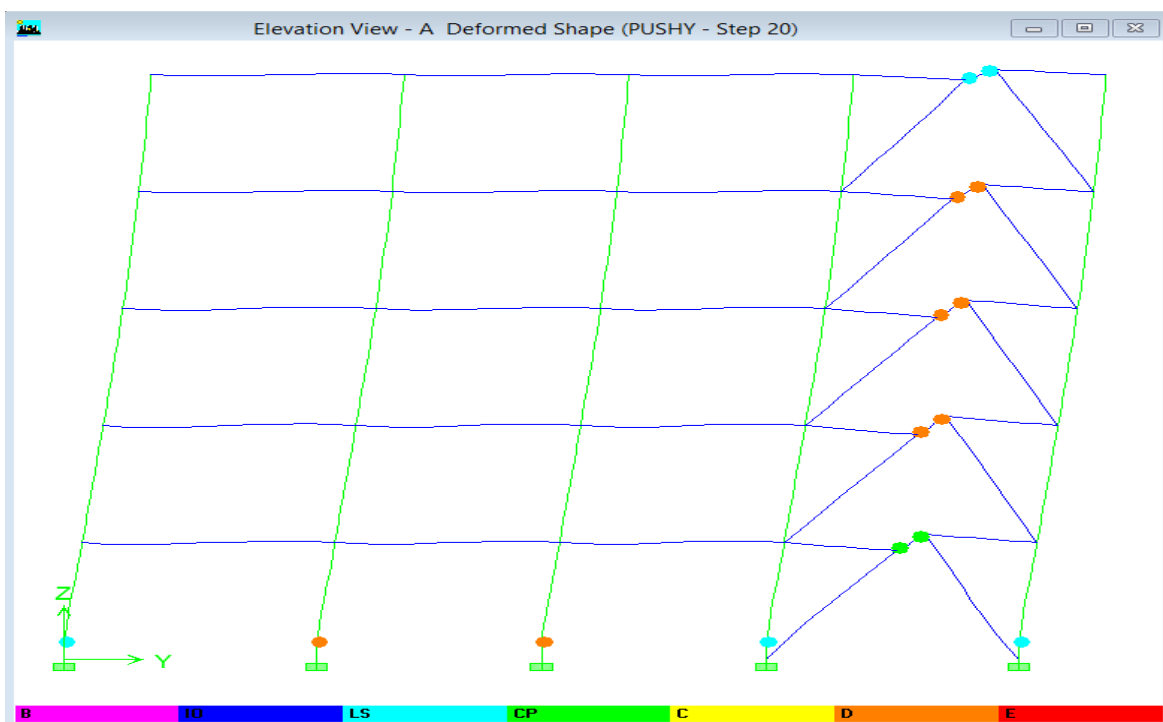


Figure V.21 Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y

s Dans les poteaux, on constate une apparition des rotules en niveau de rez-de-chaussée selon le sens Y-Y

V.2.2.7 Déplacements inter-étages maximal (Δ_{max})

Les déplacements inter étages sont donnés dans le tableau suivant ; (Tableau V.8)

Le déplacement entre	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)
Base - 1 niveau	0.81	0.68
1-2 Niveau	<u>1.12</u>	1.11
2-3 Niveau	1.08	<u>1.19</u>
3-4 Niveau	0.91	0.96
4-5 Niveau	0.65	0.73

Tableau V.8 Déplacements inter-étages

V.2.2.8 Demande en ductilité (μ_D) (Degré de pénétration dans le domaine plastique)

Demande en ductilité (μ_D)

- Le sens X-X

$$\left. \begin{array}{l} S_{dy} = 0.016 \text{ cm} \\ S_{dp} = 0.012 \text{ cm} \end{array} \right\} \mu_D = 0.65$$

- Le sens Y-Y

$$\left. \begin{array}{l} S_{dy} = 0.0183 \text{ cm} \\ S_{dp} = 0.015 \text{ cm} \end{array} \right\} \mu_D = 0.82$$

V.2.2.9 Raideur initial de la structure (K_i)

	V_y (KN)	D_y (m)	K_i (KN/m)
Sens X-X	1981.21	0.089	22260.79
Sens Y-Y	1602.40	0.073	21950.68

Tableau V.9 Les valeurs de V_y , D_y et K_i

V.2.2.10 Raideur de la structure au point de performance (Kp)

	Vy (KN)	Dy (m)	Ki (KN/m)
Sens X-X	1086.77	0.050	21520.20
Sens Y-Y	993.04	0.047	21128.11

Tableau V.10 Les valeurs de Vp, Dp et Kp**V.2.2.11 Indicateur de dégradation global de la structure (Id)**

- Pour le sens X-X : Id = 3.32 %
- Pour le sens Y-Y : Id = 3.75 %

V.2.3 La structure avec contreventement excentrique a tronçon intermédiaire (Variante 3)

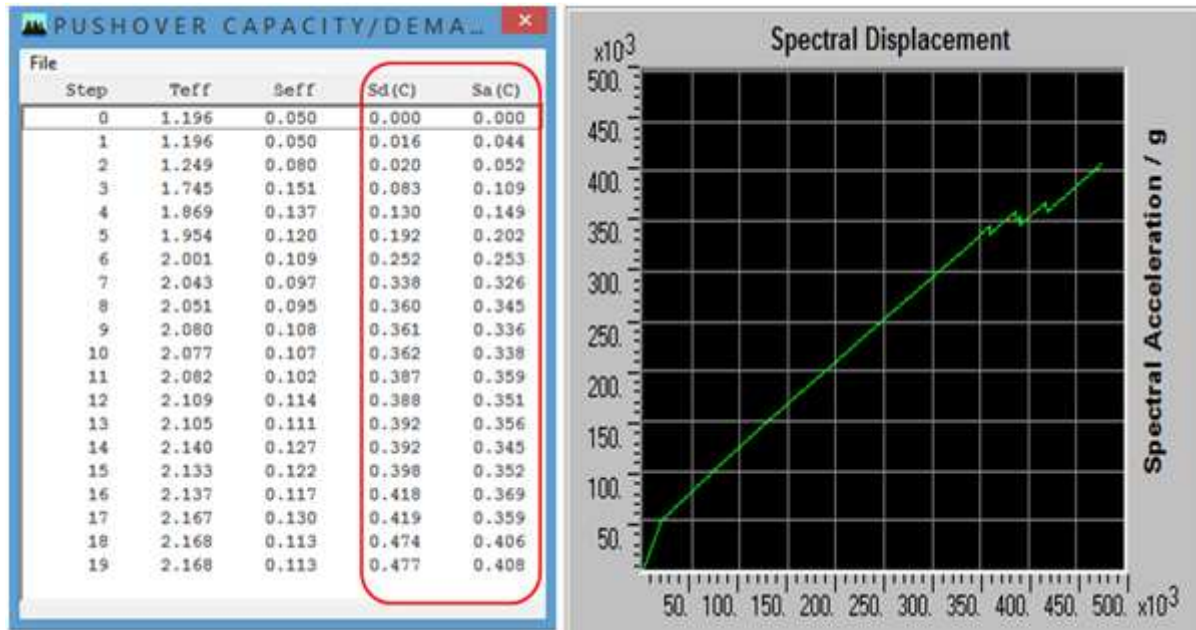


Figure V.22 Courbe de capacité selon le sens X-X

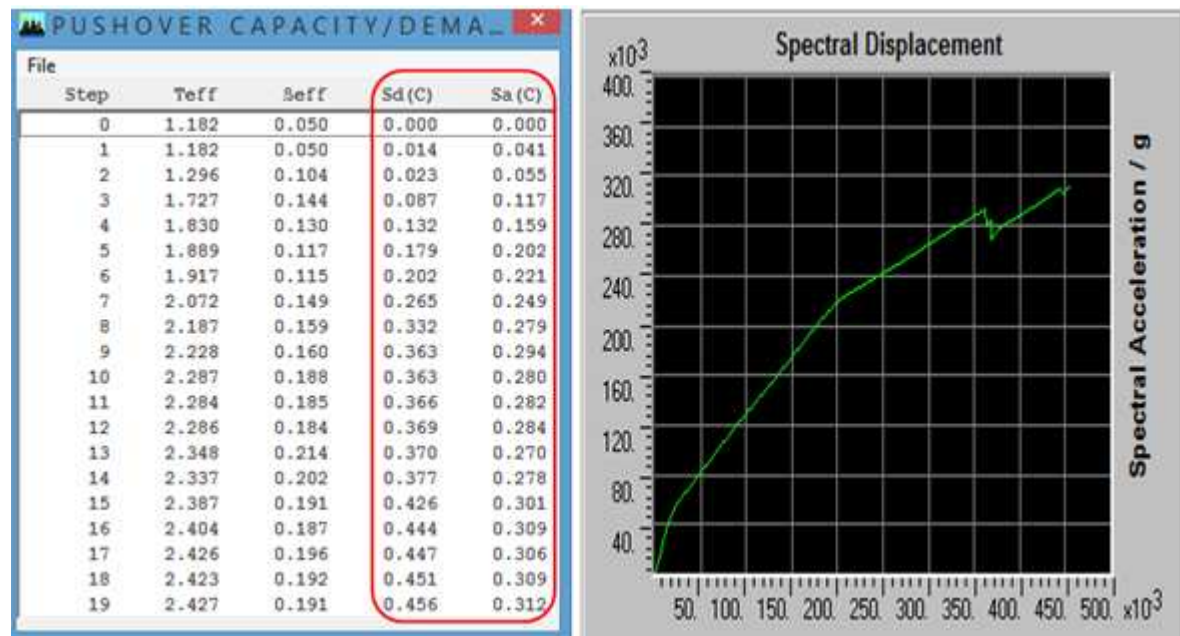


Figure V.23 Courbe de capacité selon le sens Y-Y

V.2.3.1 La représentation bilinéaire de la courbe de capacité

La représentation bilinéaire de la courbe de capacité est donnée dans la (Figure V.24)

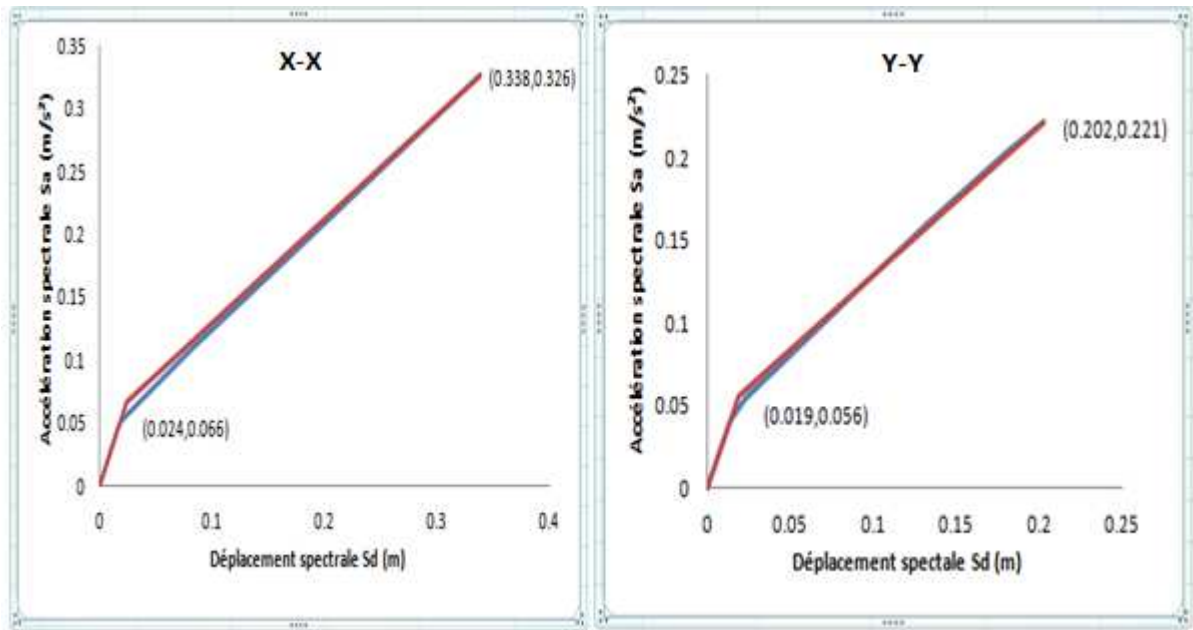


Figure V.24 La représentation bilinéaire de la courbe de capacité selon les deux sens

Les directions	Sdy (m)	Say (m/s ²)	Sdu (m)	Sau (m/s ²)
Le sens XX	0.024	0.066	0.338	0.326
Le sens YY	0.019	0.056	0.202	0.221

Tableau V.11 Les limites élastiques et ultimes de la structure

V.2.3.2 Evaluation de point de performance

Le point de performance est obtenu à partir de l'intersection des deux courbes d'amortissement effectif de la capacité et de la demande sismique. (Figure V.25 et V.26)

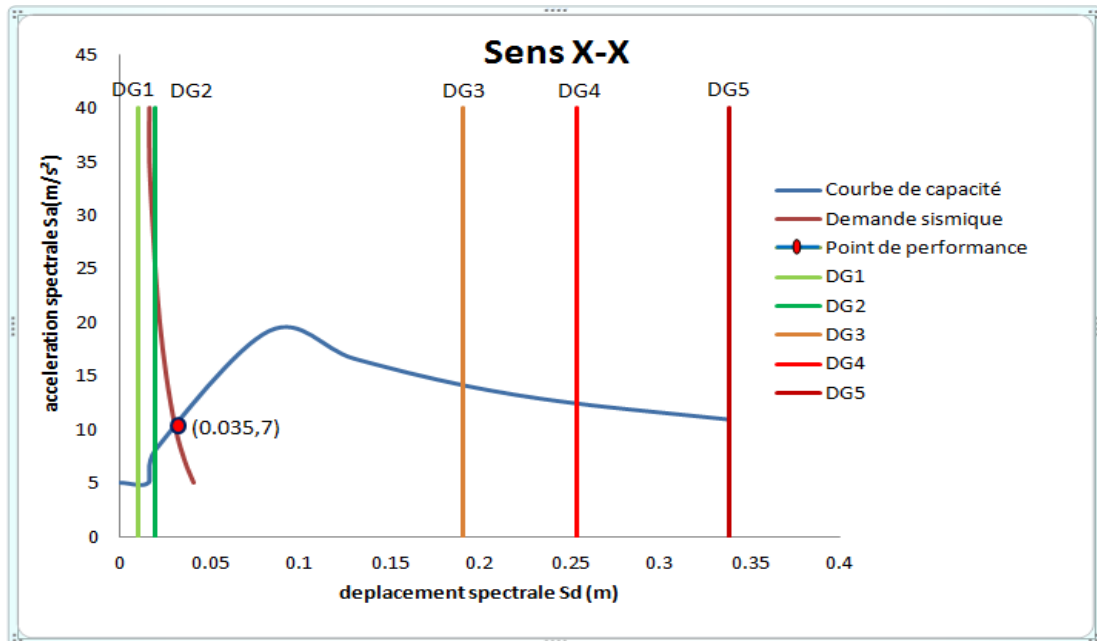


Figure V.25 Point de performance selon le sens X-X

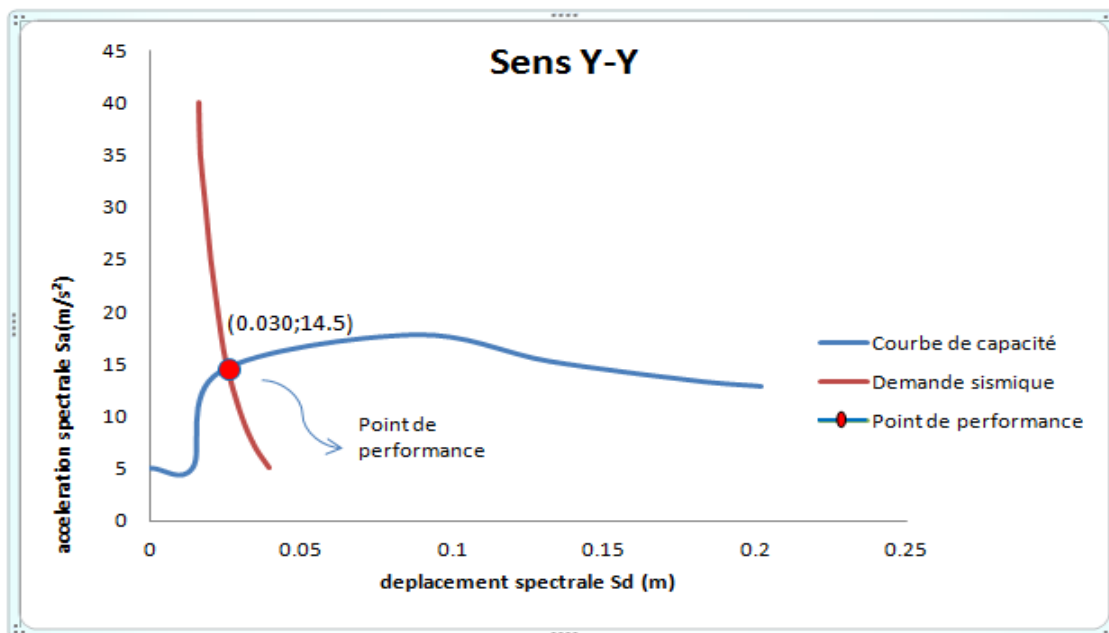


Figure V.26 Point de performance selon le sens Y-Y

V.2.3.3 Les domaines de dommages

La courbe de capacité est divisée en cinq niveaux et chaque niveau correspond à un domaine de dommage décrit par l'échelle EMS98 [8]. (Tableau V.12 et Figure V.27 et V.28)

Domaine de dommages	Déplacements spectraux	Valeur de Sd (m)	
		Selon X-X	Selon Y-Y
DG1	$Sd = 0.4 Sdy$	0.0096	0.0076
DG2	$Sd = 0.8 Sdy$	0.0192	0.0152
DG3	$Sd = Sdy + 0.25(Sdu+Sdy)$	0.19	0.125
DG4	$Sd = 0.75 Sdu$	0.2535	0.1515
DG5	$Sd = Sdu$	0.338	0.221

Tableau V.12 Les domaines des dommages

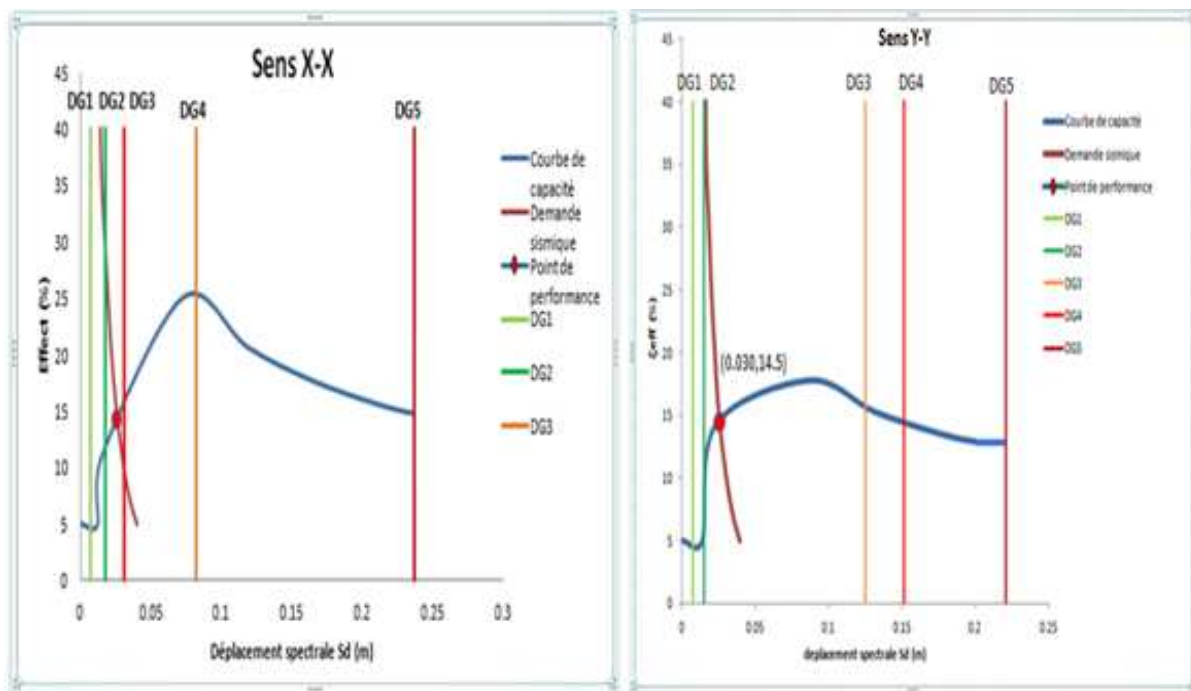


Figure V.27 Domaines des dommages selon X-X et Y-Y

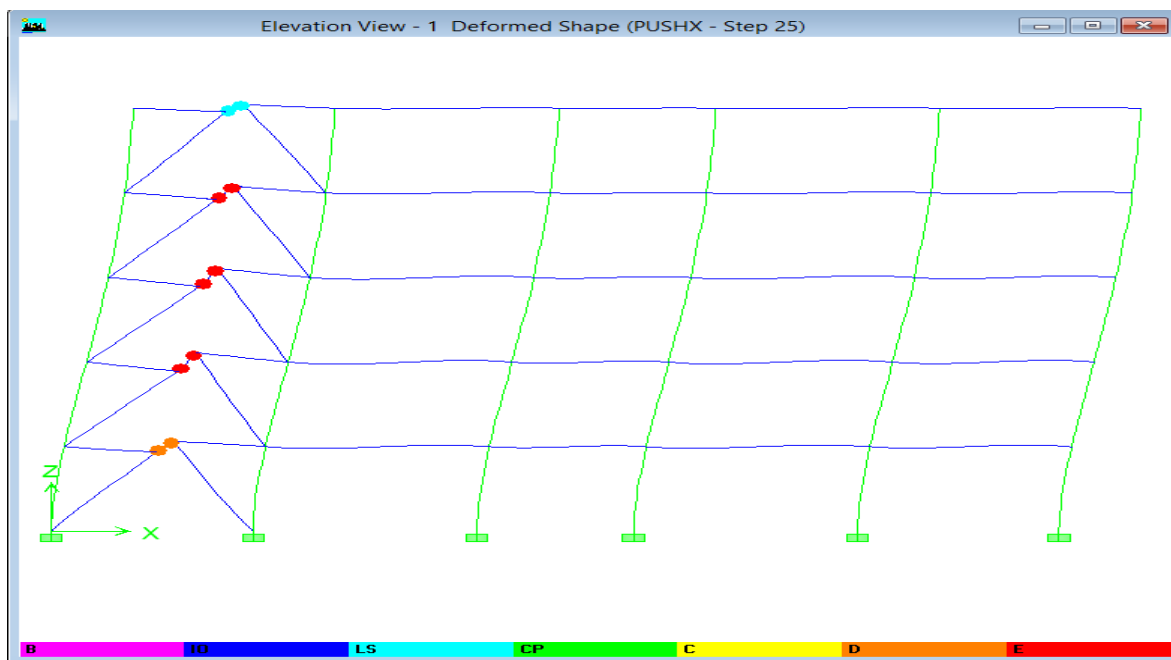


Figure V.28 Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X

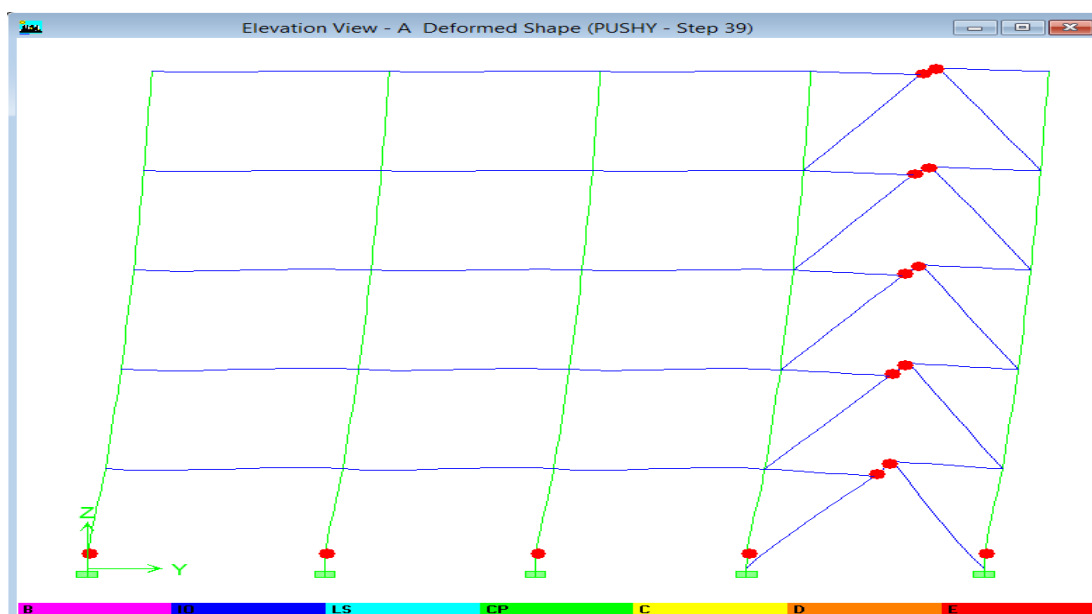


Figure V.29 Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y

V.2.3.4 Déplacements inter étages maximal (Δ_{max})

Les déplacements inter étages sont donnés dans le tableau suivant ; (Tableau V.13)

Le déplacement entre	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)
Base - 1 niveau	1.04	0.84
1-2 Niveau	1.80	<u>1.98</u>
2-3 Niveau	<u>1.99</u>	1.68
3-4 Niveau	2.52	1.16
4-5 Niveau	1.37	1.28

Tableau V.13 Les déplacements inter étages

V.2.3.5 Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

	Demande en ductilité μ_D	Raideur initiale K_i (KN)	Raideur en point de performance K_p (KN)	Indicateur de dégradation I_d (%)
Le sens X-X	0.57	23241.19	22044.27	5.15
Le sens Y-Y	0.62	22353.85	21602.42	3.36

Tableau V.14 Les déplacements inter-étages

V.4 Etude comparative des résultats

Cette étude comparative a pour objectif de visualiser et d'analyser les différents résultats trouvés et en même temps afin de repérer le meilleur comportement sismique entre les structures renforcées avec les différentes longueurs de la zone active.

Les critères de comparaison sont :

- Les déplacements et les accélérations au point de performance de chaque cas étudié.
- Le déplacement inter-étage maximal.
- La demande a la ductilité.
- L'indicateur de dégradation global de la structure (Id).

V.4.1 Les déplacements et les accélérations au point de performance

Pour chaque cas étudié le déplacement et l'accélération au point de performance sont donnés dans l'histogramme suivant : (Figure V.30 et V.31)

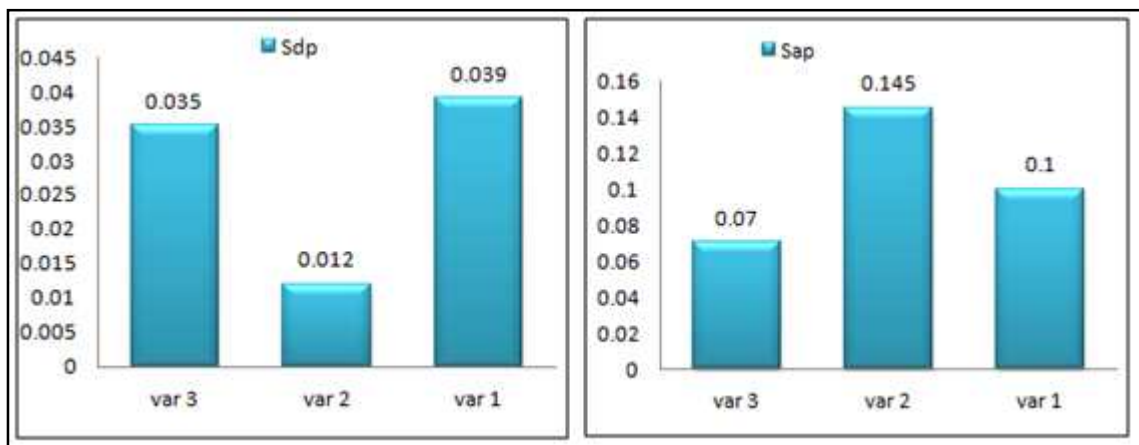


Figure V.30 Les déplacements (Sdp) et les accélérations (Sap) au point de performance selon le sens X-X

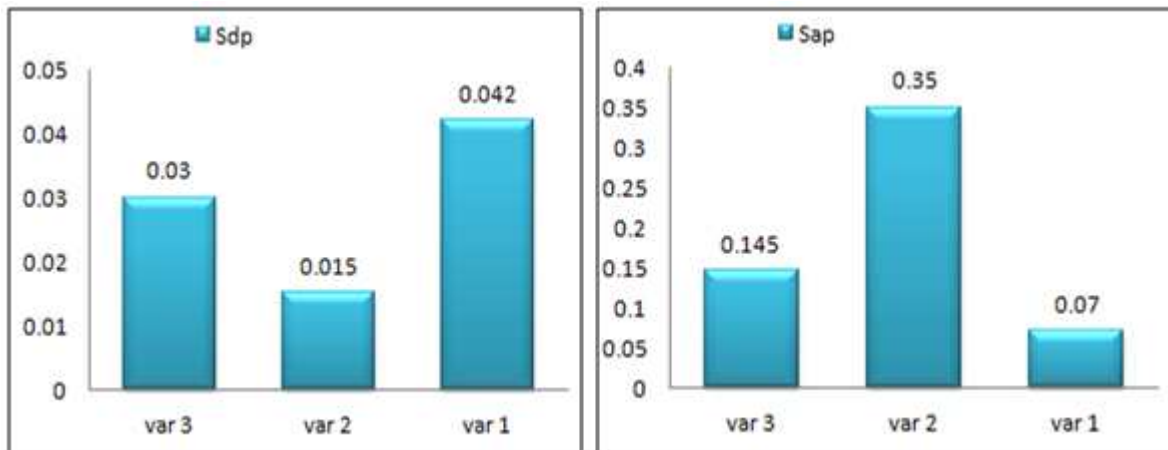


Figure V.31 Les déplacements (Sdp) et les accélérations (Sap) au point de performance selon le sens Y-Y

❖ **Analyse des résultats**

En visualisant les résultats, on constate que les structures contreventées avec des zones actives courtes présentent une résistance (rigidité) bien plus élevée que la structure contreventée avec une zone active longue (une accélération importante pour un petit déplacement), par contre, elle présente un comportement souple (une petite accélération pour un déplacement important).

V.4.2. Déplacement inter étage maximal

Les déplacements inter étages maximaux sont donnés par l'histogramme (Figure V.32)

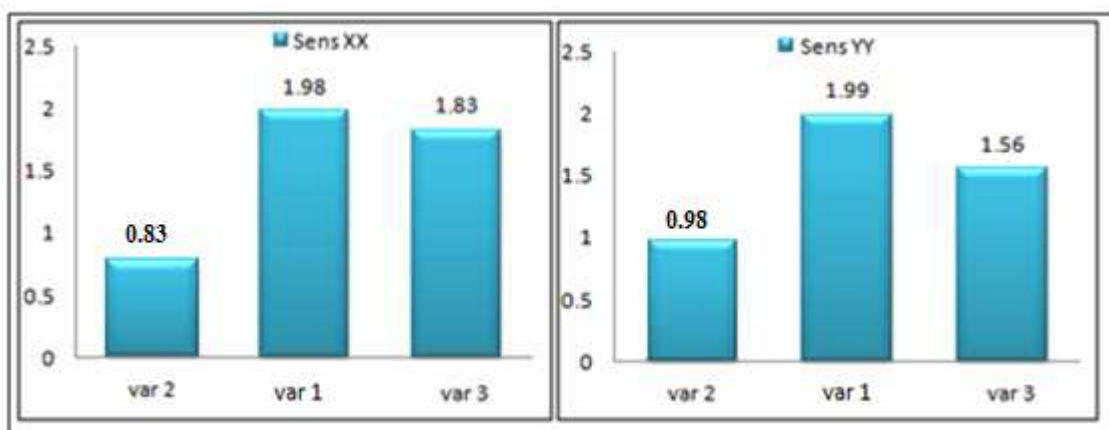


Figure V.32 Le déplacement inter-étage maximal

❖ Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus, on remarque que les structures en zone active courte et intermédiaire présentent un déplacement approximativement le même; par contre une très grande amélioration par rapport à la structure en zone active longue. Cette amélioration par rapport aux déplacements inter-étages nous montre le rôle important des palées de stabilités dans les constructions métalliques vis-à-vis de ce point.

V.4.3 La demande a la ductilité

La demande en ductilité est donnée par l'histogramme suivant : (Figure V.33)

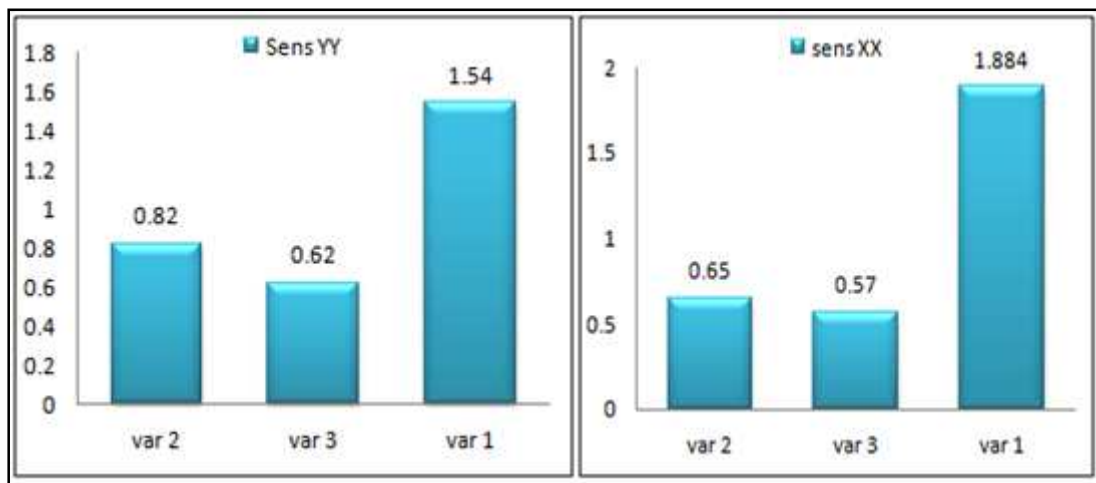


Figure V.33 La demande a la ductilité

❖ Analyse des résultats

En visualisant les résultats de la demande en ductilité, on remarque que cette dernière est faible dans toutes les structures avec une légère différence entre la variante 3 et 2 et un peu plus importante pour la variante 1 .

La position de point de performance qui ne dépasse pas le degré trois explique cette modeste demande en ductilité de ces constructions métalliques.

V.4.4 Indicateur de dégradation global de la structure (Id).

L'histogramme suivant représente l'indicateur de dégradation global des structures (Figure V.34)

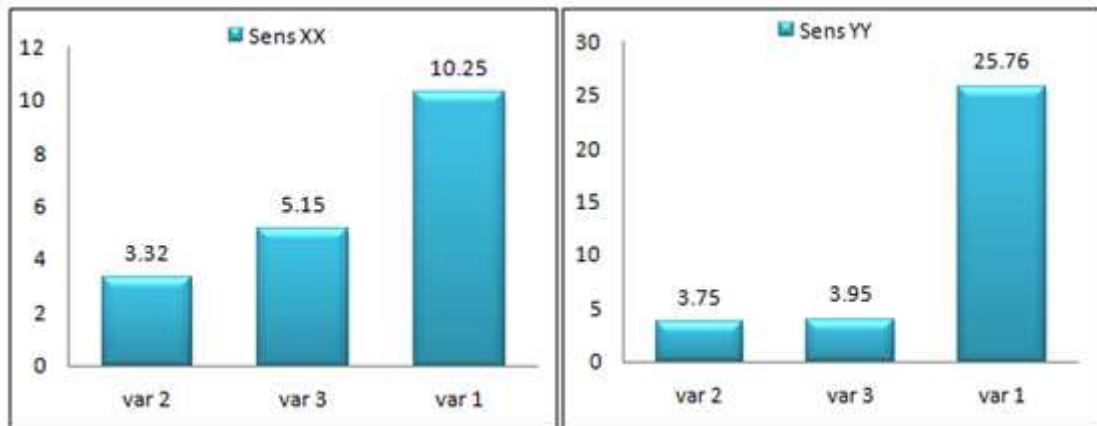


Figure V.34 : Les indicateurs de dégradation

❖ Analyse des résultats

En analysant les résultats obtenus, on constate que les structures deux (2) et trois (3) présentent une faible chute de résistance qui peut être négligeable; mais la structure une (1) son indicateur et un peu élevé et cela nous confirme que le grand pourcentage d'effort est repris par les zones actives.

V.5 Conclusion

Après l'étude comparative menée sur les résultats obtenus par l'analyse statique non linéaire « push over » sur les différentes structures on a abouti aux conclusions suivantes :

- Les structures contreventées présentent un déplacement élastique modéré mais la structure avec une zone active longue (variante 1) présente un déplacement important mais inversement à l'accélération qui est petite, et cela peut être expliqué par la longueur de cette zone active qui la rend plus souple.
- La structure en zone active longue présente une rigidité faible et un déplacement inter-étage important par rapport à son renforcement; c'est deux critères reflètent la vulnérabilité du tronçon sismique long.

- Les structures contreventées par des palées de stabilités excentrique avec tronçon court ou intermédiaire présentent un meilleur comportement et moins de vulnérabilité sous des sollicitations sismiques. Les indices qui montrent le bon comportement sont une bonne rigidité, un déplacement inter étage faible, une bonne ductilité, et la plastification des zones actives avant les poutres et les poteaux.
- Les résultats obtenus par rapport a la structure contreventée excentrique avec un tronçon court nous révèlent que la disposition des palées avec une zone active courte est la plus privilégiée; donc on peut conclure que leurs dispositions a une grande influence sur le comportement sismique de la structure .

Conclusion générale

Le présent mémoire avait pour objectif l'étude non linéaire des structures métalliques contreventées par des palées de stabilités excentrique avec une zone active soumises à des actions sismiques avec la méthode d'analyse statique non linéaire « Push over », en utilisant le logiciel de calcul non linéaire ETABS v9.6.

La méthode d'analyse statique non linéaire « Push over » est une méthode d'analyse avancée non linéaire des structures qui est de plus en plus répandue. En effet, elle consiste à appliquer une charge statique d'une façon incrémentale sur l'ouvrage jusqu'à sa ruine. Cette méthode permet d'appréhender le comportement non linéaire de la structure et nous pouvons obtenir sa courbe de capacité qui détermine la résistance ultime du bâtiment ainsi que sa capacité de déformation. Nous espérons par le biais de cette méthode approcher au plus près le comportement réel de l'ouvrage pour déterminer sa performance sismique.

L'étude a été menée sur des structures choisies au préalable, en utilisant la procédure B (non itérative) recommandée par le code américain ATC40. Sur les trois (03) structures métalliques étudiées renforcées par des palées de stabilité excentriques en V inversé avec des longueurs différentes et cela dans le but de mettre en évidence quelques critères essentiels tel que la capacité sismique, la demande sismique, le point de performance et la ductilité qui vont nous renseigner sur la performance sismique de ses structures. S'ensuit une étude comparative entre les résultats obtenus pour chaque cas étudié de structure.

Après avoir mené à bien les différentes études, analyser et interpréter les différents résultats de l'analyse push over, nous pouvons faire ressortir les conclusions suivantes :

- Raccourcir la distance de l'excentrement des palées de stabilités en charpente métallique, nous offre à la fois une grande rigidité à la structure et bonne ductilité caractérisée par un domaine plastique assez important ; ce qui donne à ces dernières un comportement très performant vis-à-vis l'action sismique.

- L'apparition des rotules plastiques dans la zone active avant même les palées de stabilités confirme le rôle de ces dernières à reprendre la majorité des sollicitations horizontales; et ça permis aux éléments structuraux poutres et poteaux d'augmenter leurs temps de résistance aux séisme et c'est le but recherché.
- Les structures métalliques peuvent être un choix très judicieux pour la construction dans les zones sismiques en comparaison avec la construction en béton armé, et cela est dû à la bonne performance sismique et la ductilité qu'offrent ces structures métalliques.

Au final, en analysant de près les résultats obtenus au cours de cette étude nous avons constaté que ces structures puissent développer des capacités plastiques considérables. Et cela peut être expliqué par la plastification en premier de cette zone active, pour aller au-delà de domaine élastique.

Travailler dans le domaine plastique peut nous apporter :

- Un meilleur comportement sismique
- Des avantages économiques
- Une réparation appropriée et rapide en cas d'apparition de rotules plastiques.

Bibliographie

- [01] LAFI Djamel Eddine; Mémoire de Magister en Génie Civil : Evaluation de la capacité portante des structures par la méthode Pushover. Université Hadj Lakhdar –Batna.
- [02] Paolo Vannucci; Structures de génie civil.
- [03] collection prevention des risques naturelle les seismes Ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie.
- [04] mémoire intitulé: étude de la réponse globale des cadres à contreventement excentrique à liens longs aux charges sismiques présenté par : GLEIZE Jonathan.
- [05] étude expérimentale et conception de fusibles ductiles travaillant en traction pour l'amélioration de l'efficacité des contreventements parasismiques en acier elie st-ongedépartement des génies civil, géologique et des mines école polytechnique de montréalmémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise ès sciences appliquées(génie civil) .
- [06] Dimensionnement des Structures Mécaniques dans leur Environnement université de versaille saint-quentin-en-yvelines Structures de génie civil Année Universitaire 2013-14 Master DSME :
- [07] Mémoire de Magister en Génie Civil Option : Construction en zone sismique "Influence du type de contreventement sur les structures" présenté par ABDELHAMID Fayçal
- [08] Mémoire de Magister en Génie Civil Option : modelisation et calcul non lineaire "Analyse numerique d'une structurevauto stable et d'une structure mixte (portiques+voiles); présenté par M^{elle} .KACIMI Nacéra .
- [09] Mémoire de Magister en Génie Civil Option : Materiaux et structure " effets des palees de contreventement sur la reponse sismique des structures des batiments " présenté Pa:LARABAT ZIANE Ahmed.
- [10] Construction métallique (Introduction a la conception).APK
- [11] Histoire de la construction métallique (notech.franceserv.com).
- [12] House Factory International (Système de construction métallique.
- [13] Long Carbon Europe sections and Merchant Bars (construction parasismique en acier)
- [14] Article de françois CIOLINA (ingénieur des ponts et professeur de construction métallique a l'école national des ponts et chaussées) France.
- [15] Chia-Ming Usay, Michel Bruneau, Andrew S. Whittaker, Key-chyuan traiSeismic Design of steel Structures, Farzad Naeim, The seismic Design Handbook, second Edition,2003
- [16] Robert Tremblay; Seismic Design and Behavior of Concentrically Braced Steel American Institute of Steel Construction, 2003, 28p.
- [17] Egor P. Popov & Michael D. Engelhardt; Seismic Eccentrically Braced Frames,J. Construct. Steel Research 10 (1988) 321-354 .
- [18] UBC 97, Uniform Building Code 97, International Conference Building Officials.

- [19] NEHRP; NEHRP Recommended Provisions Seismic Design of Steel Structures Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples.
- [20] Amr S. Elnashai, Luigi Di Sarno. Fundamentals of earthquake engineering. first published, United Kingdom, John Willy & Son Ltd. 2008, 347p.
- [21] EN 1998-1 (2004) Eurocode 8 ; Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments Comité Européen de normalisation.
- [22] Robert Tremblay; Seismic Design and Behavior of Concentrically Braced Steel American Institute of Steel Construction, 2003, 28p
- [23] Thèse de doctorat de Mr MECHICHE Mohanmed oussalem; "Evaluation du facteur de comportement global. Relation entre ce facteur et la ductilité locale requise.Cas des structures en acier en contreventement centre et excentre.
- [24] BELMOUDEN Youcef, PIERINO Lestusi. Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en suisse (EPFL).
- [25] Mémoire de magister de Mohammed Aghiles BELKHEIR (Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes) 2012 UMMTO.youcef master
- [26] Mémoire de magister de hassani karim "Effet des seismes proches et lointaines sur la performance sismique des structures auto-stables en béton armé.
- [27] HAMOU KADA, RAMDANE KHEI EDDINE, "Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode PUSH-OUT".
- [28] Thèse de doctorat de DONEUX Catherine (Etude du mécanisme de transfert des flexions à la jonction poutre poteau dans les structures en portiques mixtes soumises à une action sismique) université de Liège. France 2001-2002.
- [29] Cours de complement DDS de master II structure ,UMMTO.
- [30] Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

Annexes

Annexe A

Description et classification des structures

Typologies	Description des structures
Classe A $\mu_{\Delta} > 6.5$	➤ Bâtiments contreventés par des portiques en acier avec remplissage en maçonnerie
Classe B $4.0 < \mu_{\Delta} < 6.5$	➤ Bâtiments contreventés par des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie. ➤ Bâtiments contreventés par des voiles en béton. ➤ Bâtiments contreventés par des portiques et des voiles.
Classe C $1.0 < \mu_{\Delta} < 4.0$	➤ Maçonnerie ancienne en pierres non taillées. ➤ Maçonnerie chaînée en éléments préfabriqués en béton ou terre cuite, avec planchers en béton armé.

Tableau 1 Description et classification des structures.

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A cm ²	Dimensions Dimensions Konst									
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h ₁ mm	d mm								
IPE A 100*	6.9	98	55	3.6	4.7	7	8.78	88.6	74.6								
IPE 100	8.1	100	55	4.1	5.7	7	10.32	88.6	74.6								
IPE A 120*	8.7	117.6	64	3.8	5.1	7	11.03	107.4	93.4								
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	13.21	107.4	93.4								
IPE A 140*	10.5	137.4	73	3.8	5.6	7	13.39	126.2	112.2								
IPE 140	12.9	140	73	4.7	6.9	7	16.43	126.2	112.2								
IPE A 160*	12.7	157	82	4	5.9	9	16.18	145.2	127.2								
IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	9	20.09	145.2	127.2								
IPE A 180*	15.4	177	91	4.3	6.5	9	19.58	164	146	M10	48	48					
IPE 180	18.8	180	91	5.3	8	9	23.95	164	146	M10	48	48					
IPE O 180 ⁺	21.3	182	92	6	9	9	27.10	164	146	M10	50	50					
IPE A 200*	18.4	197	100	4.5	7	12	23.47	183	159	M10	54	58					
IPE 200	22.4	200	100	5.6	8.5	12	28.48	183	159	M10	54	58					
IPE O 200 ⁺	25.1	202	102	6.2	9.5	12	31.96	183	159	M10	56	60					

Ordre d'accélération	Description et attribution des dommages probables	
	Description	attribution de degré de dommage
0.15 - 0.20	<p align="center">Dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans les structures avec murs. • Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage ; • Chute des revêtements friables et du plâtre. • Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs. 	2
0.20 -0.30	<p align="center">Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. • Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. • Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage. 	3
Au de la de 0.30	<p align="center">Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. • Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. • Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage. 	3

Tableau 2 Degrés des dommages

ANNEXE B

Vérification de comportement dynamique de la structure selon RPA

• **Art 4.3.4 RPA99v2003** : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit vérifier :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins 90% de la masse totale de la structure. (Tableau 1).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1.195975	82.2229	0.0000	0.0000	82.2229	0.0000
2	1.182076	0.0000	79.3757	0.0000	82.2229	79.3757
3	0.773189	0.0000	0.0000	0.0000	82.2229	79.3757
4	0.398728	11.7920	0.0000	0.0000	94.0149	79.3757
5	0.372048	0.0000	12.7489	0.0000	94.0149	92.1246
6	0.257312	0.0000	0.0000	0.0000	94.0149	92.1246
7	0.224076	3.7384	0.0000	0.0000	97.7534	92.1246
8	0.193084	0.0000	4.7498	0.0000	97.7534	96.8744

Tableau 1: Mode propre de la structure

L'article 4.3.4 est vérifié, la masse modale participante est supérieure à 90% selon les deux directions.

❖ **Art 4.3.6 RPA99v2003** : la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

a) L'effort tranchant à la base de la structure après l'analyse

$$V_X = 1932,19 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1962,97 \text{ KN}$$

b) L'effort tranchant calculé par la méthode statique équivalente (MSE)

Le coefficient de comportement pour cette structure (portique auto-stable ductile en acier renforcé par des palées de stabilités en X) $R=4$. (Tableau 4.3 RPA)

$$V_{MSE} = 1875,09 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad 0.8VMSE = 1500,06 \text{ KN}$$

$$V_X \geq 0.8VMSE$$

$$V_Y \geq 0.8VMSE$$

L'article 4.3.6 est vérifié pour les deux structures

• **Art 5.9 RPA99v2003** : vérification si les effets (P- Δ) sont négligeable.

ANNEXE B

Les effets du effet **P-Δ** (ou 2° ordre) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : (Tableau V.2)

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du
- niveau
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"
- h_k : hauteur de l'étage « k »

Niveau	P_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
		Δ_k (cm)	$V_k h_k$ (KNm)	Θ	Δ_k (cm)	$V_k h_k$ (KNm)	θ
1	9524,25	0,93	3719,21	0,036	1,27	3752,42	0,051
2	7688,25	1,82	3434,29	0,061	2,06	3442,90	0,067
3	5852,25	1,93	2910,67	0,058	1,9	2963,39	0,056
4	4016,25	1,67	2397,88	0,042	1,47	2354,45	0,037
5	2180,25	0,93	1651,24	0,026	0,93	1559,74	0,016

- **Art 5.10 RPA99v2003** : les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents (Δ) ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. (Tableau V.3)

Le déplacement entre	Δx (cm)	Δy (cm)
Base - 1 niveau	1.04	0.84
1-2 Niveau	1.80	1.98
2-3 Niveau	1.99	1.68
3-4 Niveau	2.52	1.16
4-5 Niveau	1.37	1.28

Tableau 3: Déplacements inter-étages