

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté du Génie de la Construction  
Département de Génie civil

## **MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE**

Spécialité : Génie Civil  
Option : Structures

Présenté par : **Mr LAOUDJ Sid-Ali**

**Thème :**

### **ETUDE DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES STRUCTURES METALLIQUES RENFORCEES PAR DES PALEES DE STABILITE EN V**

Devant le jury :

<b>Mr BOUHERAOUA</b> Ali	Professeur	FGC/UMMTO	Président
<b>Mr HAMIZI</b> Mohand	Professeur	FGC / UMMTO	Promoteur
<b>Mr BOUKAIS</b> Saïd	Maitre-assistant	FGC / UMMTO	Examineur
<b>Mme BELAIDI</b> Ouardia	Maitre de conférences B	FGC / UMMTO	Examinatrice

Juillet 2014

## Remerciement

*Je tiens en premier à remercier Dieu qui m'a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.*

*Je tiens à exprimer un remerciement tout spécial à mes parents, pour m'avoir soutenu et encouragé tout au long de mes études.*

*Je tiens à remercier mon directeur de recherche, Monsieur HAMIZI Mohand, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri Tizi- Ouzou, qui a accepté de diriger ce travail, ses orientations et ses remarques m'ont permis de mener à bien ce travail. Qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.*

*Je tiens aussi à remercier Messieurs : Amar Kahil et Mechiche Mohamed Oussalem, enseignants à L'UMMTO, pour leurs précieuses orientations.*

*Des remerciements sont également offerts aux membres de jury qui me feront l'honneur d'examiner ce modeste travail.*

*Un grand merci à mes deux chers frères Mohamed et Sofiane, et à mes deux chères sœurs et leurs familles sans oublier ma chère Tinhinane et Camélia pour leurs aides et soutien moral.*

*Tous mes amis et amies, celles et ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu,*

*Je remercie en particulier mes meilleurs amis Youcef, Tahar.D, Adel, Tahar.B et Youvasine.*

# *Dédicaces*

*Je dédié ce modeste travail à :*

*Ma chère MERE*

# Sommaire

---

	<b>Page</b>
<b>Introduction générale et positionnement de la problématique</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Généralités sur les séismes</b>	
I.1. Introduction.	4
I.2. Généralités sur les séismes.	5
I.2.1. Définition de séisme.	5
I.2.2. Le fonctionnement de séisme.	5
I.2.3. Les différents mouvements des plaques tectoniques.	5
I.2.4. Caractérisation et mesure de séisme.	7
I.2.5. Les différents séismes selon leurs origines.	9
I.2.6. Les différents séismes selon leurs profondeurs.	10
I.2.7. Les paramètres d'un séisme.	11
I.2.7.1. Hypocentre et épocentre.	11
I.2.7.2. Les ondes sismiques.	12
I.2.7.2.1. Les ondes "P".	12
I.2.7.2.2. Les ondes "S".	13
I.2.7.2.3. Les ondes de surface.	14
I.2.8. Effets particuliers des séismes.	15
I.2.9. Influence du sol.	16
I.2.10. Comportement des structures durant un séisme.	17
I.2.11. Conception parasismique.	18
I.2.12. Règlementations parasismiques.	18
I.3. La sismicité en Algérie du nord.	20
I.3.1. Historique de séisme en Algérie.	21
I.3.2. Classification des zones sismique en Algérie selon le RPA 2003.	22
<b>Chapitre II : Notions sur les constructions métalliques</b>	
II.1. Introduction.	23
II.2. Bref historique de l'acier.	24
II.3. Les avantages et inconvénients de l'acier.	24
II.3.1. Avantages de l'acier.	24
II.3.2. Inconvénients de l'acier.	26
II.4. Ductilité.	27
II.4.1. Définition de la ductilité.	27
<b>Chapitre III : Méthodes d'évaluation du point de performance</b>	
III.1. Introduction.	30
III.2. Méthodes d'analyse non linéaire.	30
III.2.1. L'analyse non linéaire « time history ».	30
III.2.2. L'analyse statique non linéaire analyse « Push over ».	31
III.3. Les concepts fondamentaux de l'analyse « push over ».	31
III.3.1. Définition de l'analyse « push over ».	31
III.3.2. But de l'analyse push over.	32
III.3.4. Principe de la méthode « push over ».	32
III.3.5. Formulation de l'analyse push over.	33

# Sommaire

---

III.4. La courbe de capacité.	37
III.4.1. Définition de la courbe de capacité.	37
III.4.2. Transformation spectrale de la courbe de capacité.	39
III.4.3. Représentation bilinéaire de la courbe de la capacité.	40
III.5. La demande sismique.	41
III.5.1. Le spectre de réponse élastique.	41
III.5.2. Transformation spectrale de la demande sismique.	42
III.6. Superposition de la courbe de capacité et de la courbe de la demande.	43
III.6.1. La demande est inférieure ou égale à la capacité.	43
III.6.2. La demande est supérieure à la capacité.	43
III.7. Evaluation de point de performance.	44
III.7.1. Procédures d'estimation de point de performance.	44
III.7.1.1. Procédure A (itérative).	44
III.7.1.2. Procédure B (non itérative).	46
III.7.1.2.1. Développement des diagrammes ( $\xi_{\text{eff}} - S_d$ ).	46
a. La demande spectrale.	46
b. La capacité sismique.	46
III.7.1.2.2. La superposition des graphes ( $\xi_{\text{eff}}-S_d$ ) <sub>D</sub> et ( $\xi_{\text{eff}}-S_d$ ) <sub>C</sub> .	49
III.8. Estimation de des degrés de dommages.	49
III.8.1. L'échelle de dommage utilisé.	49
III.8.2. Domaines des dommages.	50

## Chapitre IV : Application de la méthode Push over

IV.1. Introduction.	52
IV.2. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.	52
IV.3. Vérification de la structure.	58
IV.4. Définition du comportement non linéaire de la structure.	59
IV.4.1. Définition de comportement non linéaire des poteaux et poutres.	59
IV.4.2. Définition du chargement « Push over ».	61
IV.4.2.1. Définition de l'analyse sous charges gravitaires.	61
IV.4.2.2. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales.	62
IV.5. Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.	65

## Chapitre V : Présentation et interprétation des résultats

V.1. Introduction.	67
V.2. Présentation des dispositions des palées à étudier.	67
V.3. Présentation et interprétation des résultats.	68
V.3.1. Vérification des structures.	68
V.3.2. Présentation des résultats de l'analyse push over.	72
V.3.2.1. Structure en portique auto stables.	72
V.3.2.1.1. Courbe de capacité de la structure ( $V_{\text{base}}-D_{\text{sommel}}$ ) suivant les deux sens.	72
V.3.2.1.2. Courbe de capacité du système équivalent ( $S_a-S_d$ ).	73
V.3.2.1.3. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.	74
V.3.2.1.4. Evaluation du Point de performance.	74
V.3.2.1.4.1. Superposition des courbes (capacité -demande) et désignation du point de performance.	75
V.3.2.1.5. Visualisation des mécanismes de ruines.	76

# Sommaire

---

V.3.2.1.6. Domaine des dommages.	77
V.3.2.1.7. Description et attribution des dommages probables.	78
V.3.2.1.8. Déplacements inter-étages au point de performance ( $\Delta x$ ).	78
V.3.2.1.9. Demande en ductilité.	79
V.3.2.1.10. Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ).	80
V.3.2.2. Résultats de la variante 01.	82
V.3.2.2.1. Courbe de capacité du système équivalent (Sa-Sd).	82
V.3.2.2.2. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.	83
V.3.1.2.3. Evaluation du Point de performance.	83
V.3.1.2.3.1. Superposition des courbes (capacité -demande) et désignation du point de performance.	83
V.3.2.2.4. Visualisation des mécanismes de ruines.	85
V.3.2.2.5. Domaine des dommages.	86
V.3.2.2.6. Description et attribution des dommages probables.	87
V.3.2.2.7. Déplacements inter-étages au point de performance ( $\Delta x$ ).	88
V.3.2.2.8. Demande en ductilité.	88
V.3.2.2.9. Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ).	89
V.3.2.3. Analyse push over sur les autres variantes proposés (02, 03 et 04).	90
V.4. Etude comparative des résultats.	91
V.4.1. Demande en ductilité ( $\mu_D$ ).	91
V.4.2. Déplacements inter-étages maximal au point de performance ( $\Delta x$ ).	92
V.4.3. Raideur initiale de la structure ( $K_e$ ).	93
V.4.4. Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ).	94
V.4.5. Déplacement et accélération spectrales.	96
V.5. Conclusion.	97
<b>Conclusion générale.</b>	99
<b>Références bibliographiques.</b>	101
<b>Annexes.</b>	104

# Liste des Figures

---

	<b>Page</b>
<b>Figure I.1.</b> Répartition planétaire des plaques lithosphériques	4
<b>Figure I.2.</b> Représentation schématique des différents types de failles	6
<b>Figure I.3.</b> Accélérogramme du séisme de Boumerdès (composante N-S)	9
<b>Figure I.4.</b> Répartition mondiale des séismes selon leurs profondeurs.	11
<b>Figure I.5.</b> Hypocentre et zone épicertrale d'un séisme.	11
<b>Figure I.6.</b> Caractéristique d'un séisme.	11
<b>Figure I.7.</b> Propagation des ondes "P".	13
<b>Figure I.8.</b> Propagation des ondes "S".	14
<b>Figure I.9.</b> Propagation des ondes de Love.	15
<b>Figure I.10.</b> Propagation des ondes de Rayleigh.	15
<b>Figure I.11.</b> Influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques.	17
<b>Figure I.12.</b> Comportement des structures durant un séisme.	18
<b>Figure I.13.</b> Carte de la sismicité du nord Algérien.	21
<b>Figure II.1.</b> Vue d'une structure métallique.	23
<b>Figure II.2.</b> Quatre niveaux de définition de la ductilité.	28
<b>Figure III.1.</b> La courbe de push over.	31
<b>Figure III.2.</b> Système équivalent à un seul degré de liberté.	33
<b>Figure III.3.</b> La courbe de capacité $V = f(\Delta)$ .	38
<b>Figure III.4.</b> Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité.	38
<b>Figure III.5.</b> Transformation spectrale de la courbe de capacité.	40
<b>Figure III.6.</b> La représentation bilinéaire de la courbe de capacité.	40
<b>Figure III.7.</b> Représentation de spectre de réponse élastique.	41
<b>Figure III.8.</b> Transformation de la demande sismique.	42
<b>Figure III.9.</b> La demande est inférieure ou égale à la capacité.	43
<b>Figure III.10.</b> La demande est supérieure à la capacité.	44
<b>Figure III.11.</b> Organigramme de la procédure itérative.	45
<b>Figure III.12.</b> Diagramme $(\xi_{\text{eff}} - S_d)$ de la demande sismique.	46
<b>Figure III.13.</b> Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.	47
<b>Figure III.14.</b> Diagramme $(\xi_{\text{eff}} - S_d)$ de la capacité sismique.	48
<b>Figure III.15.</b> Superposition des graphes $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_D$ et $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_C$ .	49
<b>Figure III.16.</b> Niveaux d'endommagement décrit par une courbe de capacité.	50
<b>Figure IV.1.</b> Plancher mixte avec des connecteurs acier-béton.	53
<b>Figure IV.2.</b> Vue en 3D de la structure.	55

# Liste des Figures

---

<b>Figure IV.3.</b> Ancrage des ossatures acier dans les fondations.	58
<b>Figure IV.4.</b> Loi de comportement utilisé par le logiciel Etabs.	59
<b>Figure IV.5.</b> Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.	60
<b>Figure IV.6.</b> Introduction des rotules Plastiques des poteaux et poutres.	61
<b>Figure IV.7.</b> Introduction des rotules Plastiques des palées.	61
<b>Figure IV.8.</b> Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales.	62
<b>Figure IV.9.</b> Définition du chargement de l'analyse push over sens (x-x).	64
<b>Figure IV.10.</b> Définition du chargement de l'analyse push over sens (y-y).	64
<b>Figure IV.11.</b> Extraction de la courbe de capacité.	65
<b>Figure IV.12.</b> Courbe de capacité dans le format ( $S_a-S_d$ ).	66
<b>Figure V.1.</b> Disposition des palées à étudier.	67
<b>Figure V.2.</b> Courbe de capacité de la structure ( $V_{base-D_{sommet}}$ ), <u>sens x-x</u> .	72
<b>Figure V.3.</b> Courbe de capacité de la structure ( $V_{base-D_{sommet}}$ ), <u>sens y-y</u> .	72
<b>Figure V.4.</b> Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL ( $S_a-S_d$ ), <u>sens x-x</u> .	73
<b>Figure V.5.</b> Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL ( $S_a-S_d$ ), <u>sens y-y</u> .	73
<b>Figure V.6.</b> Représentation bilinéaire de la courbe de capacité suivant les deux sens.	74
<b>Figure V.7.</b> Détermination de point de performance, <u>sens x-x</u> .	75
<b>Figure V.8.</b> Détermination de point de performance, <u>sens y-y</u> .	75
<b>Figure V.9.</b> Visualisation de mécanisme de ruine de la structure suivant les deux sens.	76
<b>Figure V.10.</b> Domaine des dommages de la structure suivant le <u>sens x-x</u> .	77
<b>Figure V.11.</b> Domaine des dommages de la structure suivant le <u>sens y-y</u> .	78
<b>Figure V.12.</b> Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL ( $S_a-S_d$ ), <u>sens x-x</u> .	82
<b>Figure V.13.</b> Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL ( $S_a-S_d$ ), <u>sens y-y</u> .	82
<b>Figure V.14.</b> Représentation bilinéaire de la courbe de capacité suivant les deux sens.	83
<b>Figure V.16.</b> Détermination de point de performance <u>sens y-y</u> .	84
<b>Figure V.15.</b> Détermination de point de performance <u>sens xx</u> .	84
<b>Figure V.17.</b> Visualisation de mécanisme de ruine de la structure suivant les deux sens.	85
<b>Figure V.18.</b> Domaine des dommages de la structure suivant le <u>sens x-x</u> .	86
<b>Figure V.19.</b> Domaine des dommages de la structure suivant le <u>sens y-y</u> .	87
<b>Figure V.20.</b> Demande en ductilité des structures étudiées.	91
<b>Figure V.21.</b> Déplacements inter-étages maximal au point de performance suivant les deux sens.	92
<b>Figure V.22.</b> Raideur initiale des variantes étudiées.	93
<b>Figure.V.23.</b> Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante.	94
<b>Figure.V.24.</b> Indicateur de dégradation global des variantes étudiées.	95

## Liste des Figures

---

**Figure V.25.** Superposition des courbes de capacité de toutes les structures.

96

## Liste des Tableaux

---

	<b>Page</b>
<b>Tableau I.1.</b> Déplacement et orientation des plaques tectoniques.	7
<b>Tableau I.2.</b> Les séismes les plus destructeurs en Algérie.	21
<b>Tableau I.3.</b> Classification de zones sismiques en Algérie.	22
<b>Tableau III.1.</b> Les valeurs du coefficient de dissipation d'énergie sismique ( $K$ ) en fonction de l'amortissement visqueux équivalent ( $\xi_0$ ).	48
<b>Tableau III.2.</b> Type de comportement structurel.	48
<b>Tableau III.3.</b> Domaine des dommages.	50
<b>Tableau V.1.</b> Modes propres de la structure en portiques auto-stable.	68
<b>Tableau V.2.</b> Modes propres de la structure contreventée avec des palées de stabilité.	68
<b>Tableau V.3.</b> Déplacements inter-étages de la structure en portique auto-stable.	70
<b>Tableau V.4.</b> Déplacements inter-étages de la structure renforcée avec des palées de stabilité.	71
<b>Tableau V.5.</b> Vérification des effets P- $\Delta$ de la structure en portique auto-stable.	71
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des effets P- $\Delta$ de la structure renforcée avec des palées de stabilité.	71
<b>Tableau V.7.</b> Limites élastiques et ultimes suivant les deux sens.	74
<b>Tableau V.8.</b> Evaluation de point de performance suivant les deux directions.	76
<b>Tableau V.9.</b> Domaine des dommages.	77
<b>Tableau V.10.</b> Déplacements inter-étages au point de performance.	79
<b>Tableau V.11.</b> Demande en ductilité suivant les deux sens.	79
<b>Tableau V.12.</b> Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ).	81
<b>Tableau V.13.</b> Evaluation de point de performance suivant les deux directions.	83
<b>Tableau V.14.</b> Evaluation de point de performance suivant les deux directions.	85
<b>Tableau V.15.</b> Domaine des dommages.	86
<b>Tableau V.16.</b> Déplacements inter-étages au point de performance.	88
<b>Tableau V.17.</b> Demande en ductilité suivant les deux sens.	88
<b>Tableau V.18.</b> Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ).	89
<b>Tableau V.19.</b> Résultats de l'analyse Push over sur les variantes (02, 03 et 04).	90

*Introduction générale*  
*et problématique*

### 1. Introduction générale et positionnement de la problématique

L'étude des structures soumises aux actions sismiques revêt un caractère important dans les pays à forte sismicité. Les récentes secousses survenues en Algérie (**Chlef** 10/10/1980, **Constantine** 27/10/1985, **Chenoua** 29/10/1989, **Boumerdès** 21/05/2003) nous a causé des pertes de vies et bien humains. [M.O. Mechiche, 2013].

Des constatations faites après ces séismes qui ont frappés l'Algérie ont montré en termes de dommage que les structures classiques construites en béton armé ont subi des dégâts plus importants, alors que les structures métalliques se comportent mieux face à des actions sismiques, et cela à cause de certains nombres d'avantages indéniables qui présentent ces structures.

Dans les régions affectées par de forts séismes, les ossatures métalliques offrent en général une bonne capacité de dissipation de l'énergie en raison du comportement ductile de ses éléments constitués par les poutres et poteaux composant ces ossatures. Il n'est pas exclu également que des déformations inélastiques cycliques puissent se produire dans d'autres éléments.

Ces structures 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.

Dans ce type de construction, la stabilité vis-à-vis l'action sismique est assurée par différents systèmes de contreventement. Parmi les structures dissipatives résistantes aux séismes, il existe essentiellement trois systèmes structuraux : [P. Balandier]

- Les structures en portique auto stable : 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).

- 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.

Dans notre recherche, nous nous intéressons particulièrement à l'évaluation de la performance sismique des structures métalliques en portiques auto stables, et celle à palées triangulées centrées de type V et V renversé. Elle a pour principaux buts la comparaison entre le comportement de ces structures.

Le travail que nous présentons dans cette étude, aborde la question de la modélisation des dommages consécutifs aux séismes, et estime les niveaux d'endommagement. Pour évaluer le degré de dommage d'une structure, nous avons besoins d'outils centraux :

- 1- La courbe de capacité.
- 2- La courbe de la demande sismique.
- 3- Le point de performance.

### **2. Plan de travail :**

En commençant par une introduction générale qui a pour but de détailler la problématique, et de définir les principaux buts visés, afin de permettre aux lecteurs de s'imprégner rapidement du sujet et suivre sans aucune difficulté les développements intervenant dans les différents chapitres.

**Le chapitre 1**, débute par une introduction sur les séismes et leurs origines, en suite on cite quelques de ces généralités et en particulier son effet et son historique en Algérie.

**Le chapitre 2**, commence par des généralités sur les constructions métalliques et l'histoire de l'utilisation de l'acier dans le monde ainsi que ses avantages et inconvénients.

**Le chapitre 3**, entreprend par un aperçu général sur les méthodes d'analyse non linéaire, puis nous allons s'intéresser à une de ces méthodes, qui est basée sur le principe de performance sismique.

Cette méthode dite « méthode de push over », consiste à effectuer une corrélation entre la courbe de capacité le spectre de demande sismique.

L'intersection de ces deux courbes nous donne un point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et conséquemment son degré d'endommagement.

Dans le **chapitre 4**, nous exposerons la procédure qui permet d'effectuer l'analyse push over des structures, en utilisant le logiciel de calcul non linéaire '**Etabs nonlinear 9.6.0**', ainsi que les étapes de détermination de la courbe de capacité de nos structures. Pour ce faire on a choisi une structure auto stable dont les dimensions sont détaillé dans ce chapitre puis on propose quatre (04) variante de disposition de palées de stabilité centré de type V et V renversé.

Dans le dernier chapitre (**Chapitre 5**) nous présentons les résultats et faire une interprétation.

**Finalemnt**, nous clôturons notre travail par une conclusion générale où on donne les principales conclusions.

### 3. Objectif De la recherche

Notre étude a pour objectif d'évaluer la performance sismique des structures métalliques, en proposant des variantes sur la disposition de contreventement, à cet effet on propose d'effectuer une modélisation de nos structures à l'aide de logiciel **ETABS V9.6.0**.

D'une manière plus précise, les objectifs de cette étude consiste à :

1. Détermination du point de performance pour chaque structure.
2. Quantifier les niveaux d'endommagement des éléments structuraux au moyen d'une analyse statique non linéaire (en poussée progressive) ou méthode « **Push over** ».
3. Visualiser les mécanismes de ruine susceptible de se développer dans la structure.
4. Evaluer les degrés de dommages.
5. Porter des solutions adéquates qui diminueront le déplacement spectrale et gagner en terme de rigidité, ici dans notre cas on propose un contreventement des palées de stabilités centré de type V et V renversé.

*Chapitre I :*  
*Généralités sur les séismes*

### I.1. Introduction

Le manteau terrestre n'est pas homogène, il est constitué de plaques qui flottent à la surface et qui se déplacent en se frottant les unes contre les autres. La convection mantellique qui comme son nom l'indique se situe dans le manteau est à l'origine de ces mouvements. Les tremblements de terre ou séismes ont de tout temps terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones sismiques où le séisme est l'inconvénient majeur des structures, ils peuvent dévaster une région entière et sinistrés des dizaines voire des centaines de milliers de personnes. Ils représentent ainsi le risque naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts.

La lithosphère rigide et cassante, est morcelée en en plusieurs fragments appelés "plaques lithosphériques". Selon les géologues et géophysiciens, sept plaques majeures recouvrent la surface terrestre. Des mouvements de convection au sein de l'asthénosphère rendent mobiles ces plaques, avec des vitesses de quelques *centimètres* par an. Ce phénomène, communément appelé *la dérive des continents*, A cause de leur mouvement, les plaques se tamponnent les unes contre les autres. Les "chocs" des plaques les unes contre les autres sont l'origine des tremblements de Terre (ou séismes). Une des conséquences très importante de ce qui précède est que ces séismes ne se produisent pas n'importe où mais uniquement le long des frontières entre les plaques. C'est d'ailleurs comme cela que l'on définit la notion de plaque : ce sont les zones entourées de séismes. La figure ci-dessous nous montre la répartition des séismes à la surface de la Terre sur les 25 dernières années. (Figure I.1)

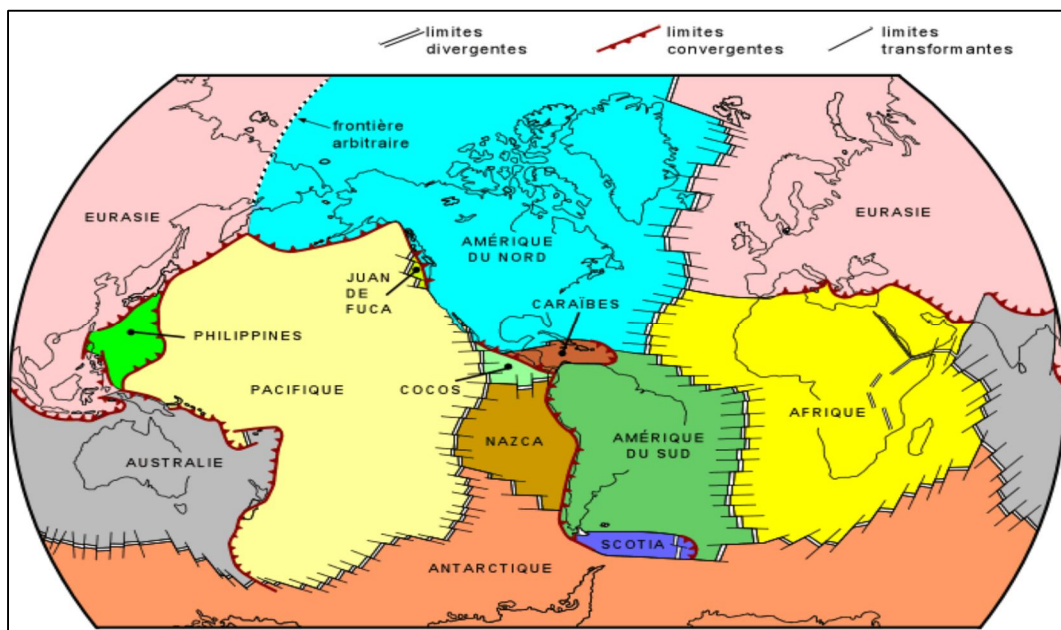


Figure I.1. Répartition planétaire des plaques lithosphériques [Rapport risque sismique, 2008]

## I.2. Généralités sur les séismes

### I.2.1. Définition de séisme

Un séisme ou tremblement de terre est la libération brusque d'énergie dans la croûte terrestre, lorsque le seuil de rupture mécanique des roches en profondeur est atteint. C'est la conséquence d'une accumulation d'énergie le long de failles, zones de faiblesse de la croûte où se libère cette énergie. Ce phénomène d'accumulation est cyclique et résulte directement du mouvement des plaques à la surface de l'asthénosphère, considérée comme ductile. Le séisme génère à la surface du sol des vibrations pouvant atteindre des amplitudes centimétriques à décimétriques et des accélérations de quelques centièmes à plusieurs dixièmes de l'accélération de la pesanteur  $g$ , sur des durées qui varient de quelques secondes à plusieurs minutes. Le **choc principal** représente la secousse sismique dont la magnitude est la plus élevée sur une série d'enregistrement et les **répliques** sont de faibles secousses qui suivent généralement un choc principal. Elles peuvent durer quelques jours à quelques mois. [Rapport risque sismique, 2008]

### I.2.2. Le fonctionnement de séisme

L'explication la plus récente est fournie par la théorie de la tectonique des plaques. Chaque plaque est épaisse d'environ 80 km et se déplace horizontalement par rapport aux plaques voisines certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent, sur une couche de roches plus ductiles située au niveau du manteau.

### I.2.3. Les différents mouvements des plaques tectoniques [Rapport risque sismique, 2008]

- **La divergence** : se dit d'un mouvement éloignant deux plaques l'une de l'autre, laissant le manteau remonter entre elles. Ce principe 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 sont 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*. (Figure I.2)

- **La convergence** : se dit d'un mouvement rapprochant deux plaques l'une de l'autre, compensant ainsi l'expansion océanique en d'autres zones du globe. C'est la cause principale de la formation des chaînes de montagnes, du volcanisme et des séismes. Lorsque deux plaques

convergent, la quantité de matière qui disparaît sous le manteau est égale à celle formée au niveau des dorsales. Il existe trois types de convergences :

✓ **La subduction**, se produit lorsqu'une plaque plus dense plonge sous une autre ayant une densité moindre. Ce phénomène se traduit généralement en surface par la formation d'une chaîne de montagne volcanique, telle que la cordillère des Andes.

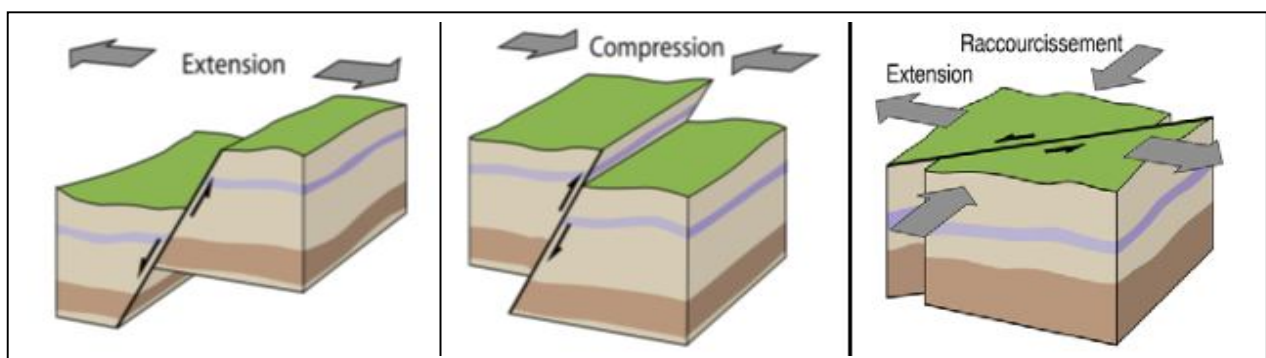
✓ **L'obduction**, se produit là où une lithosphère océanique est transportée sur un continent. On ne connaît pas d'obduction actuellement active à la surface du globe terrestre.

✓ **La collision**, se produit là où deux plaques se confrontent. Contrairement aux deux cas précédents, cette convergence ne donne pas lieu à une subduction, mais à une *collision*. La plaque la plus faible se plisse ; apparaissent alors des chaînes de montagnes et de grands systèmes de failles. La collision de la plaque indienne avec la plaque eurasiatique a entraîné la formation de l'Himalaya.

✓ **Le coulissage** ou **transcurrence**, Lors des convergences et des divergences, les mouvements sont sensiblement perpendiculaires à la frontière des plaques le long de plans de faille dite transformante. Lorsque ce mouvement devient principalement parallèle à cette frontière, le phénomène est appelé *coulissage*. Tout comme la convergence entre deux plaques continentales, le coulissage se traduit par une forte sismicité et un volcanisme quasi inexistant. Ainsi, la faille de San-Andreas, qui marque un coulissage entre la plaque océanique du Pacifique et la plaque continentale nord-américaine, est responsable des nombreux séismes qui affectent la région de San-Francisco.

A ces trois types d'interaction, sont associées les trois grandes familles de failles : (Figure I.2)

- La faille normale est divergente (extensive) ;
- La faille inverse est convergente (compressive) ;
- La faille décrochante est extensive (les axes d'extension et de compression sont dans le plan horizontal).



a) Faille normale

b) faille inverse

c) faille décrochante

**Figure I.2.** Représentation schématique des différents types de failles

Le déplacement des plaques tectoniques par année est résumé dans le (Tableau I.1) :

plaques	Distance et orientation de déplacement
PACIFIQUE	10 cm/an vers le Nord-Ouest
EURASIE	1 cm/an vers l'Est
AFRIQUE	2 cm/an vers le Nord
ANTRACTIQUE	Tourne sur elle-même
INDE-AUSTRALIE	7 cm/an vers le Nord
AMERIQUE DU NORD	1 cm/an vers l'Ouest
AMERIQUE DU SUD	1 cm/an vers le Nord
NAZCA	7 cm/an vers l'Est
PHILIPPINE	8 cm/an vers l'Ouest
COCO	5 cm/an vers le Nord-Est
CARAIBE	1 cm/an vers le Nord-Est

**Tableau I.1.** Déplacement et orientation des plaques tectoniques.

#### I.2.4. Caractérisation et mesure de séisme [F. Abdelhamid]

Plusieurs paramètres interviennent quant à la quantification de la taille des séismes :

**L'intensité I** : elle permet de caractériser l'importance d'un séisme d'après les dégâts matériels provoqués par celui-ci sur les constructions, l'environnement, et de la perception par la population, à l'aide d'échelles conventionnelles qui classent les effets sismiques selon leur importance. Les premières échelles ont été élaborées à la fin du XIX<sup>ème</sup> siècle, puis elles ont évolué avec le temps. Actuellement, seules 3 principales échelles sont encore utilisées non pas pour caractériser la taille des séismes mais pour caractériser leurs effets à savoir :

- L'échelle EMS (European Macro seismic Scale) (12 degrés).
- L'échelle Mercalli modifiée (Etats-Unis) (12 degrés).
- L'échelle JMA (Japan Meteorological Agency) (7 degrés).

L'intensité d'un séisme dépend non seulement de la taille de celui-ci mais aussi de la vulnérabilité des constructions. En effet, il se peut qu'on ait pour des structures similaires un comportement totalement différent lors d'un même séisme, ce qui constitue un problème majeur pour l'estimation de l'intensité.

**La Magnitude  $M$**  : Contrairement à l'intensité, la magnitude est une évaluation de l'énergie libérée au niveau du foyer. Cette notion a été introduite en 1935 par Richter pour devenir ensuite un paramètre universel pour caractériser la taille des séismes. L'échelle qui en résulte porte le même nom que son auteur et comporte 9 degrés.

Plusieurs formulations empiriques ont pu être établies à partir d'une étude statistique pour évaluer l'énergie libérée en fonction de la magnitude, cette dernière peut à son tour être déterminée en faisant intervenir d'autres paramètres tels que l'amplitude maximale du séisme enregistré et la distance du foyer aux points d'observation.

L'énergie libérée  $E$  (*en ergs*) peut être évaluée en utilisant la relation empirique suivante :

$$\mathbf{\text{Log } E = 11.8 + 1.5M} \quad (1)$$

Il est à noter que l'énergie est à multiplier par 32 si la magnitude augmente d'une unité, c'est-à-dire qu'une magnitude de 7 libère 1,000 fois plus d'énergie qu'une magnitude de 5.

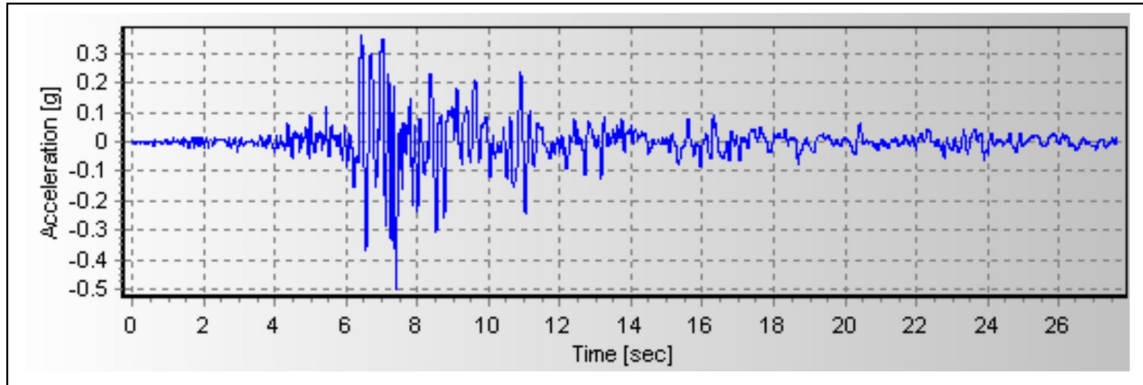
**La durée** : Lors d'un tremblement de terre, les constructions se fissurent et se dégradent progressivement et de manière proportionnelle avec la durée de celui-ci. Contrairement à ce qu'on peut imaginer, un séisme de magnitude moindre mais de longue durée peut entraîner de graves conséquences qu'un séisme de magnitude supérieure mais de courte durée. Cette dernière est de l'ordre de quelques secondes dans les zones peu sismiques et peut atteindre l'ordre de 60 secondes dans les zones à haute sismicité.

D'autres paramètres comme le *déplacement maximal*  $d_g$  et l'*accélération maximale*  $a_g$  peuvent être très utiles pour l'évaluation des effets d'un séisme. Ces paramètres sont tirés des enregistrements effectués lors des tremblements de terre et permettent d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à sa base et de la résultante des forces  $F$  appliquée à ce niveau.

Les enregistrements sont réalisés à l'aide de deux principaux instruments :

**Les sismographes** : ils permettent de mesurer et d'enregistrer l'amplitude des mouvements dans un site donné en fonction du temps. Ces appareils sont très sensibles même aux faibles mouvements causés par des séismes lointains, leurs enregistrements intéressent en particulier les sismologues puisqu'ils leur permettent de localiser les séismes et de caractériser leurs sources.

**Les accélérographes** : ils permettent d'enregistrer les accélérations du sol durant un séisme en fonction du temps. Ces enregistrements, appelés *accélérogrammes*, constituent le principal type de mesure utilisé par la dynamique des structures pour l'évaluation des actions sismiques.



**Figure I.3.** Accélérogramme du séisme de Boumerdès (composante N-S)

### I.2.5. Les différents séismes selon leurs origines

Il est commode de classer les séismes selon leur mode de génération. On distingue ainsi quatre type de séismes : les séismes d'origine tectonique, ceux engendrés par une activité volcanique, les séismes d'effondrement et ceux d'origine humaine.

- **Les séismes d'origine tectonique**

Les séismes tectoniques sont de beaucoup les plus communs. Ils se produisent lors de la rupture soudaine des roches sous l'influence de différentes forces géologiques. Les séismes tectoniques sont scientifiquement importants parce qu'ils permettent d'étudier l'intérieur de la terre ; ils ont une importance redoutable, parce que se sont eux qui présentent le plus de risques.

- **Les séismes d'origine volcanique**

Les séismes volcaniques, sont ceux qui se produisent en même temps qu'une activité volcanique, séismes et éruptions volcaniques résultent alors tous deux des forces tectoniques agissant sur les roches et qu'ils ne se produisent pas forcément ensemble.

Le mécanisme de production des ondes sismiques est probablement le même au cours des séismes volcaniques et au cours des séismes tectoniques, seule la radiation de ces ondes sismiques est souvent différente.

- **Les séismes d'effondrement**

Les séismes d'effondrement forment une troisième catégorie. Ce sont de petits séismes qui se produisent dans des régions au sous-sol troué de cavernes et de mines. La cause immédiate de la secousse est l'effondrement du toit de la caverne ou de la mine. Une forme particulière de ce phénomène s'appelle « coup de toit ». Cela arrive quand les contraintes en jeu près des mines en activité amènent de grandes masses de roches à se détacher du front de mine de façon explosive, ce qui produit des ondes sismiques.

- **Les séismes d'origine anthropique**

La dernière catégorie de séismes est d'origine humaine : ce sont les tremblements de terre engendrés par des explosions programmées (dynamitage, explosion nucléaire, ...). Si l'énergie des ondes sismiques associées à une explosion est suffisamment forte, il y a projection en l'air des roches superficielles et formation d'un cratère. Certaines explosions nucléaires ont été assez puissantes pour créer des ondes sismiques enregistrées dans des stations sismologiques éloignées, avec des amplitudes équivalentes à des séismes de magnitude 7 sur l'échelle de Richter.

### **I.2.6. Les différents séismes selon leurs profondeurs [Rapport risque sismique, 2008]**

Les séismes n'ont pas une répartition aléatoire à la surface de la planète, mais sont répartis selon un patron bien défini. Cette répartition ordonnée vient appuyer la théorie de la tectonique des plaques, particulièrement, en ce qui concerne l'existence de zones de subduction. On retrouve ainsi la majorité des séismes aux frontières des plaques lithosphériques. Trois classes de séismes se distinguent en fonction de la profondeur où ils se produisent : (Figure I.4)

- Les **séismes superficiels** Se produisent en faible profondeur, partout au niveau des intersections entre les plaques (dorsales médio-océanique et fosses océaniques),
- Les **séismes intermédiaires** Qui se produisent entre quelques dizaines et quelques centaines de kilomètres de profondeur et se concentrent uniquement au voisinage des limites convergentes ;
- Les **séismes profonds** Qui se produisent à des profondeurs pouvant atteindre les 700 km, soit en pratique la base de l'asthénosphère, et qui se trouvent exclusivement au voisinage de limites convergentes.

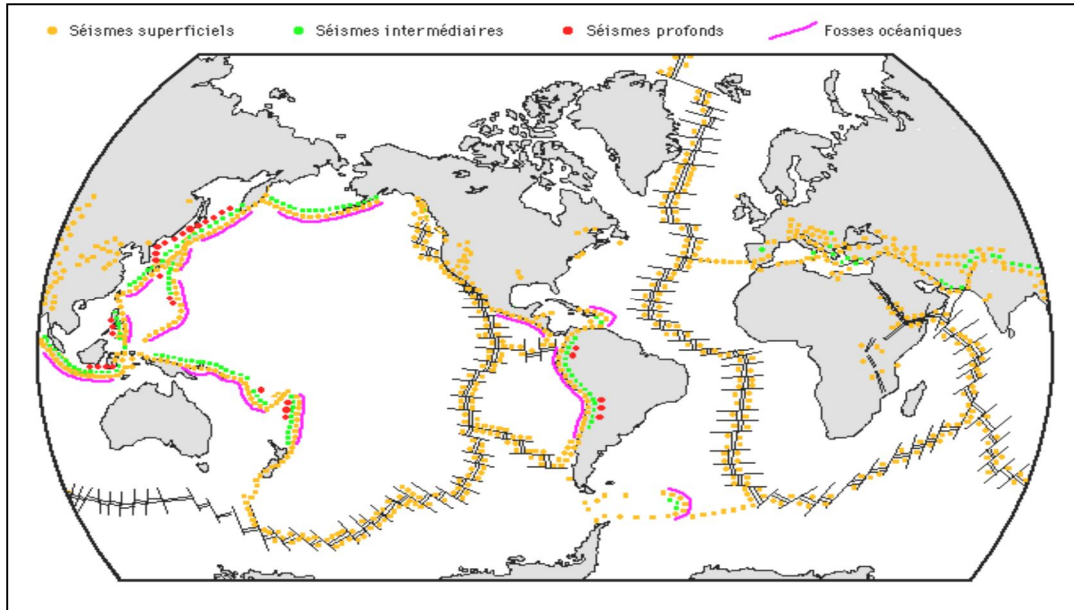


Figure I.4. Répartition mondiale des séismes selon leurs profondeurs.

**I.2.7. Les paramètres d'un séisme [Rapport risque sismique, 2008]**

**I.2.7.1. Hypocentre et épicentre**

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer ou **hypocentre**, le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que la zone épiscopentrale désigne la portion de surface terrestre à la verticale du foyer. Il s'agit généralement de la zone géographique où le maximum des effets du séisme est observé. (Figure I.5 et I.6)

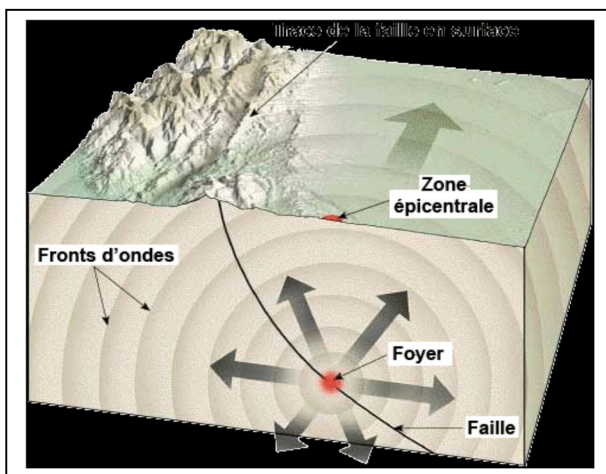


Figure I.5. Hypocentre et zone épiscopentrale d'un séisme

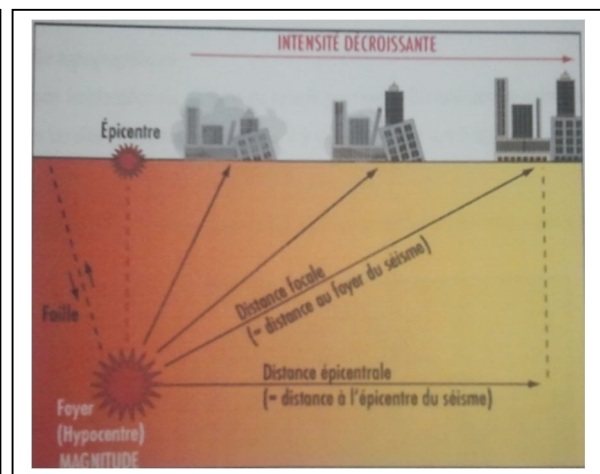


Figure I.6. Caractéristique d'un séisme

### I.2.7.2. Les ondes sismiques

Les ondes sismiques sont des ondes élastiques qui traversent un milieu sans pour autant modifier durablement ce milieu. L'impulsion de départ va "pousser" des particules élémentaires, qui vont "pousser" d'autres particules et reprendre leur place. Ces nouvelles particules vont "pousser" les particules suivantes et reprendre leur place et ainsi de suite.

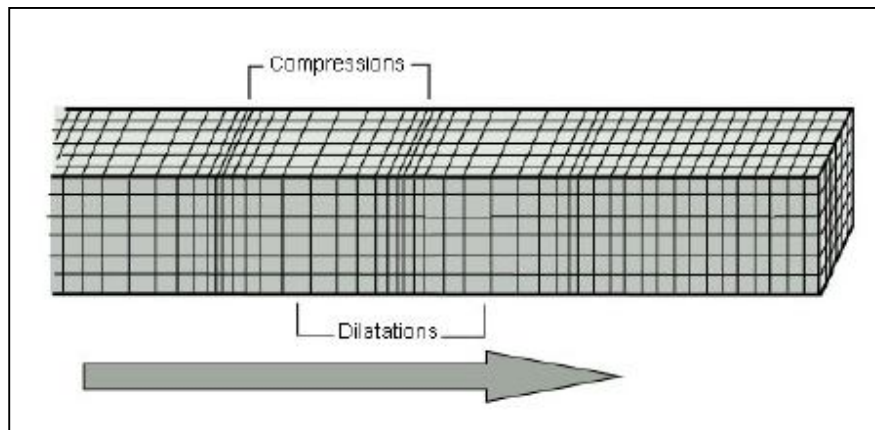
Les vibrations engendrées par un séisme se propagent dans toutes les directions. Selon leur nature, on distingue deux grands types d'ondes émises par un tremblement de terre : les **ondes de volume** appelées également **ondes de fond** qui traversent la Terre et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface. Elles se succèdent et se superposent sur les enregistrements des sismomètres. Leur vitesse de propagation et leur amplitude sont modifiées par les structures géologiques traversées, c'est pourquoi, les signaux enregistrés sont la combinaison d'effets liés à la source, aux milieux traversés et aux instruments de mesure.

Selon leur nature, on distingue deux grands types d'ondes émises par un tremblement de terre

- Les ondes de fond "S" et "P". Elles se propagent à l'intérieur de la terre.
- Les ondes de surface, qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

#### I.2.7.2.1. Les ondes "P"

Les ondes "P" ou ondes primaires appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales. Elles se matérialisent par un mouvement préférentiel d'une particule parallèlement à la direction de propagation. Le déplacement du sol qui accompagne leur passage se fait par dilatation et compression successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde. Ce sont les plus rapides (6 km.s<sup>-1</sup> près de la surface) et sont enregistrées en premier sur un sismogramme. Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre. (Figure I.7)



**Figure I.7.** Propagation des ondes "P".

La vitesse de propagation des ondes P est donnée par l'équation suivante :

$$v_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}\mu}{\rho}} \quad (2)$$

Avec :

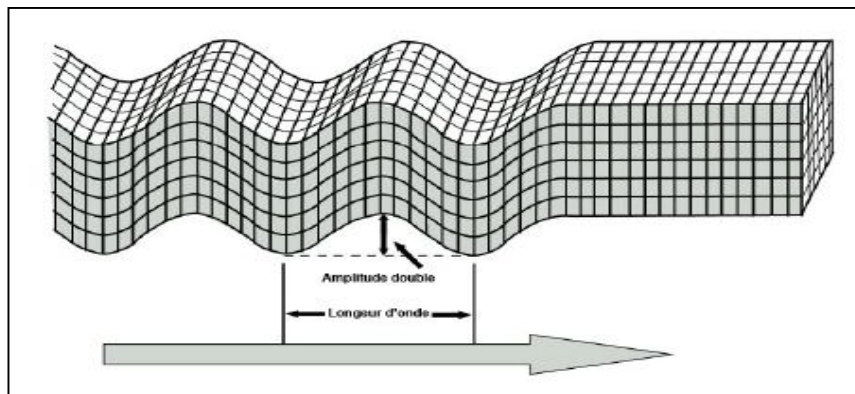
$K$  : module d'incompressibilité, exprimé en Pa. Plus il est élevé, plus il se détend vite, et plus l'onde se propage vite.

$\rho$  : masse volumique, exprimée en kg/m<sup>3</sup>. Plus un corps est dense, plus il est difficile à mettre en mouvement : l'onde se propage alors moins vite.

$\mu$  : module de cisaillement, exprimé en Pa. Plus un corps est difficile à déformer élastiquement ( $\mu$  grand), plus il revient vite à sa position initiale.

#### **I.2.7.2.2. Les ondes 'S'**

Les ondes S ou ondes secondaires appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales, ne peuvent se propager que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde. A leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides, elles sont en particulier arrêtées par le noyau de la Terre. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P, elles apparaissent en second sur les sismogrammes. (Figure I.8)



**Figure I.8.** Propagation des ondes "S"

La vitesse de propagation des ondes S est donnée par l'équation suivante :

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (3)$$

Avec :

$\rho$  : masse volumique, exprimée en kg/m<sup>3</sup>. Plus un corps est dense, plus il est difficile à mettre en mouvement : l'onde se propage alors moins vite.

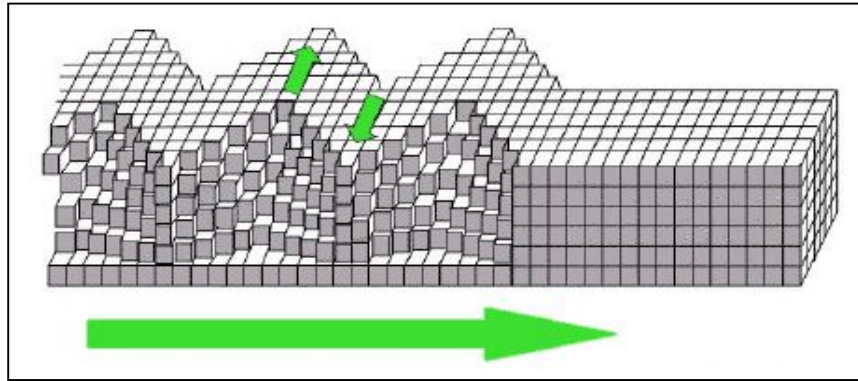
$\mu$  : module de cisaillement, exprimé en Pa. Plus un corps est difficile à déformer élastiquement ( $\mu$  grand), plus il revient vite à sa position initiale.

### I.2.7.2.3. Les ondes de surface

Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Leur effet est comparable à celui des rides qui se forment à la surface d'un plan d'eau. Leur vitesse de propagation est inférieure à celle des ondes de volume, mais leur amplitude est généralement plus forte. Deux types d'ondes de surfaces sont à définir : Les ondes dites de Love et les ondes de Rayleigh.

#### a. Les ondes de Love (L ou LO)

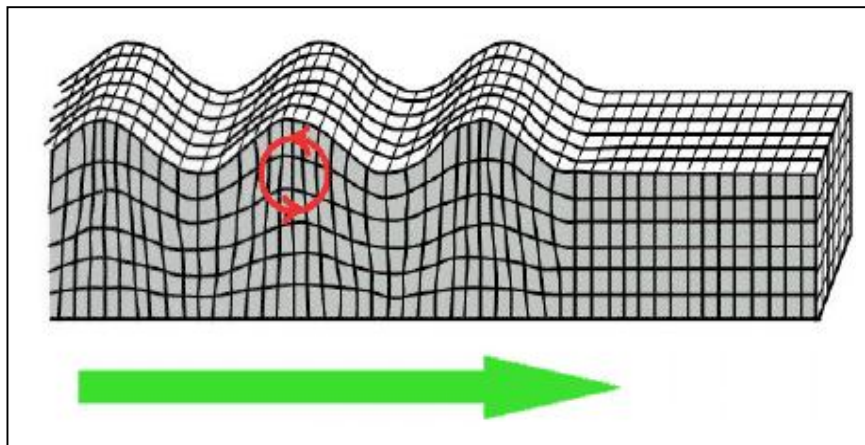
Résultant d'interférences constructives entre les ondes PH et SH horizontales, les ondes de Love ont un déplacement similaire à celui des ondes S sans mouvement vertical. Les particules du sol sont déplacées d'un côté à l'autre dans un plan horizontal perpendiculairement à sa direction de propagation engendrant ainsi un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices. La vitesse moyenne de propagation des ondes de Love  $V_L \approx 4\text{km/s}$ . (Figure I.9)



**Figure I.9.** Propagation des ondes de Love

*b. Les ondes de Rayleigh (LR)*

Résultant d'interférences constructives entre les ondes PV et SV verticales, les ondes de Rayleigh ont un déplacement complexe, assez semblable à celui d'une poussière portée par une vague, un mouvement elliptique à la fois horizontal et vertical, rétrograde à faible profondeur R et prograde pour une profondeur supérieure au cinquième de la longueur d'onde ( $\lambda$ ). Les vibrations engendrées par cette onde durent plusieurs minutes. (Figure I.10)



**Figure I.10.** Propagation des ondes de Rayleigh

### I.2.8. Effets particuliers des séismes

Outre les pertes matérielles et humaines que provoquent les tremblements de terre, de nombreux phénomènes peuvent surgir entraînant le plus souvent de graves conséquences. Ces phénomènes dépendent de plusieurs facteurs tels que l'emplacement géographique, la nature du sol, l'endroit du séisme ...etc. Parmi ces phénomènes on peut citer :

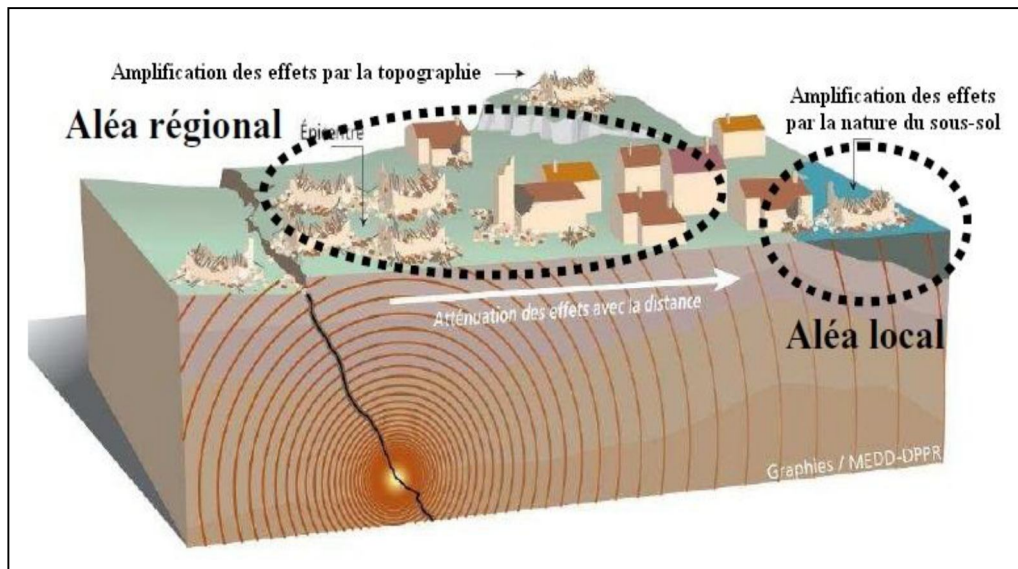
**Les tassements** : sous l'effet des vibrations, certains sites peuvent subir d'importants tassements différentiels pouvant atteindre plusieurs dizaines de centimètres, provoquant ainsi des décrochements significatifs dans le sol et parfois même des glissements de terrain.

**La liquéfaction** : la mise en mouvement du sol sous l'effet d'un séisme entraîne une augmentation de la pression interstitielle  $U$  et qui a pour effet de réduire progressivement la résistance au cisaillement du sol jusqu'à son annulation. Arrivé à ce stade, le sol perd sa capacité portante et commence à se comporter comme un liquide, ce qui entraîne l'inclinaison, voir même le renversement des constructions et des glissements de terrain qui peuvent s'étendre sur plusieurs kilomètres. Ce phénomène touche en particulier les sols composés essentiellement de sable fin saturé en eau et nécessite une énergie de vibration capable d'élever significativement la pression interstitielle.

**Le tsunami** : ce phénomène est visible uniquement si le séisme se produit au fond de la mer. Ce dernier provoque une formation de vague en surface de l'eau qui se propage sur des centaines de kilomètres depuis le foyer et qui peut atteindre une dizaine de mètre de hauteur pour des séismes majeurs. Arrivée sur la côte, cette vague dévaste tout sur son passage entraînant ainsi les bateaux hors de l'eau et causant la destruction des constructions adjacentes.

### **I.2.9. Influence du sol**

La logique des choses voudrait que plus on s'éloigne de l'épicentre et plus les dommages diminuent, ceci n'est pas toujours vrai puisque le sol joue parfois un rôle d'amplificateur de mouvements dans certaines régions. En effet, on a souvent constaté lors des séismes destructeurs que les dommages sont nettement plus élevés dans les zones à formation sédimentaire ou alluvionnaire que dans les zones rocheuses voisines. Les mouvements sismiques sont donc influencés par la nature du sol et par le relief topographique des sites.(Figure I.11)

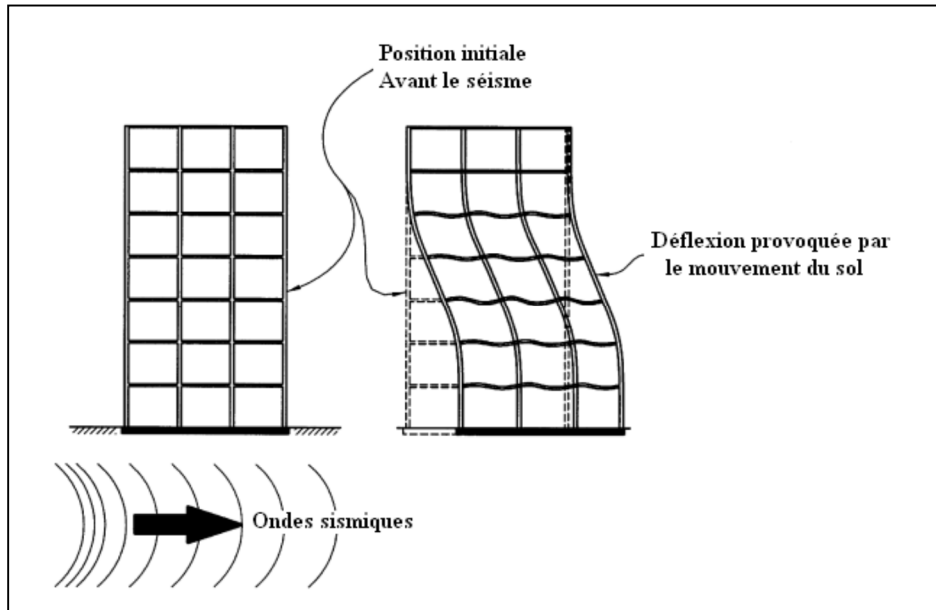


**Figure I.11.** Influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques.

### I.2.10. Comportement des structures durant un séisme

Il est clair que le comportement des structures lors d'un séisme est un problème qui reflète de la dynamique. Contrairement au vent qui génère des forces de pression qui s'appliquent de manière directe sur l'ouvrage, les mouvements sismiques eux produisent 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, l'emplacement géographique, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période de vibration, la rigidité, l'amortissement, la masse totale ...etc. (figure I.12). [F. Abdelhamid]

Afin d'améliorer le comportement des structures dans les zones sismiques, il est nécessaire de prévoir des éléments de contreventement qui ont pour rôles de s'opposer aux actions horizontales générées par le mouvement du sol, et d'assurer la stabilité latérale des constructions. Le type de contreventement à mettre en place doit ainsi être choisi de manière judicieuse, et disposé suivant les directions principales.



**Figure I.12.** Comportement des structures durant un séisme.

### I.2.11. Conception parasismique

Pour avoir une bonne tenue face aux séismes, une construction doit être conçue dès le départ de façon à pouvoir résister aux actions sismiques, en faisant le bon choix des éléments porteurs de la structure, du matériau à utiliser, du type de contreventement...etc. En effet, aussi poussés soient-ils, les calculs et le dimensionnement ne peuvent compenser à eux seuls les défauts de la conception sur le plan parasismique.

Pour qu'une construction soit réellement parasismique, elle doit s'appuyer sur trois points fondamentaux :

- Bonne conception architecturale vis-à-vis des séismes.
- Application des règles parasismiques.
- Exécution de qualité.

### I.2.12. Règlements parasismiques

Afin de minimiser au maximum les dégâts matériels et humains causés par les séismes, de nombreux règlements parasismiques ont vu le jour et sont en constante évolution pour mieux aider les concepteurs à faire des choix judicieux lors de la conception, le calcul et la mise en

œuvre des ouvrages. En général, ces règlements visent à ce que ces derniers soient capables de résister :

- A des séismes mineurs sans aucun dommage.
- A des séismes modérés avec des dommages négligeables dans les éléments structuraux et quelques désordres dans les éléments non structuraux.
- A des séismes majeurs avec quelques dommages structuraux et non structuraux sans qu'il y ait effondrement ou perte de stabilité de l'ouvrage.

Le respect de ces règles réduit considérablement le risque d'effondrement des constructions, sans pour autant le garantir. En effet, on a déjà constaté lors des séismes majeurs que des constructions conformes aux règles parasismiques soient sérieusement endommagées ou parfois même effondrées. Ceci dit, ces cas sont très rares, ce qui donne une bonne impression sur ces règles en vigueur et encourage les chercheurs à améliorer d'avantage ces derniers.

Actuellement, tous les règlements parasismiques existants imposent la prise en compte des actions sismiques dites *accidentelles* dans le dimensionnement des éléments qui constituent la structure. Plusieurs méthodes peuvent être employées quant à la détermination de ces actions.

On peut citer par exemple :

- ***La méthode statique équivalente*** : c'est une méthode approchée qui consiste à remplacer les forces dynamiques générées lors des séismes par des forces statiques équivalentes supposées avoir les mêmes effets sur la structure que les forces dynamiques. Il est à noter que cette méthode a un usage limité puisqu'elle doit satisfaire les conditions spécifiées dans les règlements pour être applicable (Régularité en plan et en élévation des structures, limitation de la hauteur...etc.). [RPA. 2003]

- ***La méthode d'analyse modale spectrale*** : c'est une méthode d'analyse dynamique basée sur l'utilisation des spectres de réponse qui permettent d'évaluer la réponse maximale d'une structure en fonction de sa période propre. Ces spectres, dérivés le plus souvent des accélérogrammes, dépendent de la nature du sol et du pourcentage d'amortissement des structures. Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas et plus particulièrement dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. [RPA.2003]

- ***La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes*** : Cette méthode est réservée exclusivement aux cas exceptionnels en particulier dans les cas où des effets de non-linéarité

doivent être pris en considération. L'emploi de cette méthode nécessite une large base de données d'accélérogrammes et une bonne connaissance des risques sismiques de la région concernée. [RPA.2003]

Il existe d'autres méthodes plus sophistiquées que celles énoncées ci-dessus, mais leur utilisation reste limitée à des cas très particuliers vu qu'elles sont très onéreuses et nécessitent un personnel qualifié.

### **I.3. La sismicité en Algérie du nord**

L'Algérie du Nord est frappée régulièrement par des séismes parfois importants mais souvent modérés à faibles. Les séismes modérés à fort génèrent bien souvent des catastrophes (El Asnam, 10.10.1980, Boumerdès, 21.05.2003) difficiles à surmonter car notre pays, à l'instar de beaucoup d'autres, reste encore mal préparé pour affronter de tels cataclysmes.

S'il est vrai qu'avant la catastrophe d'El Asnam (10 octobre 1980,  $M=7.3$ ), peu de choses étaient connues de la sismicité algérienne, les leçons données par ce séisme furent multiples et eurent un impact important. Ce séisme a permis de démontrer scientifiquement que de violents séismes pouvaient se produire en Algérie du Nord, que cette région subissait le rapprochement de la plaque européenne, qu'il fallait renforcer la surveillance sismique du territoire, qu'il fallait se munir de normes de construction parasismiques, qu'il fallait à tout prix se doter d'un plan de réduction du risque. [A.K.Yelles-Chaouche]

D'autre part, l'étude de quelques séismes récents (El Asnam, 1980, Boumerdes, 2003) ont permis de préciser les caractéristiques des séismes qui se produisent en Algérie. Ces séismes sont produit généralement par des plis, plis failles ou failles inverses de direction NNE-SSW témoignant du raccourcissement, comme l'indiquent les différents mécanismes au foyer, calculés dans le Nord algérien. Dans la région Est, les séismes semblent plutôt décrochant du fait d'une réorientation du champ de contraintes. (Figure I.13)

Les séismes algériens sont d'autre part superficiels ne dépassant pas en profondeur les 15 km, ce qui les rend plus dangereux et perceptibles par la population. [H. Beljoudi, 2011].

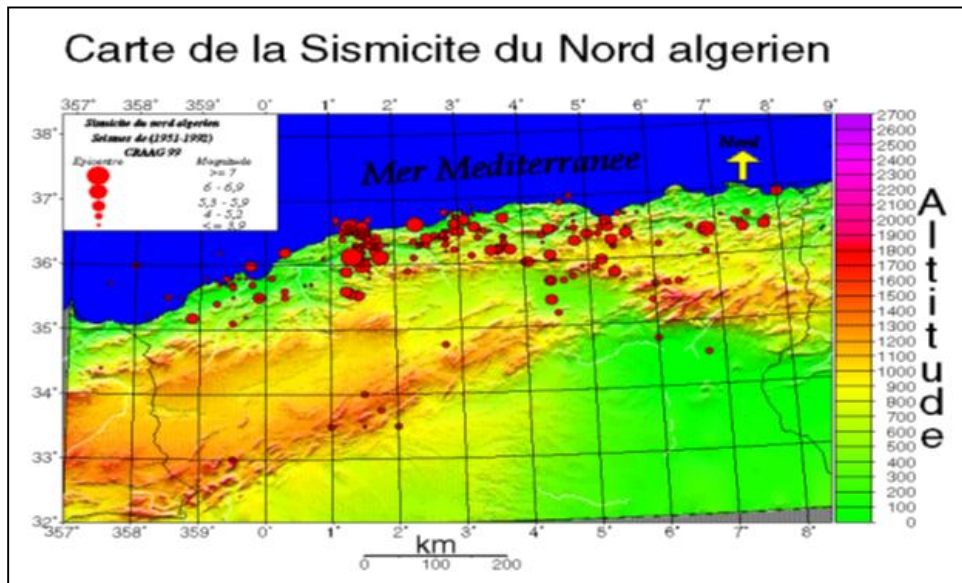


Figure I.13. Carte de la sismicité du nord Algérien.

### I.3.1. Historique de séisme en Algérie

Le nord de l'Algérie est situé dans une zone critique qui est l'intersection de deux plaques, la plaque africaine et l'eurasienne, il est susceptible d'être soumis à d'importantes secousses sismiques. Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, parmi les plus désastreux, on peut les résumer dans le (Tableau I.2). [A.K. Yelles-Chaouche]

Lieu	Date	Magnitude	Observations
Alger	1365	/	Destructeur : Alger complètement détruite. Une partie d'Alger fut inondée
Gouraya	1891	7.5	Destructeur, dégâts importants : Gouraya et Villebourg ont été complètement détruites.
Orléans ville (Chlef)	1954	6.7	20 000 habitations détruites
El Asnam (Chlef)	1980	7.3	70% des habitations détruites
Tipasa	1989	6.0	Dégâts importants à Sidi-Moussa et Nador.
Ain T'émouchent	1999	5.8	Dégâts importants à Ain-Temouchent, Ain-Tolba, Ain-Kihal et Sidi-Ben-Adda.
Boumerdès	2003	6.8	100 000 habitations touchées.

Tableau I.2. Les séismes les plus destructeurs en Algérie.

**I.3.2. Classification des zones sismique en Algérie selon le RPA 2003**

D'après le Règlement Parasismique Algérien, l'Algérie est divisée en cinq (05) zones sismiques dont le degré de sismicité est croissant. (Tableau I.3) [RPA. 2003]

<b>Zone sismique</b>	<b>Degré de la sismicité</b>
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone IIa et IIb	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

**Tableau I.3.** Classification de zones sismiques en Algérie.

*Chapitre II :*  
*Notions sur les constructions*  
*métalliques*

### II.1. Introduction

Les tremblements de terre, leur influence sur les personnes et sur les constructions où ces personnes habitent et travaillent, l'évaluation et l'interprétation des dommages produits par les actions sismiques de différentes intensités sont les principales préoccupations de l'ingénieur de projet, dans les zones sismiques. La dégradation des structures après un tremblement de terre constitue toujours une provocation pour les chercheurs et les ingénieurs, les poussant à améliorer leurs méthodes de dimensionnement. [M. Saranik, 2011].

Les ossatures métalliques sont largement utilisées dans les pays industrialisés et surtout ceux présentant un risque sismique important. Les structures métalliques en ossature sont des systèmes structuraux qui offrent de nombreux avantages sur le plan architectural, laissant une large liberté de compartimentation et de définition des espaces. (Figure II.1)

Après les années 1950, une vaste recherche a été menée dans le domaine des structures en ossature métallique sous chargement sismique. Ces dernières années, elle est devenue l'un des types dominant de la construction parasismique de bâtiments.



**Figure II.1.** Vue d'une structure métallique.

## II.2. Bref historique de l'acier

La fonte a été le premier matériau utilisé pour la construction métallique industrielle, on peut citer par exemple (le pont de la Severu en Angleterre en 1775). A la fin de 19<sup>ème</sup> siècle l'acier a commencé à être employé pour la construction (Tour Eiffel en 1886). jusqu'en 1930 environ, les assemblages étaient faits par rivetage ou boulonnage, à partir de cette date la soudure électrique s'est généralisée. [L. Castex, 1975]

## II.3. Les avantages et inconvénients de l'acier [L. Castex, 1975]

### II.3.1. Avantages de l'acier

L'acier possède un très bon comportement sous séisme dû à ses qualités :

- Très bonne résistance en traction et en compression.
- Bonne résistance au cisaillement
- Rapport (résistance / masse volumique) élevé (pour la résistance nécessaire, faible masse, donc forces d'inertie réduites).
- Résilience élevée (absorption d'énergie cinétique, bon comportement sous sollicitations alternées).
- Ductilité très élevée (sauf certains aciers spéciaux et types de sections à éviter).

#### ❖ Légereté :

L'acier résiste à 2400 Kg/cm<sup>2</sup> pour une masse spécifique de 7850 Kg/m<sup>3</sup>.

Le béton armé en compression résiste à 81 Kg/cm<sup>2</sup> pour une masse spécifique de 2500 Kg/m<sup>3</sup>.

A résistance égale, il faudra donc **30 cm<sup>2</sup>** de béton pour **1 cm<sup>2</sup>** d'acier soit un poids de béton environ 10 fois supérieur.

En flexion simple, le rapport est réduit de moitié puisque le béton peut alors travailler à **162 Kg/cm<sup>2</sup>**.

La légèreté de l'acier est un grand avantage pour les bâtiments industriels souvent construits sur terrains aux ses caractéristiques mécaniques médiocres.

❖ Récupération :

On peut modifier facilement une structure en acier, de plus si l'on tient compte d'une durée de vie moyenne de trente (30) ans pour un immeuble, la récupération du métal et sa facilité de démontage sont des arguments déterminants. Argument très positif à cause des problèmes d'environnement.

❖ Préfabrication :

Ce qui est difficile et long à étudier en béton armé est règle courante en acier, tout est préfabriqué en atelier, on réduit ainsi les frais de déplacement et de main d'œuvre sur le chantier (facilité des assemblages).

❖ Précision de la verticalité :

Le faux aplomb d'un poteau entre deux planchers consécutifs n'est admissible qu'à la condition que la projection sur le plan de base, de centre de gravité de la section du sommet reste à l'intérieur d'un contour homothétique du noyau central correspondant à une réduction de 5 à 1 dimensions linéaire de ce dernier.

❖ Rapidité d'exécution :

Dans un grand nombre de projets, la durée de construction joue un rôle économique important. La construction métallique offre à cet égard des conditions intéressantes. Les assemblages boulonnés permettent une mise en place rapide des éléments et assurent immédiatement la capacité portante intégrale, avec toute précision nécessaire. Ce montage est indépendant des conditions atmosphériques et des saisons, la pause hivernale n'étant pas nécessaire. La durée de construction réduite diminue aussi la durée aussi la durée d'interruption des activités en cas de modification de bâtiments existants.

❖ Absence de rayonnement radioactif :

Certaines pierres comme le granit, peuvent présenter une contamination radioactive des habitations. Ce risque est inexistant avec l'acier léger galvanisé.

❖ Respect total de l'environnement :

Matériaux économisant les ressources naturelles. L'acier est recyclable à 100% et réutilisable. Construction sèche qui évite tout rejet dans la nature.

❖ Fondations réduites :

Pour ce type de construction particulièrement léger, les fondations peuvent être très sensiblement réduites, économies très importantes sur fondations sur les études de sol.

**II.3.2. Inconvénients de l'acier**❖ Corrosion :

- Traitement par galvanisation, ou mieux par métallisation (cher mais permettant les interventions a posteriori avec des résultats durables).
- Dispositions constructives contre les remontées d'eau.

❖ Feu :

- Protection nécessaire, notamment en raison des incendies post-sismiques.

❖ Légèreté :

Les effets de vent, surtout par soulèvement sont importants et même souvent prépondérant ce qui conduit à une inversion des efforts dans les structures.

❖ Température :

A **600°C** l'acier perd **40 %** de ses possibilités de résistance à la traction.

Suivant l'hyperstaticité du système, une structure s'effondrera entre 400°C et 500°C, mais il existe plusieurs procédés de protection sont utilisés, on cite :

- enrobage lourds (béton).
- enrobage léger (amiante).
- peintures intumescentes.
- Irrigations des structures.

## **II.4. Ductilité**

Quand une structure est soumise à un tremblement de terre sévère, les éléments constituant la structure sont soumis à de grandes déformations. Si les éléments n'ont pas assez de ductilité, ils subiront des dommages et la structure pourrait s'effondrer. La ductilité ou « la capacité de déformation » est souvent utilisée dans le concept d'ingénierie sismique et est considérée comme l'un des paramètres les plus critiques dans l'évaluation de la performance sismique des structures.

### **II.4.1. Définition de la ductilité**

La ductilité caractérise l'aptitude d'une structure, d'un élément de structure ou des matériaux constitutifs, à se déformer dans le domaine non linéaire, au-delà de la limite élastique, jusqu'à la ruine.

Elle est définie par le facteur de ductilité qui est le rapport entre la déformation ultime et la déformation élastique, cette définition s'applique aux déformations, aux rotations, aux courbures et aux déplacements.

On distingue 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 première est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, 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. On visualise ces quatre manières de quantifier la ductilité à la (Figure II.2).

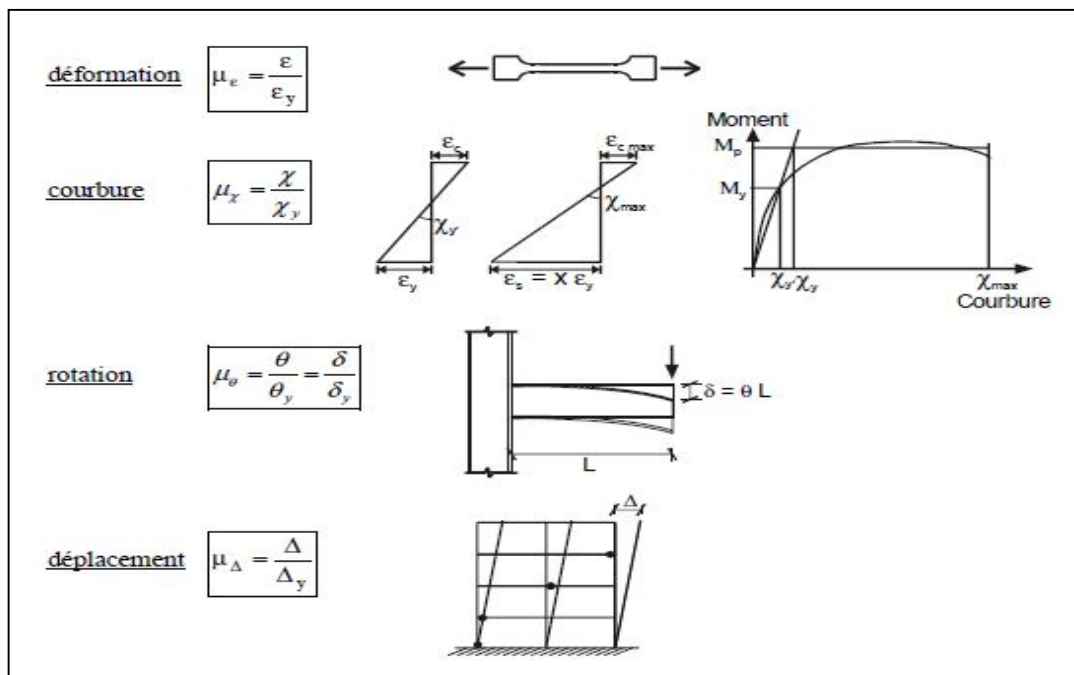


Figure II.2. Quatre niveaux de définition de la ductilité

**a. Ductilité de déformation**

La source de la ductilité est la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte. On définit la ductilité de déformation comme le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique :

$$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_m}{\epsilon_y} \tag{4}$$

**b. 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 (= rotation par unité de longueur) comme étant le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique :

$$\mu_{\chi} = \frac{\chi_m}{\chi_y} \tag{5}$$

**c. Ductilité de rotation**

On définit la ductilité de rotation de la poutre comme le rapport de la rotation maximale totale de la rotule plastique  $\Theta$  à la rotation élastique  $\Theta_y$ , la ductilité en rotation se calcule par la formule (3) :

$$\mu_{\Theta} = \frac{\Theta}{\Theta_y} \quad (6)$$

**d. 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 ( $\Delta = \Delta_y + \Delta_p$ ) au déplacement latéral élastique  $\Delta_y$  :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (7)$$

*Chapitre III :*  
*Méthodes d'évaluation du*  
*point de performance*

### III.1. Introduction

Les structures pourront être déformées inélastiquement lorsqu'elles sont soumises à des sollicitations sismiques. Ceci dit, l'évaluation des performances sismiques des structures devrait mettre en considération le comportement non linéaire. Par conséquent, une procédure d'analyse non linéaire doit être utilisée dans le but d'une évaluation en qualité d'un comportement non linéaire qui ne peut pas être déterminé directement par une analyse élastique. En outre, la demande non élastique de déplacement maximum des structures doit être déterminée par une estimation adéquate de la demande induite par un séisme sur le comportement non linéaire des structures.

Il existe diverses procédures d'analyse non linéaires simplifiées et beaucoup de méthodes d'approximation pour évaluer le déplacement maximal inélastique des structures. Toutefois, la procédure d'analyse non linéaire simplifiée semble être la plus utilisée.

### III.2. Méthodes d'analyse non linéaire

Les structures subissent des déformations inélastiques importantes lors d'un séisme très important. Ainsi, les caractéristiques dynamiques de la structure changent avec le temps.

Pour enquêter sur la performance d'une structure inélastique, il faut utiliser des procédures afin de calculer ses caractéristiques. Les procédures analytiques inélastiques aident à assimiler le comportement réel des structures en identifiant les modes de défaillance et le risque d'effondrement progressif. Les procédures d'analyses inélastiques comprennent, essentiellement, l'analyse non linéaire « time history » et l'analyse « Push over ».

#### III.2.1. L'analyse non linéaire « time history »

La précision de l'analyse non linéaire « time history » est la plus exacte pour prédire la force et les déformations pour différents éléments de la structure.

Malgré cette précision, l'utilisation de l'analyse non linéaire « time history » reste très limitée car la réponse dynamique est très sensible aux caractéristiques de modélisation du mouvement de sol. Elle implique la modélisation correcte de la charge cyclique compte tenu des caractéristiques de déformation, des propriétés détérioration de tous les éléments importants. En outre, elle exige la disponibilité d'un ensemble de documents représentatifs du mouvement du sol qui tiennent en compte des incertitudes et des différences dans la sévérité, la fréquence et les caractéristiques de la période. Toutefois, le temps de calcul, le temps requis pour la

préparation d'entrée et de sortie exigent une interprétation volumineuse, rendant l'utilisation de cette analyse peu praticable pour l'évaluation de la performance sismique.

### III.2.2. L'analyse statique non linéaire analyse « Push over »

Le Push over est une méthode d'analyse avancée non linéaire des structures très répandue. Elle consiste à appliquer une charge statique d'une façon incrémentale sur l'ouvrage jusqu'à sa rupture. Cela permet d'appréhender le comportement non linéaire de la structure. Ainsi nous pouvons calculer la courbe de capacité qui détermine la résistance ultime du bâtiment et sa capacité de déformation. Nous espérons par ce biais nous approcher au plus près du comportement réel de l'ouvrage pour déterminer la performance sismique de ce dernier. [P. Lestuzzi].

### III.3. Les concepts fondamentaux de l'analyse « push over »

#### III.3.1. Définition de l'analyse « Push over »

L'analyse « Push over » est une analyse statique non-linéaire de la structure permettant de présenter de façon simplifiée le comportement de la structure sous l'effet de chargement sismique. En suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité 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 qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure. Cette courbe varie en fonction de la demande sismique. [Ourabah A, et All. 2010].

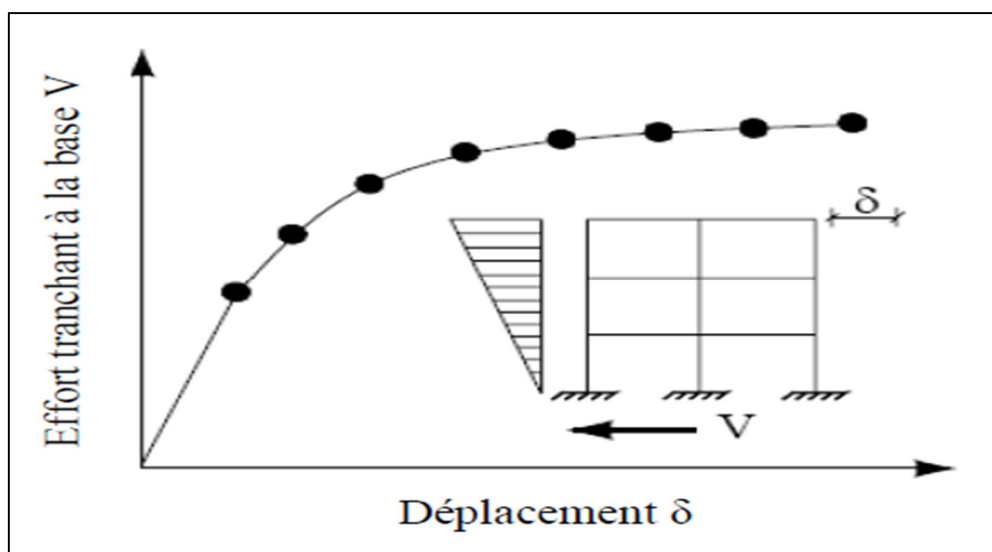


Figure III.1. La courbe de push over

### III.3.2. But de l'analyse « Push over »

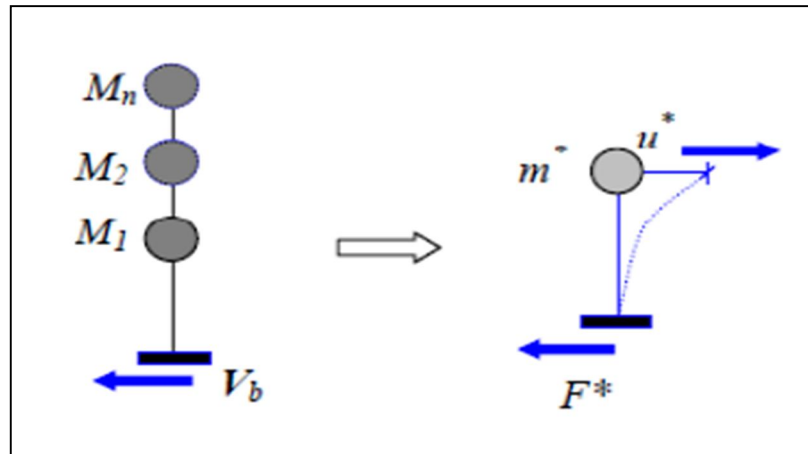
Le but de l'analyse « Push over » est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et de déplacements dans les éléments de la structure et de suivre le développement des mécanismes de ruines dans les éléments ainsi que l'évaluation des dommages structuraux. [FEMA 273, 1997]

Elle est aussi supposée nous fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse comme :

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

### III.3.4. Principe de la méthode « Push over »

L'analyse statique « Push over » est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (1 DDL). Ceci implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme. [M.A. Belkheir, 2012 et D.E. LAIFI, 2012].



**Figure III.2.** Système équivalent à un seul degré de liberté

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 simulé par un système linéaire équivalent. [D.E. LAIFI, 2012]

### III.3.5. Formulation de l'analyse « Push over » : [A.Boumekik, A.Kadid, N.Lahbari, M.Lahbari et A.Zine].

L'analyse « Push over » n'a pas une base théorique rigoureuse. Elle est basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Ceci implique que la réponse est dominée par un seul mode, et que la forme de ce mode reste constante tout au long de l'analyse. Clairement, ces deux suppositions sont incorrectes mais des études pilotes entreprises par de nombreux chercheurs ont indiqué que ces suppositions aboutissent à des prédictions plutôt bonnes de la réponse sismique maximale correcte d'un système à plusieurs degrés de liberté pourvu que leur réponse soit dominée par un seul mode.

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 différentielle du système à plusieurs degrés de liberté peut être écrite sous la forme :

$$[M]\{\Phi\}\ddot{x}_i + C\{\Phi\}\dot{x}_i + Q = -M\{I\}\ddot{x}_g \quad (8)$$

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 :

$$x^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{I\}} x_i \quad (9)$$

Après en multipliant l'équation (8) par  $\{\Phi\}^T$  et substituant pour  $x_i$  en utilisant l'équation (9), on obtient l'équation différentielle suivante pour la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent :

$$M^* \ddot{x}^* + C^* \dot{x}^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g \quad (10)$$

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

$$M^* = \{\Phi\}^T M \{I\} \quad (11)$$

$$Q^* = \{\Phi\}^T Q \quad (12)$$

$$C^* = \{\Phi\}^T C \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T M \{I\}}{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}} \quad (13)$$

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.2). Dans le but d'identifier la résistance nominale globale et les déplacements, le diagramme multilinéaire V- $\delta_i$  doit être représentée par une relation bilinéaire qui définit une résistance plastique,  $V_y$ , une rigidité élastique effective,  $K_e = V_y / \delta_i$ , y, et une

rigidité raidie ou adoucie,  $K_s = \alpha K_e$  pour la structure. Cette courbe bilinéaire simplifiée effort tranchant à base- déplacement au sommet, est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

La valeur de plastification de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet correspondant de la (Figure III.2) sont utilisés avec les équations (9) et (12) pour calculer la relation force-déplacement pour le système à un seul degré de liberté équivalent comme suit :

$$x^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{I\}} x_{i,y} \quad Q_y^* = \{\Phi\}^T Q_y \quad (15)$$

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

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

$$T_{eq} = 2\pi \left[ \frac{x_y^* M^*}{Q_y^*} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (16)$$

Le facteur de raidissement ( $\alpha$ ) 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 push over 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 (9). Donc, le déplacement cible peut être déterminé si la demande en déplacement pour 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 (10) par  $M^*$  pour obtenir l'équation différentielle du système à un seul degré de liberté ayant une masse unitaire :

$$\ddot{x}^* + \frac{C^*}{M^*} \dot{x}^* + \frac{Q^*}{M^*} = -\ddot{x}_g \quad (9)$$

L'équation (9) décrit la réponse d'un système à un seul degré de liberté de masse unitaire ayant une période  $T_{eq}$  et une résistance plastique  $F_y$ , e donnée par :

$$F_{y,eq} = \frac{Q_y^*}{M^*} \quad (10)$$

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 :

$$F_{y,eq} = S_a(T_{eq}) \quad (11)$$

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 :

$$R = \frac{F_{e,eq}}{F_{y,eq}} = \frac{S_a(T_{eq})M^*}{Q_y^*} \quad (12)$$

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 push over dans des études pilotes ;

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 push over 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 push over, 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 les prédictions de la demande sismique en utilisant une analyse push over. 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.4. La courbe de capacité**

La capacité se réfère généralement à la force au point de l'élément ou de la courbe de la capacité de rendement de la structure. Pour les composants de déformation contrôlée, la capacité au-delà de la limite élastique comprend généralement les effets de l'écroûissage. [ATC 40, 1996].

#### **III.4.1. Définition de la courbe de capacité**

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal (effort tranchant) à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci à son sommet (figure III.3). La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure.

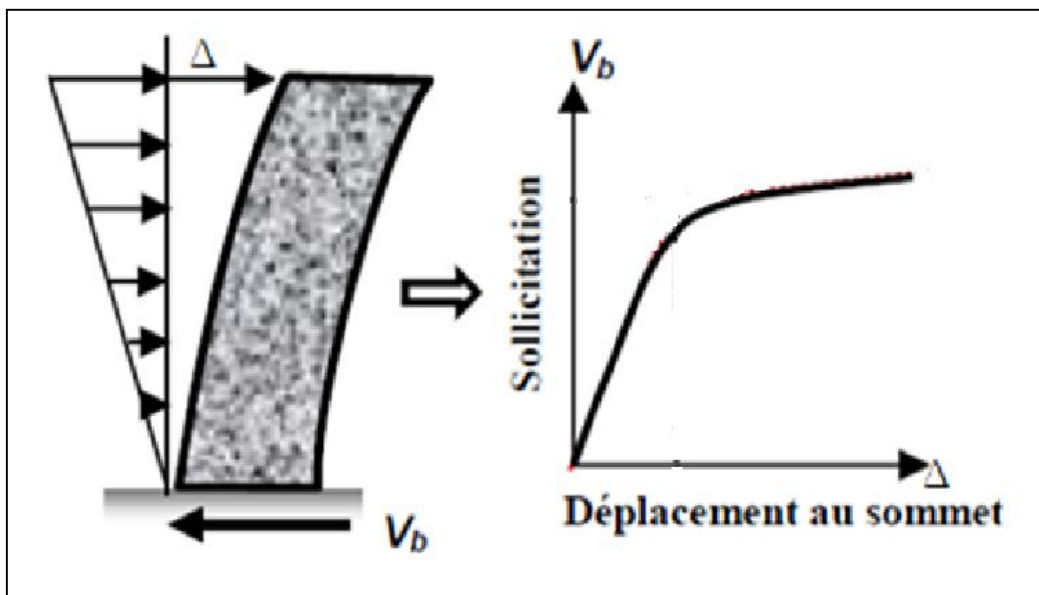


Figure III.3. La courbe de capacité  $V = f(\Delta)$ . [A.Kahil, 2008]

Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

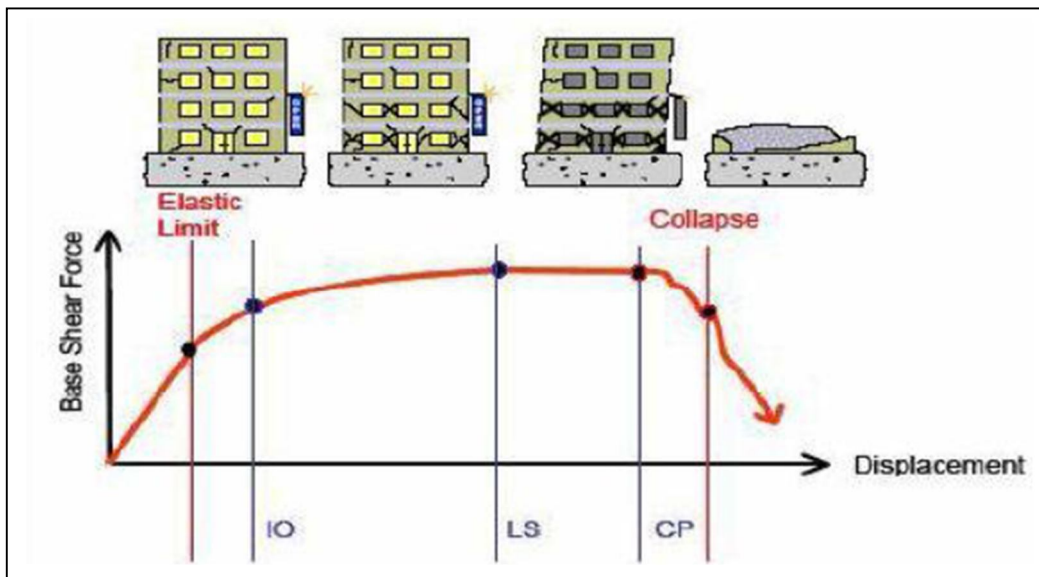


Figure III.4. Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité. [A.Kahil, 2008]

On peut décomposer la courbe de capacité qui décrit l'état d'endommagement (figure III.4) en cinq (05) niveaux qui correspondent :

- a) **Le premier niveau** : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état de non endommagement.
- b) **Le deuxième niveau** : la structure est légèrement endommagée aucun élément structuraux touché, et dégâts modéré dans les éléments non structuraux.
- c) **Le troisième niveau** : plastification de quelques éléments structuraux, dégâts importants sur les autres éléments non structuraux, et la structure peut être rénové.
- d) **Le quatrième niveau** : plastification totale des éléments de la structure et dégradation de leurs résistance.
- e) **Le cinquième niveau** : effondrement de la structure.

### III.4.2. 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  $(\frac{1}{W \cdot \alpha_1})$  et  $[\frac{1}{P_{f1} \cdot \delta_{1s}}]$ . [ATC 40, 1996].

Avec :

$\alpha_1$  : pourcentage de participation massique de mode fondamental

W : masse sismique de la structure.

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

$\delta_{1s}$  : amplitude de mode fondamental.

Les valeurs de  $S_a$  et  $S_d$  sont données par les formules (13 et 14) :

$$S_a = V / w \cdot \alpha_1 \quad (13)$$

$$S_d = \Delta_s / P_{f1} \cdot \delta_{1s} \quad (14)$$

$$P_{f1} = \frac{\left[ \sum_{i=1}^n (m_i \phi_i) / g \right]}{\left[ \sum_{i=1}^n (m_i \phi_i^2) / g \right]}$$

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

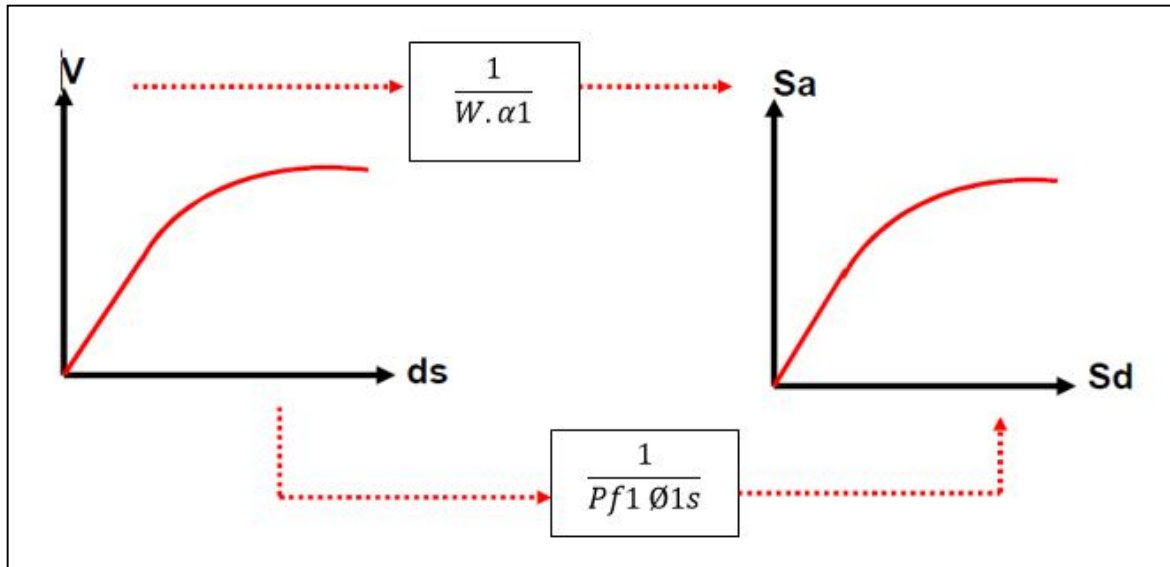


Figure III.5. Transformation spectrale de la courbe de capacité

### III.4.3. 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.6)

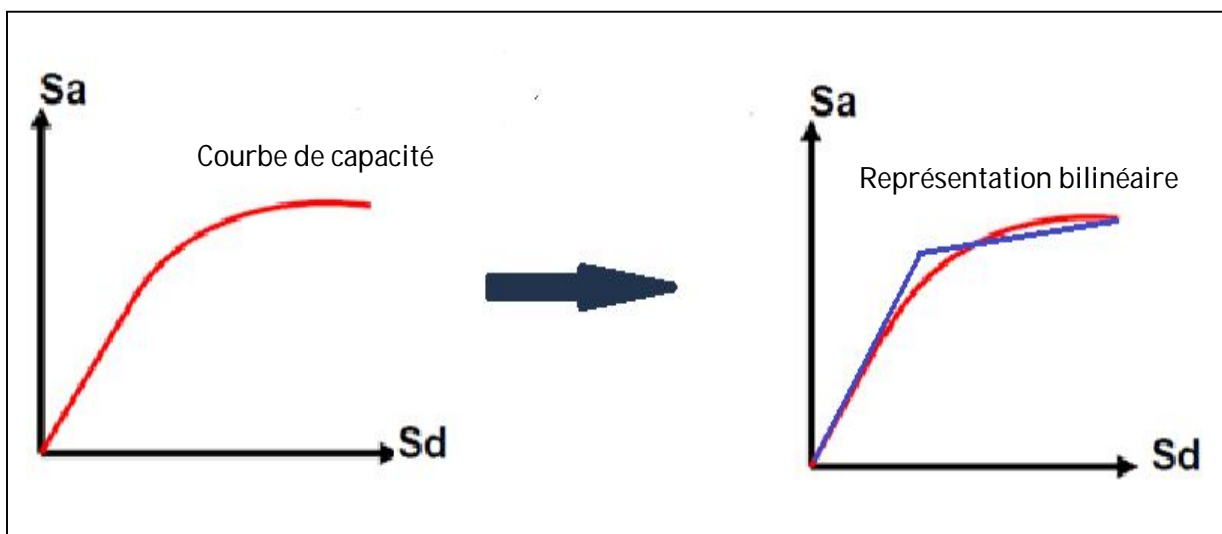


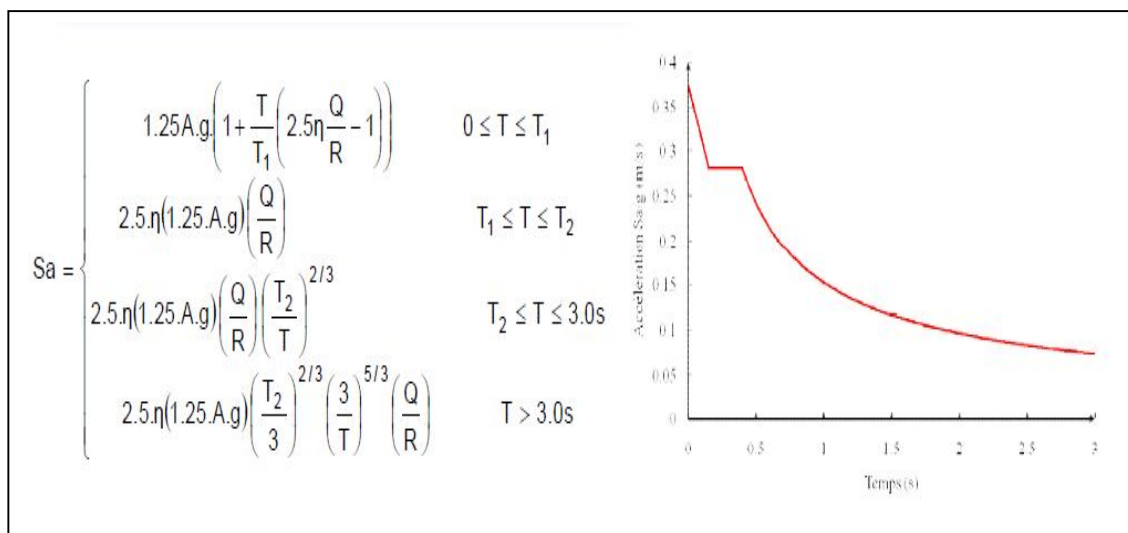
Figure III.6. La représentation bilinéaire de la courbe de capacité

### III.5. 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 [ATC 40, 1996].

#### III.5.1. 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  $T$ . (Figure III.7)



**Figure III.7.** Représentation de spectre de réponse élastique [RPA 2003]

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

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) (RPA2003).

**$\eta$** : Facteur de correction d'amortissement ( $\eta = 7 / 2 + \xi$ )<sup>1/2</sup>. (Eq 4.3 RPA2003).

**$\xi$** : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) (RPA2003).

**R** : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3) (RPA2003).

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

**(RPA2003).**

**Q** : Facteur de qualité (tableau 4.4) **(RPA2003).**

### III.5.2. Transformation spectrale de la demande sismique [ATC 40, 1996]

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 ( $\xi$ ) ou, ( $S_a$ ) est l'accélération spectrale et ( $T$ ) est la période d'oscillation.

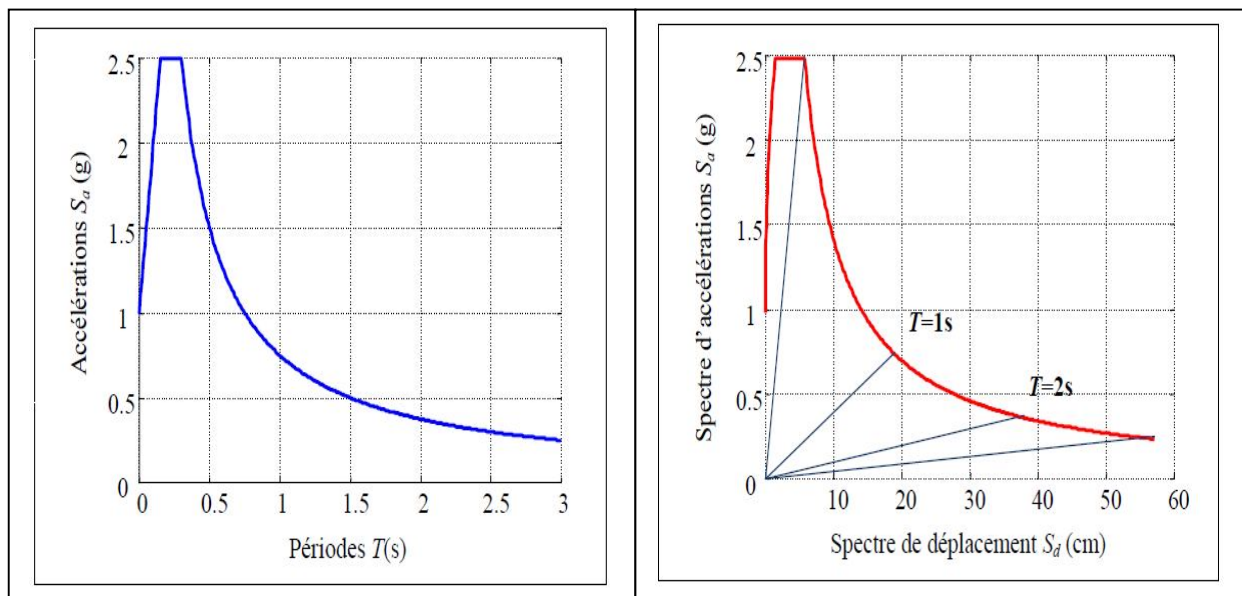
Avec :

**S<sub>a</sub>** : Accélération spectrale.

**T** : période d'oscillation.

Chacun des points précédents  $S_{ai} = f(T_i)$  est transformé dans un diagramme  $S_a = f(S_d)$  (voir la figure III.8) où ( $S_d$ ) est le déplacement spectral donné par la relation (III.15)

$$S_d = \frac{T^2 \cdot S_a}{4 \cdot \pi^2} \quad (15)$$



**Figure III.8.** Transformation de la demande sismique.

### III.6. 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 est supérieure à la capacité.

#### III.6.1. La demande est inférieure ou égale à la capacité

Lorsque le déplacement maximal supporté par la structure est supérieur au déplacement donné par le séisme, la structure résiste, mais elle subit des dommages que, l'on estime par la position du point de performance sur la courbe de capacité.

Ce point est défini par l'intersection entre la courbe de capacité et la courbe de la demande sismique réduite (figure III.9).

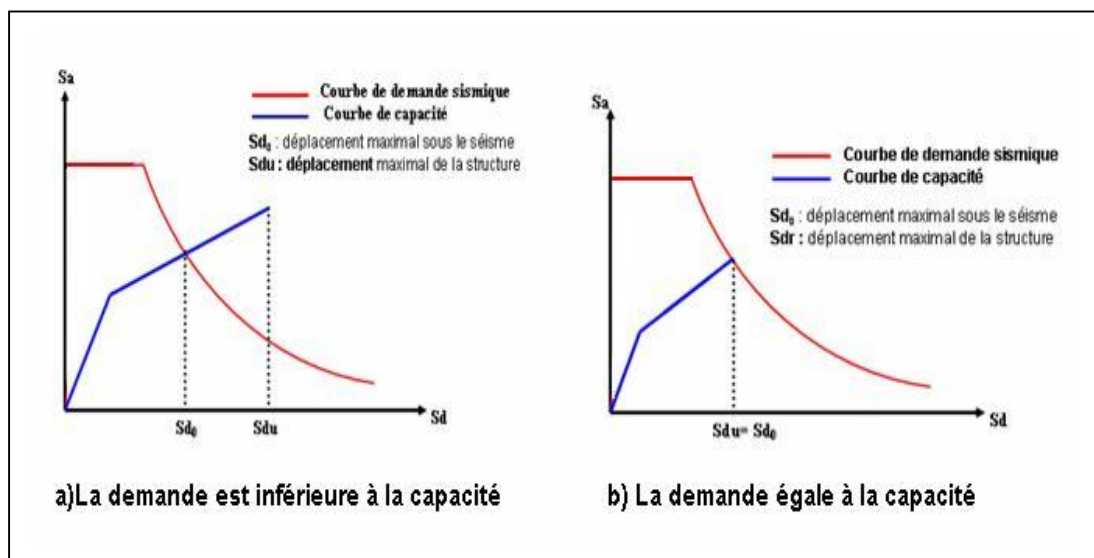


Figure III.9. La demande est inférieure ou égale à la capacité.

#### III.6.2. La demande est supérieure à la capacité

Le déplacement imposé par le séisme est supérieure à la capacité de la structure, il s'ensuit l'effondrement partiel ou total de la structure (figure III.10)

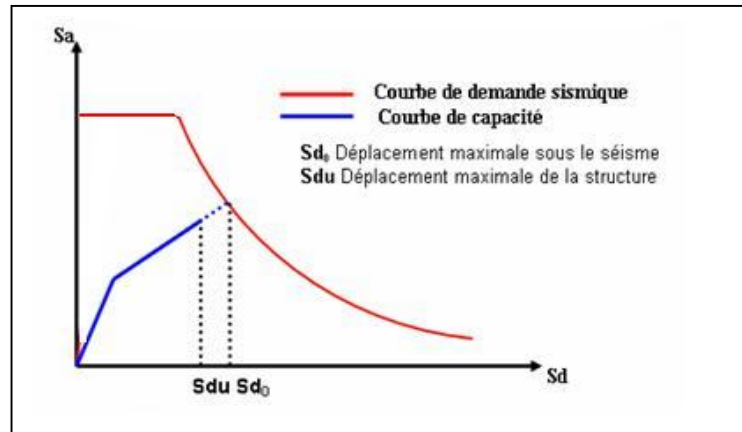


Figure III.10. La demande est supérieure à la capacité

### III.7. Evaluation de point de performance

Pour l'évaluation de point de performance il existe trois procédures dans le code ATC40 [ATC 40, 1996], 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 à la main.

#### III.7.1. 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.7.1.1. 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.

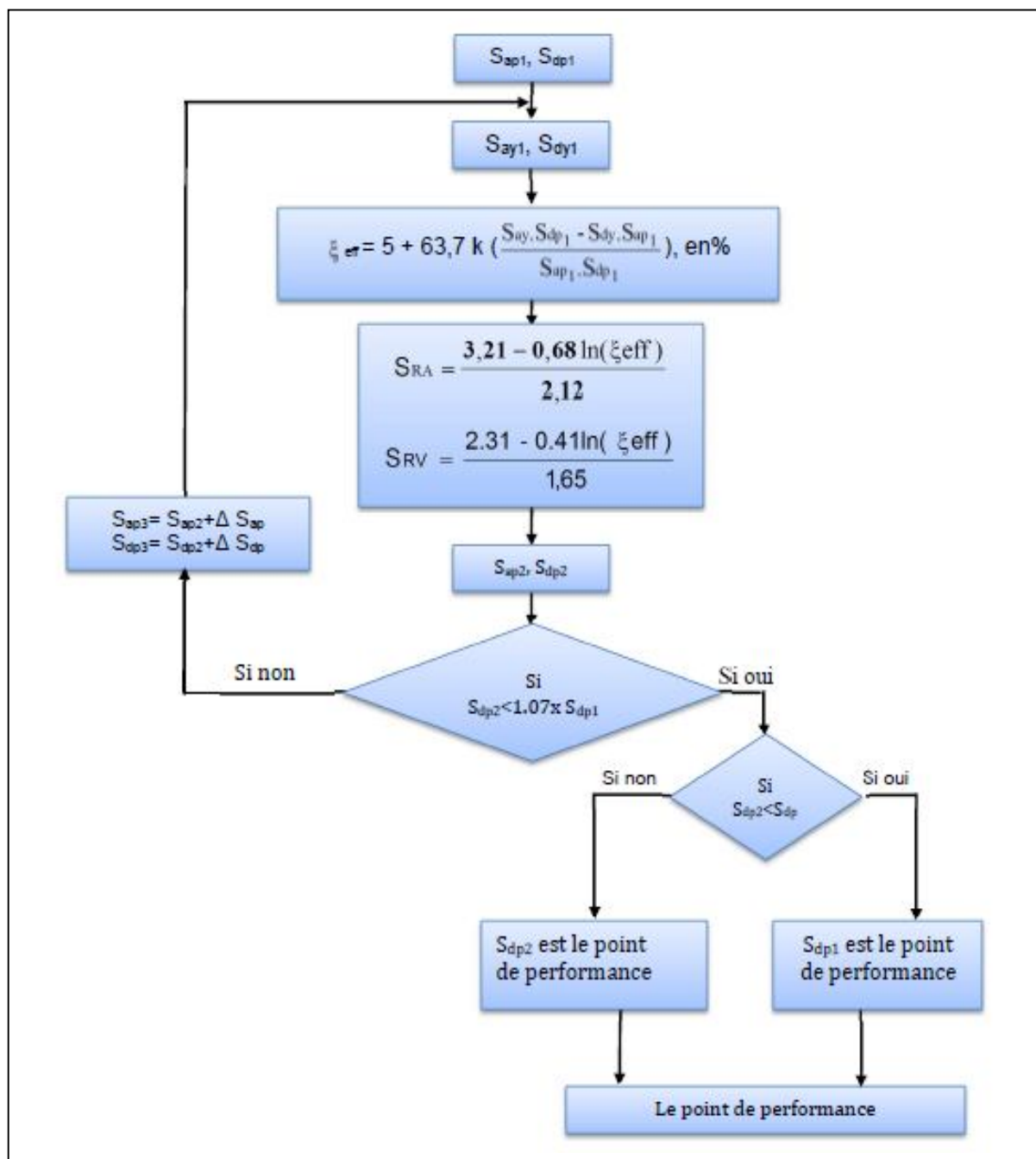


Figure III.11. Organigramme de la procédure itérative.

### III.7.1.2. 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 [ATC 40, 1996].

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

#### III.7.1.2.1. 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 : [A. Kahil, 2008]

$S_d$  : le déplacement spectral qui correspond à l'intersection du spectre de capacité et les branches de spectre de la demande sismique pour  $\xi_{\text{eff}} \geq 5\%$ . (figure III.12)

$\xi_{\text{eff}}$  : 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.12).

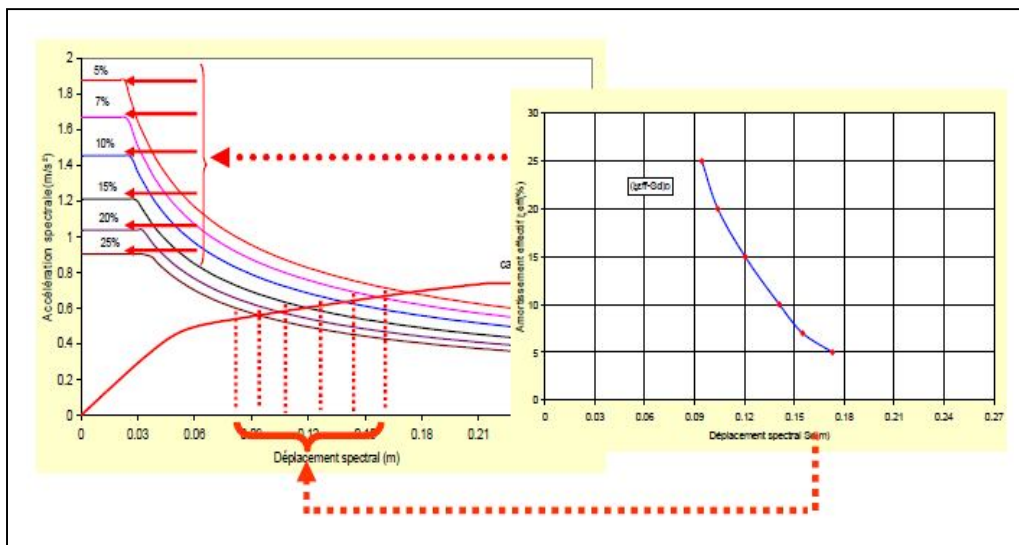
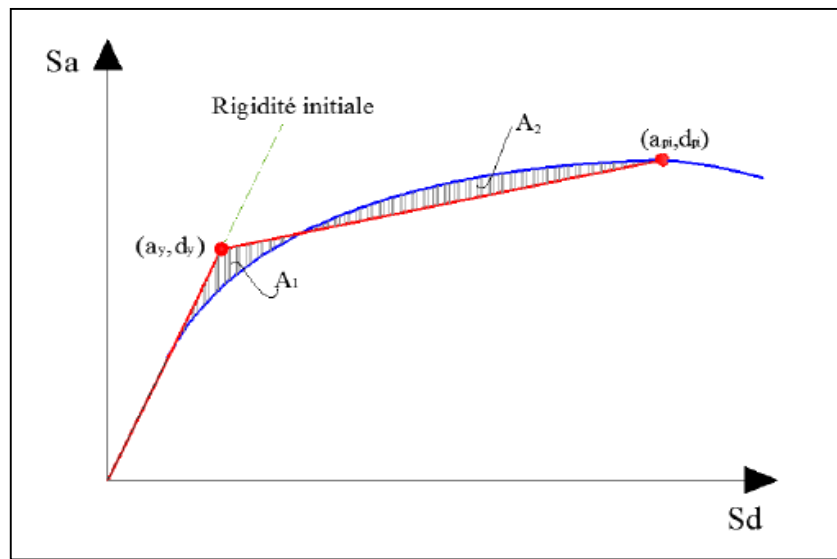


Figure III.12. Diagramme ( $\xi_{\text{eff}} - S_d$ ) de la demande sismique.

##### 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.13).



**Figure III.13.** Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

L'énergie dissipée en chaque point de coordonnées  $(S_{ai}, S_{di})$  sous forme d'amortissement effectif (figure III.14) est donnée par la formule (III.16)

$$\xi_{\text{eff}} (\%) = 5 + 63.7.K. \left[ \frac{(S_{ay}.S_{dpi} - S_{dy}.S_{api})}{(S_{api}.S_{dpi})} \right] \quad (16)$$

Avec :

$S_{ay}, S_{dy}$  : limites élastiques en accélération et en déplacement respectivement.

$S_{api}$  ;  $S_{dpi}$  : coordonnées du point (i) de la courbe de capacité.

$K$  : coefficient de capacité de dissipation d'énergie.

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

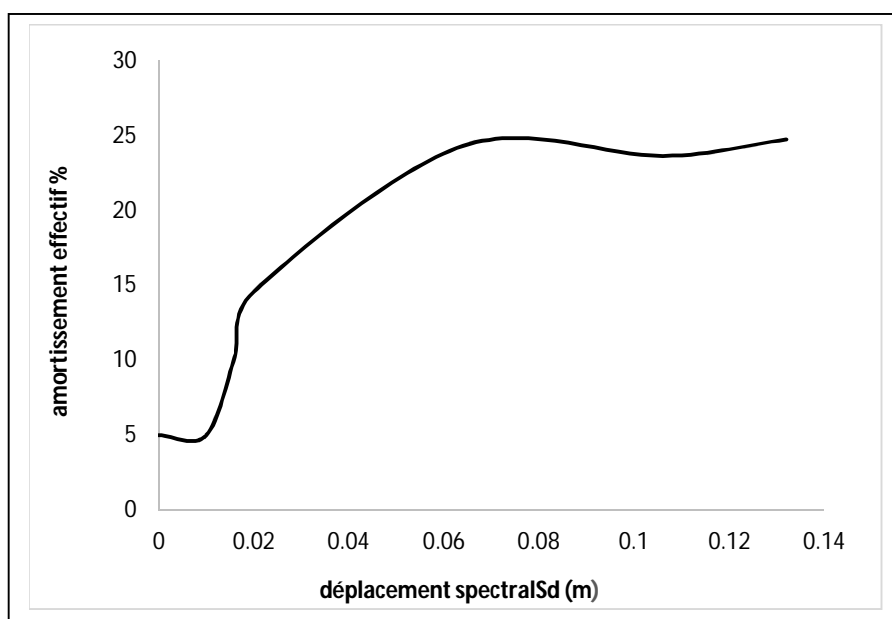
Typologies des structures	$\xi_0$ (%)	Coefficient de dissipation d'énergie (K)
Type A $1 < \mu_\Delta < 4$	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - 0.51(S_{ay} \cdot S_{dpi} - S_{dy} \cdot S_{api}) / S_{api} \cdot S_{dpi}$ $1.13 - 0.51 \cdot (\pi/2)^* x_0$
Type B $4 < \mu_\Delta < 6,5$	$\leq 25$	0.67
	$> 25$	$0.845 - 0.446(S_{ay} \cdot S_{dpi} - S_{dy} \cdot S_{api}) / S_{api} \cdot S_{dpi}$ $0.845 - 0.446 \cdot (\pi/2)^* x_0$
Type C $\mu_\Delta > 6,5$	Toutes valeurs	0.33

**Tableau III.1.** Les valeurs du coefficient de dissipation d'énergie sismique (K) en fonction de l'amortissement visqueux équivalent ( $\xi_0$ ). [ATC 40, 1996]

Le choix du type de comportement (Type A, B et C) dépend de la qualité des éléments structuraux mais aussi de la durée de l'onde sismique. (Tableau III.2).

Durée de séisme	Structures neuves	Structures existantes	Structure dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
long	Type B	Type C	Type c

**Tableau III.2.** Type de comportement structurel. [M.A. Belkheir, 2012]



**Figure III.14.** Diagramme ( $\xi_{eff} - S_d$ ) de la capacité sismique.

### III.7.1.2.2. La superposition des graphes $(\xi_{\text{eff}}-S_d)_D$ et $(\xi_{\text{eff}}-S_d)_C$

Pour avoir le point de performance on doit superposer les graphes  $(\xi_{\text{eff}}-S_d)$  de la demande et de la capacité sismique (voir figure III.15).

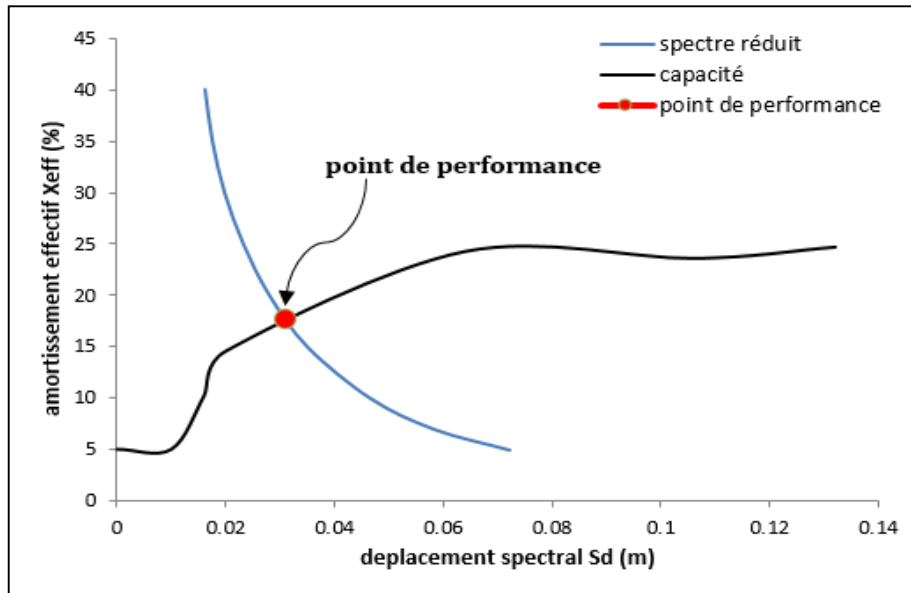


Figure III.15. Superposition des graphes  $(\xi_{\text{eff}}-S_d)_D$  et  $(\xi_{\text{eff}}-S_d)_C$

## III.8. Estimation de des degrés de 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. [A.Kahil, M.Hamizi, N.E.Hanachi. 2013]

### III.8.1. L'échelle de dommage utilisé

L'échelle de dommage utilisée est l'échelle macroscopique européenne EMS98 [EMS 98]. Cette échelle comprend cinq (05) degrés de dommages pour les bâtiments. (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	$S_d = S_{du}$
$S_{dy}$ : Déplacement de la limite élastique $S_{du}$ : Déplacement de la limite ultime	

Tableau III.3. Domaine des dommages

III.8.2. Domaines des dommages

La courbe de capacité est divisée en cinq (05) intervalles qui correspondent aux cinq (05) niveaux de dommage de l'échelle EMS98 [EMS 98].

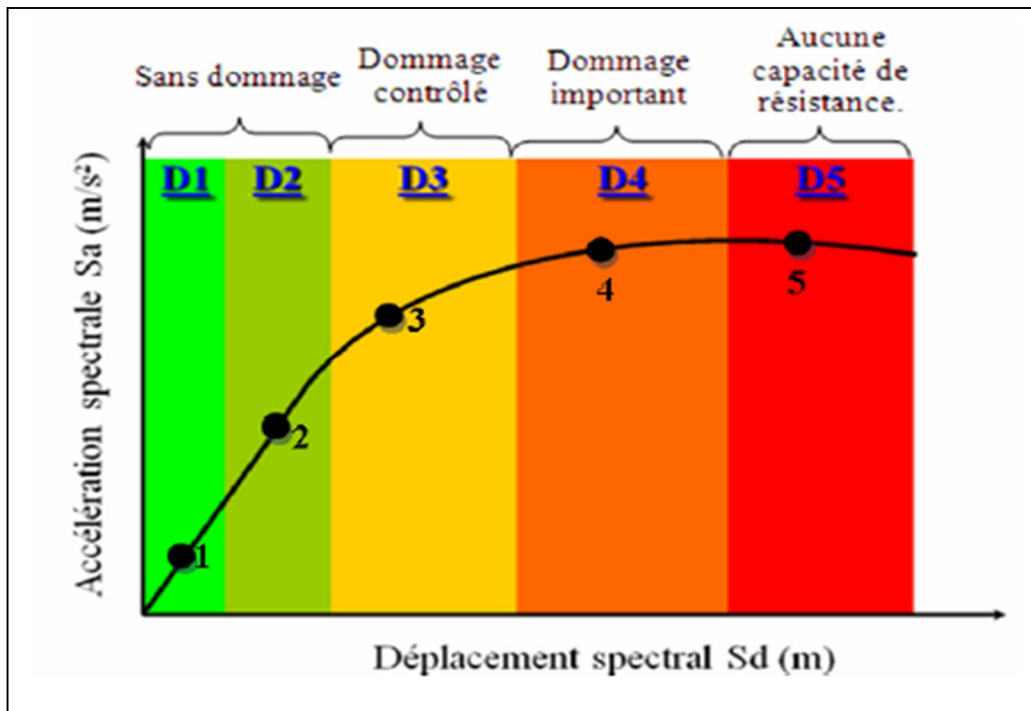


Figure III.16. Niveaux d'endommagement décrit par une courbe de capacité

**Niveau 1** : Correspond à un 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 toute fois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

**Niveau 4** : Représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.

**Niveau 5** : La structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

*Chapitre IV :*  
*Application de la méthode*  
*Push over*

### 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.

Pour appliquer cette analyse nous allons utiliser le logiciel « **ETABS Nonlinear V 9.6.0** », 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 et analyse élastique linéaire de la structure

#### - Description et présentation des bâtiments

Le bâtiment (**R+4**) est à usage d'habitation, la structure est constituée de portiques en acier ordinaire, implantée sur un sol classé selon le RPA en site S3 (**sol meuble**) avec une accélération sismique de **0.3g**, le bâtiment est du groupe d'usage de classe 2.

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 V9.6.0**.

- ✓ Longueur totale : **22.5** m.
- ✓ Largeur totale : **17** m.
- ✓ La hauteur d'étage courant et RDC : **3.06** m.

#### - Les éléments de la structure

- **Le système structural**

La stabilité de la structure est assurée par des palées de stabilité en « **V** » et « **V renversé** » dans Les deux sens longitudinale et transversale.

Ossature : la structure est en ossature constituée de portique dont les dimensions des poutres et des poteaux obéiront à la règle du poteau fort- poutre faible qui tend à faire en sorte que les rotules apparaissent au niveau des poutres plutôt qu'au niveau des poteaux .

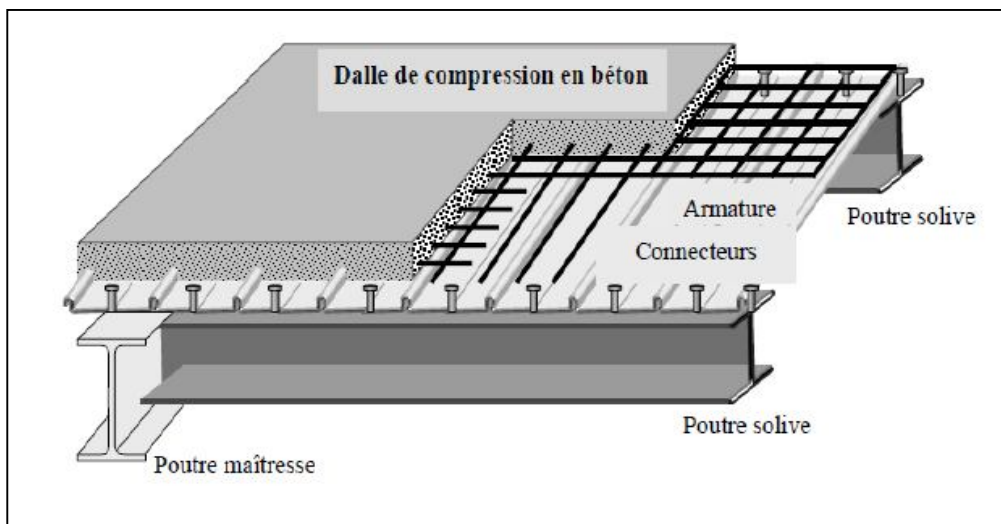
- **Les planchers**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages.

Un plancher est constitué de la poutraison et de la dalle ainsi que les revêtements inférieur (faux plafond) et supérieur (isolation chape). Sa fonction consiste à :

- Supporter les charges et surcharges verticales et les transmettre aux appuis.
- Agir tel qu'un diaphragme (transmettre totalement toutes les charges horizontales).
- Porter toutes les canalisations (électricité, chauffage, ventilation...).
- Assurer l'isolation thermique et phonique.
- Etre étanche à l'eau et à l'humidité.
- Empêcher la propagation des incendies.

Pour notre bâtiment on a opté pour des planchers mixtes à dalle collaboratrice en béton puis que c'est la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement (Figure IV.1).



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

- **Spécification des propriétés des matériaux :**

- **Acier :** L'acier utilisé répond aux normes suivantes :

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

- **Béton :** Le béton répond aux normes suivantes :

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

- **Les assemblages**

**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 220 (Classe 1)
- Poutres secondaires : IPE 200 (Classe 1)
- Solives : IPE 160 (Classe 1)

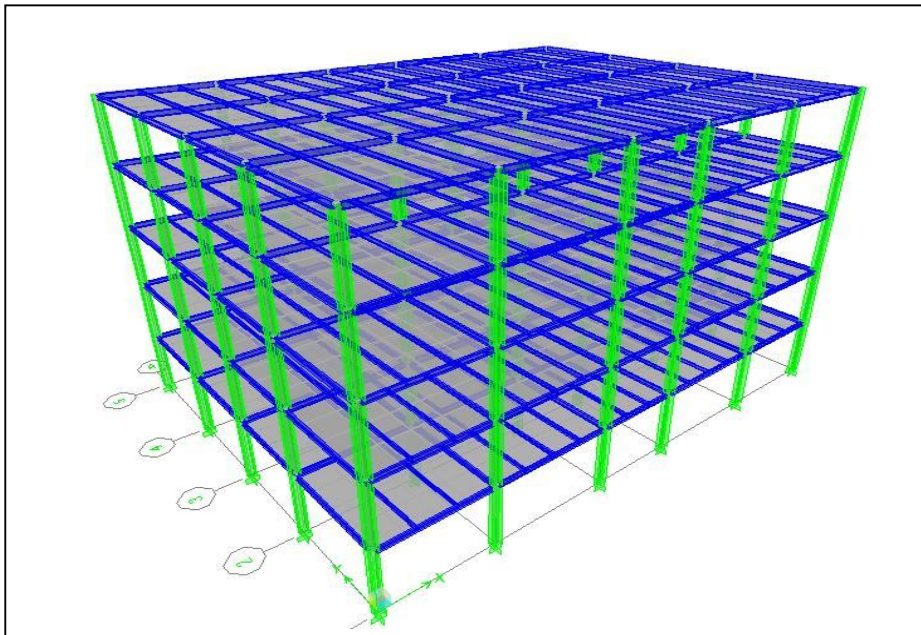
**NB** : Les caractéristiques des éléments sont présenté dans l'annexe B.

- **Le chargement de la structure**

Les charges statiques (d'exploitation et permanentes) revenant à la structure sont :

Charges permanentes  $G=5 \text{ KN/m}^2$  pour le plancher terrasse et  $G=4.5 \text{ KN/m}^2$  pour le plancher étage courant.

Charges d'exploitation  $Q=1 \text{ KN/m}^2$  pour le plancher terrasse et  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$  pour le plancher étage courant.



**Figure IV.2.** Vue en 3D de la structure

- **Définition de l'analyse dynamique (E)**

L'analyse dynamique comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale :

### 1. Analyse modale

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amorti de vibration et les valeurs propres déterminent les fréquences de l'ouvrage. 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 :

$$[K - \omega^2 M]\{\emptyset\} = 0 \quad (17)$$

Avec :

**K** : Matrice de rigidité généralisée.

**M** : Matrice masse généralisée.

**{\emptyset}** : Matrice des vecteurs propres correspondants aux modes de vibrations.

**\omega<sup>2</sup>** : Matrice diagonale des valeurs propres.

### 2. Analyse spectrale

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (Sa/g) pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

Pour chaque mode : on évalue

- 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 :

$$\mathbf{K} \mathbf{u}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}(t) = \mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}}_g(t) + \mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}}_{gy}(t) + \mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}}_{gz}(t) \quad (18)$$

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 (complete quadratic combination) ou SRSS.

- **Masse sismique**

La masse sismique du plancher considéré dans l'analyse dynamique est égale à :

$$M_i = \frac{W G_i + 0.2 W Q_i}{g} \quad (19)$$

- **Combinaison d'action**

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

Combinaison aux états limites [BAEL 91] : ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

Combinaisons accidentelles du RPA [RPA 99/v2003] : G+Q±E ; 0.8G±E ; G+Q±1.2E.

- **Diaphragme**

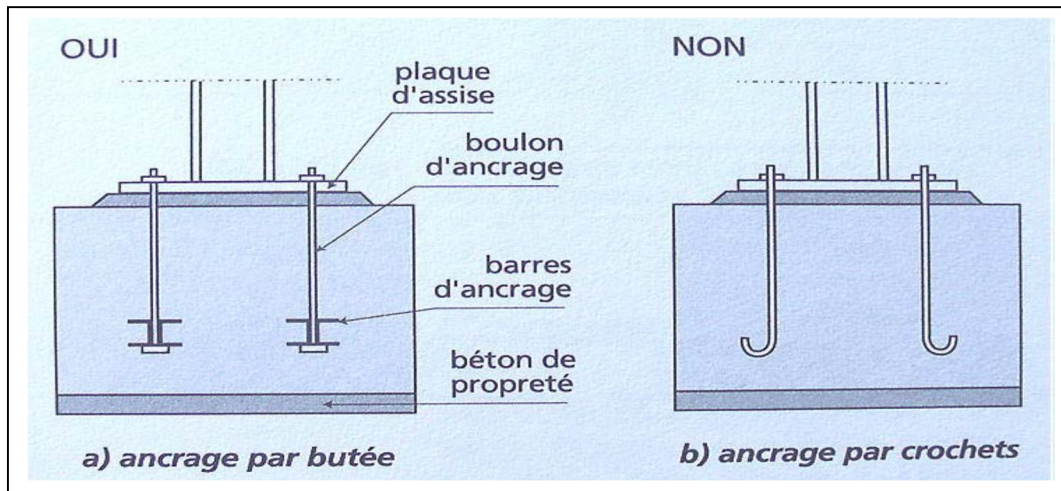
Comme les plancher sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme.

- **Appuis**

En zone sismique, les liaisons entre la superstructure et les fondations ne devraient pas compter sur la simple adhérence des boulons dans le béton, même avec crochets, mais se faire par des butées (plaques d'arrêt ou barres), plus à même de mobiliser le massif.

Les tiges filetées doivent être ductiles afin d'éviter la rupture fragile sous les efforts à l'arrachement (Figure IV.3).

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations avec des boulons.



**Figure IV.3.** Ancrage des ossatures acier dans les fondations. [Balandier. P]

La phase de la modélisation de la structure est terminée, l'analyse linéaire élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur « **Run analysis** ».

### IV.3. Vérification de la structure

Les vérifications suivantes doivent être effectuées. [RPA 99/v2003]

**Art 4.3.4 RPA 2003** : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins **90 %** de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

**Art 4.3.6 RPA 2003** : 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  $V_{mse}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

**Art 5.10 RPA 2003** : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage.

**Art 5.9 RPA 2003** : Vérification si les effets (P- $\Delta$ ) sont négligeables.

#### IV.4. Définition du comportement non linéaire de la structure

##### IV.4.1. Définition de comportement non linéaire des poteaux et poutres

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des profilés métalliques ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement **non linéaire** des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinges" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

Des rotules de type moment ( $M_2$  et  $M_3$ ), cisaillement ( $V_2$  et  $V_3$ ), effort normal (P), 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 normal-moment (PMM). [Etabs nonlinear 9.6.0]

Pour les structures métalliques, la dissipation d'énergie se fait par la plastification des poteaux et poutres sous un effort de flexion (apparition des rotules plastiques), et pour les éléments centrés de type V et V renversé se fait sous un effort de compression et de traction. [Balandier. P].

Pour nos structures, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies **par défaut** par le logiciel comme suit :

- Poteaux : Rotules de flexion (**Default  $M_3$** ).
- Poutres : Rotules de flexion (**Default  $M_3$** ).
- Palées de stabilités (pour les structures contreventé en V et V renversé) : Rotules de type effort normal (**Default P**).

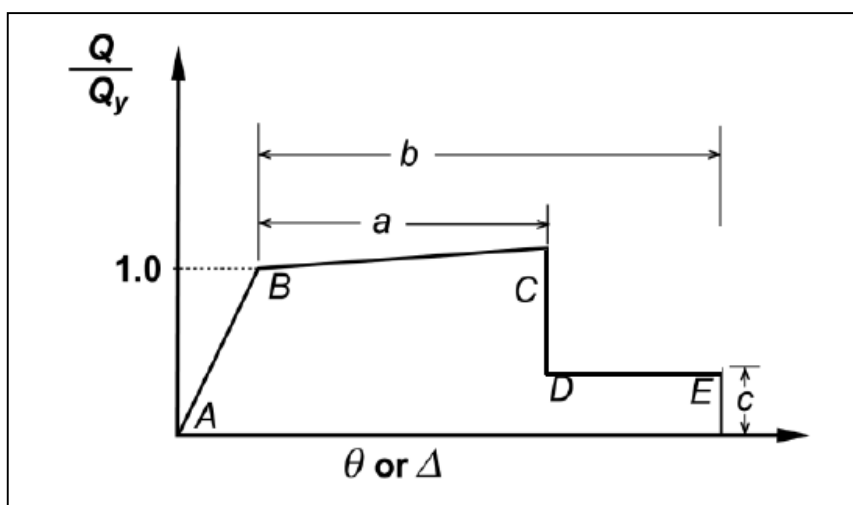
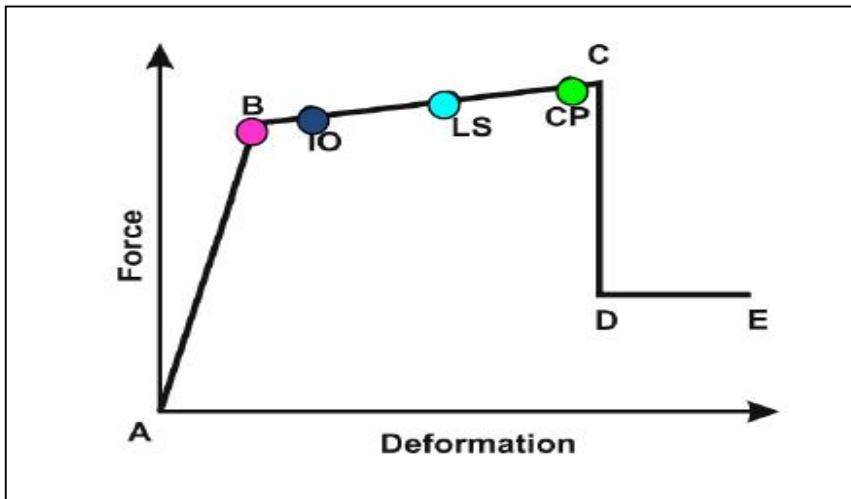


Figure IV.4. Loi de comportement utilisé par le logiciel Etabs.

Le segment A-B représente la phase élastique de la section, le point C correspond à la capacité ultime ainsi que le début la de la phase de dégradation de la section (chute de résistance). (Segment C-d) (Figure IV.4).

Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime (point E) correspondant à la ruine de la section.



**Figure IV.5.** Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.

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.

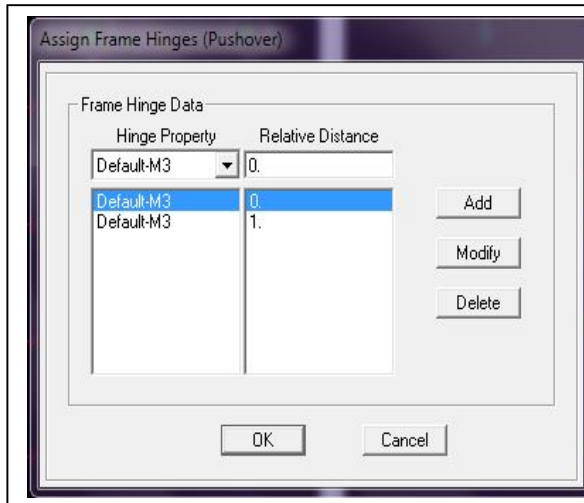
Au niveau **CP (Collapse Prévention)**, la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Les déformations (**IO, LS, CP**) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain (Figure IV.2.) [**FEMA 273**].

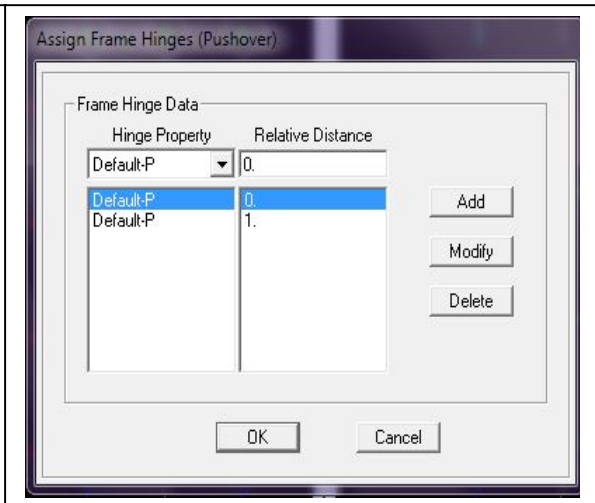
- Les rotules de flexion "**Default M<sub>3</sub>**" et "**Default-P**" sont introduites dans le logiciel aux niveaux des zones nodales des (**poutres-poteaux**) et (**palées**) successivement comme suit :

- On sélectionne tous les (**poutres, poteaux / palées**) ➡ Assign ➡ Frame /Line ➡ Frame Non Linear Hinge.

Dans la fenêtre qui apparait dans les deux figures qui suit, pour chaque de type de rotule choisie "**Hinge Property**", on introduit dans la case "**Relative Distance**" les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres et poteaux (Nœud) (Figure IV.6 et Figure IV.7).



**Figure IV.6.** Introduction des rotules Plastiques des poteaux et poutres.



**Figure IV.7.** Introduction des rotules Plastiques des palées.

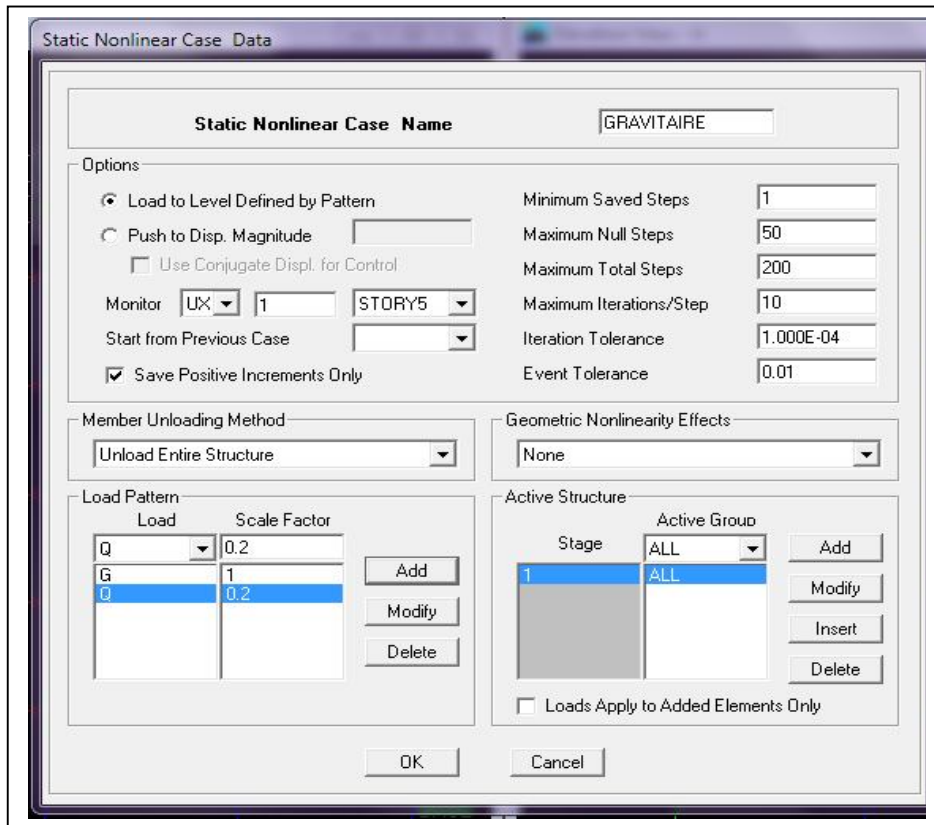
#### IV.4.2. Définition du chargement « Push over »

Après avoir défini les propriétés et l'emplacement des rotules plastiques pour chaque élément, on passe à la définition du chargement de l'analyse « push ver ». L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode "**Déplacement contrôlé**").

##### IV.4.2.1. Définition de l'analyse sous charges gravitaires

Pour définir l'analyse Push over sous charges gravitaires on doit cliquer : (Voir la Figure IV.8)

**Define** ➔ **Static Non-Linear / Push over Cases.**



**Figure IV.8.** Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales.

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure IV.8), on introduit le nom du chargement "Gravitaires" dans la case « Static Nonlinear Case Name ».

En cochant la case "Load to level defined by pattern", l'analyse sera effectuée en mode "Force contrôlée" et le chargement push over introduit sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte de dialogue "Load Pattern".

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le [RPA 2003] pour la détermination des charges sismiques :  $(G+0.2Q)$ .

#### IV.4.2.2. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales

La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode « Push over », car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique. [H. Aknouché, 2008].

Il est évident que cette hypothèse peut être parfois insuffisante, notamment après plastification de la structure et redistribution des efforts. [H. Aknouche, 2008].

Toutefois cette hypothèse peut conduire à de bonnes prédictions de la réponse sismique globales d'un système à plusieurs degrés de liberté si ce dernier oscille dans son premier mode de vibration. [M. Hamsas, 2010].

Il est recommandé (Fajfar2000, Chopra 2002 et al, Kunnath 2004) d'effectuer les analyses en appliquant en moins deux distributions de charges latérales. [Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel, 2001].

**Une distribution uniforme** avec des forces latérales proportionnelles à la masse sismique de chaque niveau ( $S_j=m_j$ ).

**Une distribution modale** avec des forces proportionnelles aux forces latérales déterminées en utilisant une analyse élastique, elle doit être une des distributions suivantes :

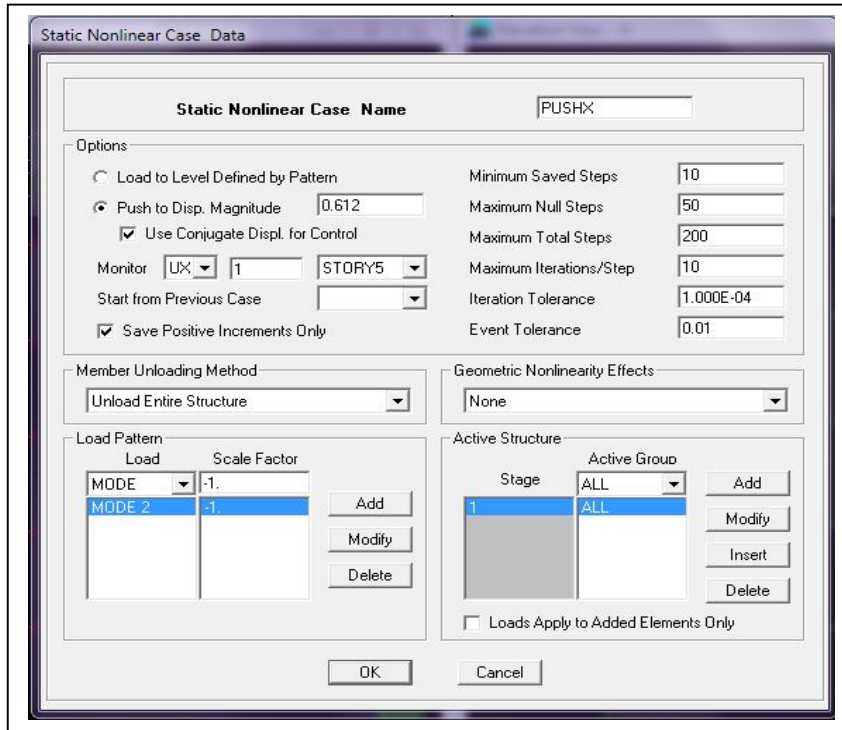
- Distribution triangulaire :  $S_j=m_j h_j$  ; ou  $h_j$  est la hauteur du niveau  $j$  par rapport à la base.
- Distribution mode fondamental :  $S_j=m_j \phi_{j1}$  ; ou  $\phi_{j1}$  est la valeur du mode propre au niveau  $j$ .
- Distribution proportionnelles aux forces d'inertie des étages et compatible avec la distribution des efforts tranchants dans ces étages, elle est déterminée par une analyse spectrale de la structure basée sur la combinaison modale (SRSS) (racine carré des réponses de chaque mode) avec un nombre suffisant de mode considéré pour atteindre 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas, les structures étudiées présentent des configurations structurales simples avec des dispositions symétriques des palées de stabilité, ainsi le comportement dynamique est contrôlé par un seul **mode de vibration**.

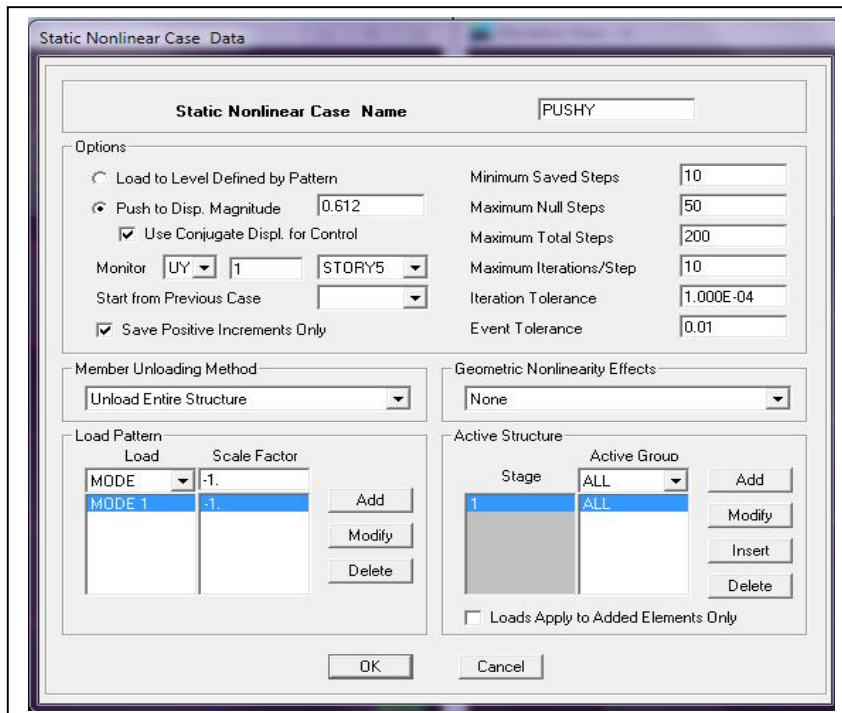
Par conséquent, nous avons choisi d'utiliser la distribution de charges suivant l'allure du **mode fondamental**.

Pour définir l'analyse sous charges horizontales suivant les deux (02) sens (x-x et y-y), on clique sur :

**Define** → **Static Non Linear/push over cases** (Figure IV.9 et Figure IV.10)



**Figure IV.9.** Définition du chargement de l'analyse push over sens (x-x)



**Figure IV.10.** Définition du chargement de l'analyse push over sens (y-y)

En cochant la case « **push to displacement magnitude** », l'analyse est effectuée en mode « Déplacement contrôlé ».

Quant au chargement **push over**, il sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte de dialogue « **load pattern** » en choisissant le mode de vibration qui mobilise la plus grande masse sismique.

#### IV.5. Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité

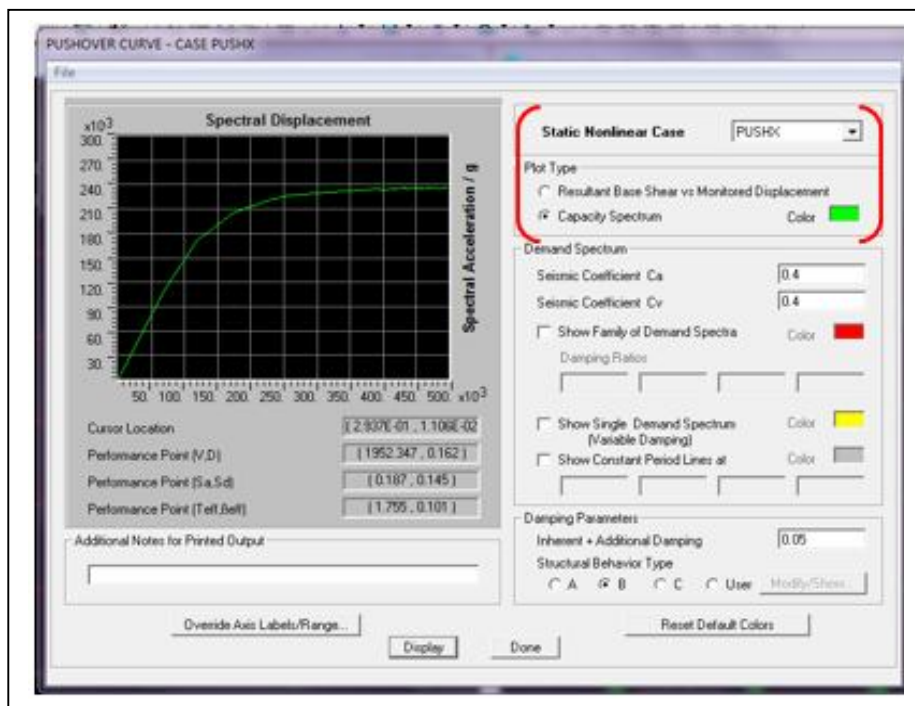
L'analyse statique non linéaire (push over) est exécutée en cliquant sur :

**Analyse** ➡ **Run Static Non Linear Analysis.**

Quand l'analyse non linéaire sera terminée on pourra visualiser la courbe de capacité de notre structure suivant les deux (02) sens (x-x et y-y) de la manière suivante : (Figure IV.11)

**Display** ➡ **Show Static Pushover curve.**

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure IV.11), on choisit le type de chargement push over définit précédemment dans la case « **static Non linear Case** ».



**Figure IV.11.** Extraction de la courbe de capacité.

-En cliquant sur : **File** → **Display table.** (Figure IV.12)

Step	Teff	Seff	Sd (C)	Sa (C)	Sd (D)	Sa (D)	ALPHA	FF*β
0	1.586	0.050	0.000	0.000	0.158	0.252	1.000	1.000
1	1.586	0.050	0.053	0.086	0.158	0.252	0.779	1.146
2	1.586	0.050	0.065	0.103	0.158	0.252	0.779	1.146
3	1.673	0.076	0.119	0.171	0.149	0.214	0.775	1.116
4	1.849	0.129	0.175	0.206	0.140	0.165	0.771	1.118
5	2.038	0.176	0.229	0.222	0.139	0.135	0.774	1.137
6	2.129	0.196	0.254	0.226	0.140	0.124	0.776	1.149
7	2.368	0.236	0.321	0.230	0.145	0.104	0.784	1.188
8	2.513	0.249	0.366	0.234	0.150	0.096	0.787	1.207
9	2.596	0.254	0.395	0.236	0.154	0.092	0.788	1.217
10	2.608	0.258	0.395	0.234	0.154	0.091	0.788	1.216
11	2.612	0.258	0.396	0.234	0.154	0.091	0.788	1.216
12	2.669	0.261	0.417	0.235	0.156	0.088	0.789	1.222
13	2.678	0.262	0.417	0.234	0.156	0.088	0.789	1.221
14	2.678	0.262	0.418	0.235	0.157	0.088	0.789	1.221
15	2.718	0.264	0.433	0.236	0.159	0.086	0.789	1.225
16	2.726	0.266	0.433	0.234	0.159	0.086	0.789	1.225
17	2.727	0.265	0.434	0.235	0.159	0.086	0.789	1.225
18	2.748	0.265	0.439	0.235	0.159	0.085	0.789	1.226
19	2.744	0.266	0.439	0.235	0.159	0.085	0.789	1.226
20	2.747	0.266	0.440	0.235	0.160	0.085	0.789	1.226
21	2.773	0.267	0.450	0.236	0.161	0.084	0.790	1.228
22	2.781	0.269	0.450	0.234	0.161	0.084	0.790	1.228
23	2.782	0.269	0.451	0.235	0.161	0.084	0.789	1.228
24	2.786	0.268	0.454	0.236	0.161	0.084	0.789	1.229
25	2.796	0.268	0.458	0.236	0.162	0.083	0.789	1.230
26	2.801	0.269	0.458	0.235	0.162	0.083	0.789	1.229
27	2.803	0.269	0.460	0.236	0.162	0.083	0.789	1.229
28	2.825	0.270	0.468	0.236	0.163	0.082	0.789	1.232
30	2.834	0.271	0.469	0.235	0.163	0.082	0.789	1.232
31	2.860	0.272	0.479	0.236	0.165	0.081	0.790	1.234
33	2.870	0.274	0.481	0.235	0.165	0.081	0.789	1.234
34	2.874	0.274	0.482	0.235	0.165	0.080	0.789	1.235
35	2.904	0.274	0.495	0.236	0.167	0.080	0.790	1.237
36	2.923	0.278	0.495	0.233	0.167	0.079	0.789	1.236
37	2.923	0.278	0.495	0.233	0.167	0.079	0.789	1.236

Figure IV.12. Courbe de capacité dans le format (Sa-Sd).

Après avoir extraire la courbe de capacité suivant les deux sens, on passe à la détermination du point de performance pour chaque structure suivant les deux (02) sens (x-x et y-y), en utilisant **la procédure B**, définie dans le règlement ATC40.[ATC 40]

*Chapitre V :*  
*Présentation et interprétation*  
*des résultats*

### V.1. Introduction

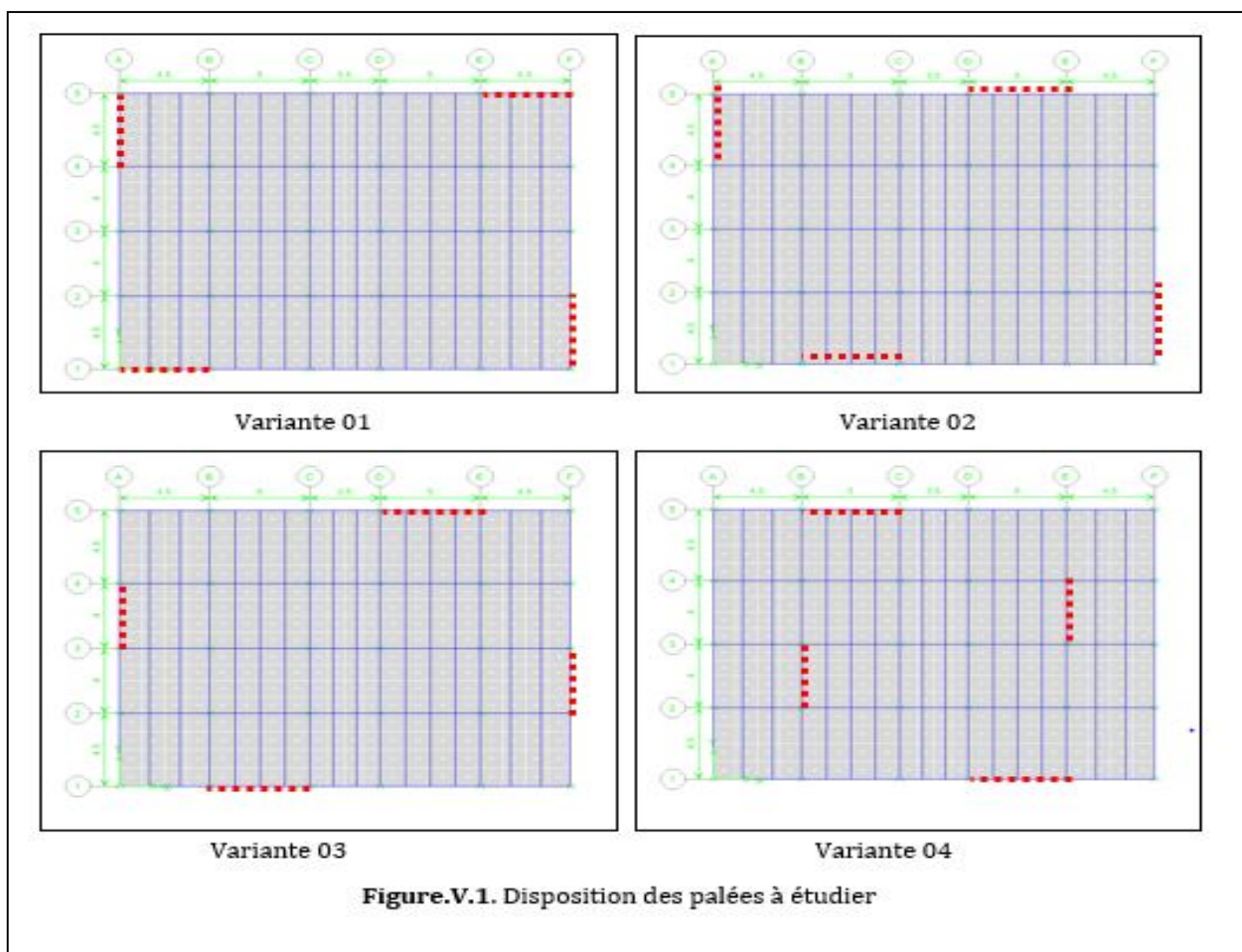
Dans ce chapitre nous allons présenter les résultats de l'analyse push over de notre structure dont ces caractéristiques géométriques sont définies précédemment dans le chapitre 4.

Dans un premier temps on effectue une analyse de type « push over » sur la structure non renforcé et en suite on va faire varier la disposition de contreventement (palées de stabilité en **V** et **V** renversé) sur quatre (04) variantes, en donnant pour chacune l'effort tranchant à la base en fonction de son déplacement latéral en tête.

Ainsi, on compare leurs demandes en ductilité au point de performance et leur rigidité initiale et au point de performance qui vont nous servir comme paramètres de comparaison de la performance sismique de ces quatre structures.

### V.2. Présentation des dispositions des palées à étudier

Nous avons considéré quatre (04) dispositions de contreventement. (Figure V.1).



### V.3. Présentation et interprétation des résultats

Avant de passer à la présentation des résultats de l'analyse non linéaire qui est faite sur nos structures, on doit vérifier les articles de RPA présentés au chapitre précédent.

#### V.3.1. Vérification des structures

➤ Vérification de comportement dynamique

Mode	Period (sec)	UX(%)	UY(%)	SumUX(%)	SumUY(%)	RZ(%)
1	2.064482	0	<b>80.4881</b>	0	80.4881	<b>0</b>
2	1.585626	<b>74.5228</b>	0	74.5228	80.4881	<b>4.1243</b>
3	1.568794	4.0784	0	78.6012	80.4881	75.3628
4	0.615761	0	11.3805	78.6012	91.8686	0
5	0.458398	0.3687	0	78.97	91.8686	11.5854
6	0.450411	12.1451	0	91.115	91.8686	0.3525
7	0.311391	0	4.8987	<b>91.115</b>	<b>96.7673</b>	0

**Tableau V.1.** Modes propres de la structure en portiques auto-stable

Mode	Period (sec)	UX(%)	UY(%)	SumUX(%)	SumUY(%)	RZ(%)
1	0.966188	0	<b>80.7994</b>	0	80.7994	<b>0</b>
2	0.897727	<b>79.5905</b>	0	79.5905	80.7994	<b>0.0005</b>
3	0.596303	0.0004	0	79.5909	80.7994	80.7441
4	0.292435	0	14.186	79.5909	94.9854	0
5	0.265974	14.2774	0	93.8683	94.9854	0.0001
6	0.180444	0.0001	0	93.8684	94.9854	14.4782
7	0.159488	0	3.012	<b>93.8684</b>	<b>97.9974</b>	0

**Tableau V.2.** Modes propres de la structure contreventée avec des palées de stabilité.

Les modes 1 et 2 des deux structures sont des **translations pures** suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans le premier mode et une torsion négligeable dans le deuxième mode.

➤ Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

a. *Structure en portique auto-stable* :

Direction x-x : 7 modes (**91.115 %** de la masse sismique de la structure).

Direction y-y : 7 modes (**96.767 %** de la masse sismique de la structure).

b. *Structure renforcée avec des palées de stabilité* :

Direction x-x : 7 modes (**93.8684 %** de la masse sismique de la structure).

Direction y-y : 7 modes (**97.9974%** de la masse sismique de la structure).

➤ **Vérification Art 4.3.6 RPA 2003** : 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  $V_{MSE}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

▪ *Effort tranchant (analyse modale spectrale)* :

a. *Structure en portique auto-stable* :

$$V_x = 1301.72 \text{ KN}$$

$$V_y = 1122.78 \text{ KN}$$

b. *Structure renforcée avec des palées de stabilité* :

$$V_x = 2517.81 \text{ KN}$$

$$V_y = 2443.45 \text{ KN}$$

▪ **Effort tranchant par la Méthode Statique Equivalente** : [RPA 2003]

L'effort tranchant qui est donné par la Méthode statique équivalente [RPA 2003] est calculé par la formule (V.1).

$$V_{mse} = \frac{A D Q}{R} W \quad (20)$$

Avec :

$$A = 0.3$$

$R = 4$  (Coefficient de comportement des structures en acier en portiques auto-stables ordinaire).

**R = 3** (coefficient de comportement des structures en acier renforcée avec des palées de stabilité centré de type **V** et **V** renversé).

**Q = 1.05** (facteur de qualité).

**W** : Poids total de la structure sous combinaison G+0.2Q.

**D** : Facteur d'amplification dynamique.

**V<sub>MSE</sub> = 1224.956 KN.**

**V<sub>MSE</sub> = 2449.912 KN.**

a. Structure en portique auto stable :

**V<sub>xdyn</sub> = 1301.72 KN > 80 % V<sub>MSE</sub> = 979.96 KN.**

**V<sub>ydyn</sub> = 1122.78KN > 80% V<sub>MSE</sub> = 979.96 KN.**

b. Structure renforcée avec des palées de stabilité :

**V<sub>xdyn</sub> = 2517.81 >80 % V<sub>MSE</sub> = 1959.93KN.**

**V<sub>ydyn</sub> = 2443.45 >80 % V<sub>MSE</sub> = 1959.93KN.**

➤ Vérification Art 5.10 RPA 2003 : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage.

Niveau	$\Delta x$ (cm)	% (sens x-x)	$\Delta y$ (cm)	% (sens y-y)
01	1.4	<b><u>0.457</u></b>	2	<b><u>0.653</u></b>
02	2.73	<b><u>0.434</u></b>	2.98	<b><u>0.32</u></b>
03	2.88	<b><u>0.049</u></b>	2.86	<b><u>0.039</u></b>
04	2.52	<b><u>0.117</u></b>	2.16	<b><u>0.228</u></b>
05	1.97	<b><u>0.179</u></b>	1.15	<b><u>0.33</u></b>

**Tableau V.3.** Déplacements inter-étages de la structure en portique auto-stable

Niveau	$\Delta x$ (cm)	% (sens x-x)	$\Delta y$ (cm)	%(sens y-y)
01	0.96	<b><u>0.31</u></b>	1.19	<b><u>0.388</u></b>
02	1.34	<b><u>0.437</u></b>	1.42	<b><u>0.464</u></b>
03	1.41	<b><u>0.46</u></b>	1.53	<b><u>0.5</u></b>
04	1.27	<b><u>0.415</u></b>	1.36	<b><u>0.44</u></b>
05	1.05	<b><u>0.343</u></b>	1.13	<b><u>0.369</u></b>

**Tableau V.4.** Déplacements inter-étages de la structure renforcée avec de palées de stabilité

➤ **Vérification Art 5.9 RPA 2003** : Vérification des effets (P- $\Delta$ ).

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. (Tableau V.5).

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10. \quad (21)$$

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_k$ (cm)	$V_k \times H_k$	$\theta_x$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k \times H_k$	$\theta_y$
01	9333	1.4	3983.26	<b><u>0.032</u></b>	2	3435.71	<b><u>0.054</u></b>
02	7497	2.73	3700.95	<b><u>0.055</u></b>	2.98	3143.3	<b><u>0.071</u></b>
03	5661	2.88	3140.99	<b><u>0.052</u></b>	2.86	2702.71	<b><u>0.059</u></b>
04	3825	2.52	2533.068	<b><u>0.038</u></b>	2.16	2141.204	<b><u>0.038</u></b>
05	1989	1.97	1631.62	<b><u>0.024</u></b>	1.15	1415.342	<b><u>0.016</u></b>

**Tableau V.5.** Vérification des effets P- $\Delta$  de la structure en portique auto-stable

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_k$ (cm)	$V_k \times H_k$	$\theta_x$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k \times H_k$	$\theta_y$
01	9333	0.96	7704.50	<b><u>0.012</u></b>	1.19	7476.96	<b><u>0.015</u></b>
02	7497	1.34	7159.36	<b><u>0.014</u></b>	1.42	6873.80	<b><u>0.015</u></b>
03	5661	1.41	6143.62	<b><u>0.013</u></b>	1.53	5906.01	<b><u>0.015</u></b>
04	3825	1.27	4816.53	<b><u>0.009</u></b>	1.36	4620.87	<b><u>0.011</u></b>
05	1989	1.05	2923.58	<b><u>0.007</u></b>	1.13	2838.42	<b><u>0.008</u></b>

**Tableau V.6.** Vérification des effets P- $\Delta$  de la structure renforcée avec des palées de stabilité.

V.3.2. Présentation des résultats de l'analyse push over

V.3.2.1. Structure en portique auto stables

V.3.2.1.1. Courbe de capacité de la structure ( $V_{base} - D_{sommet}$ ) suivant les deux sens

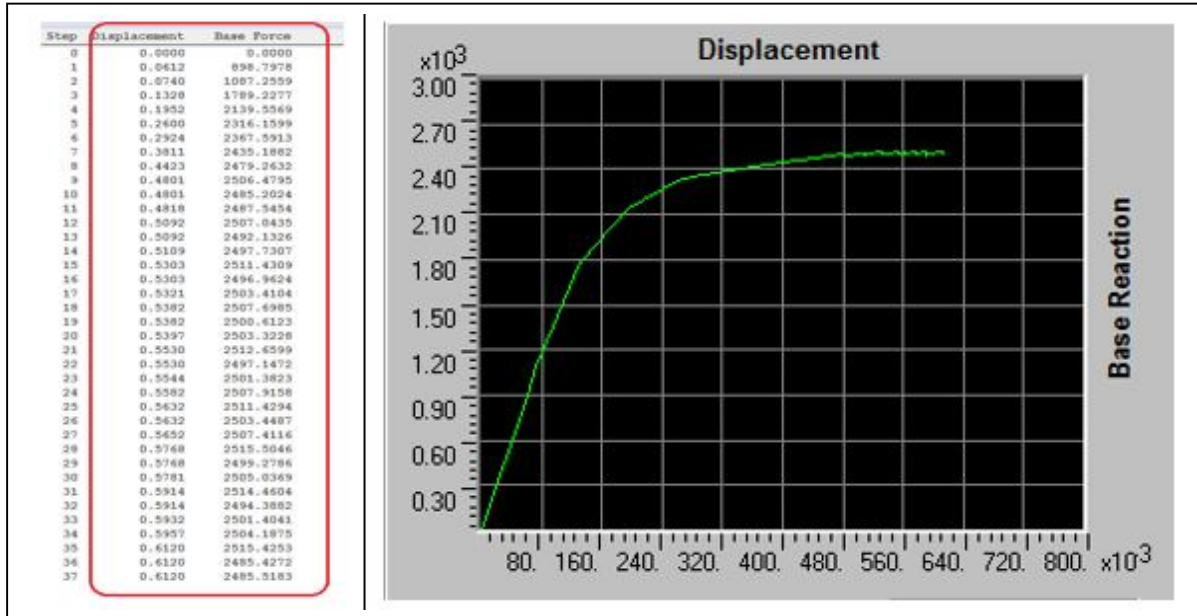


Figure V.2. Courbe de capacité de la structure ( $V_{base} - D_{sommet}$ ), sens x-x.

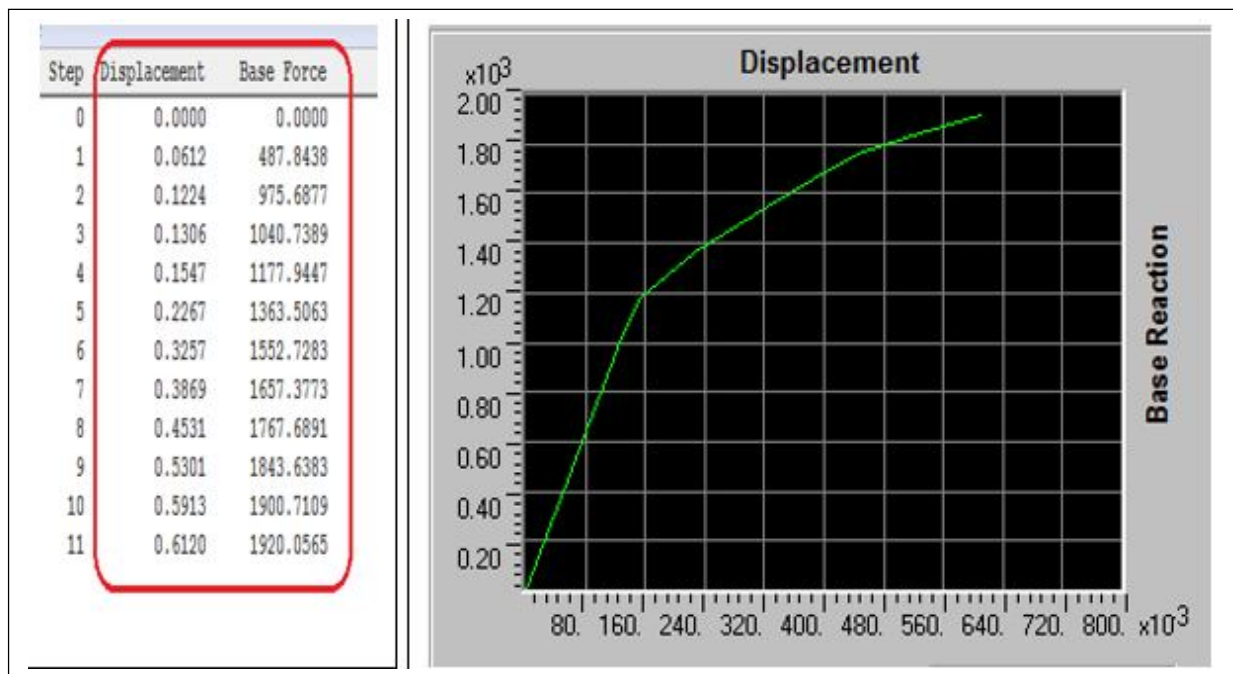


Figure V.3. Courbe de capacité de la structure ( $V_{base} - D_{sommet}$ ), sens y-y.

V.3.2.1.2. Courbe de capacité du système équivalent ( $S_a-S_d$ )

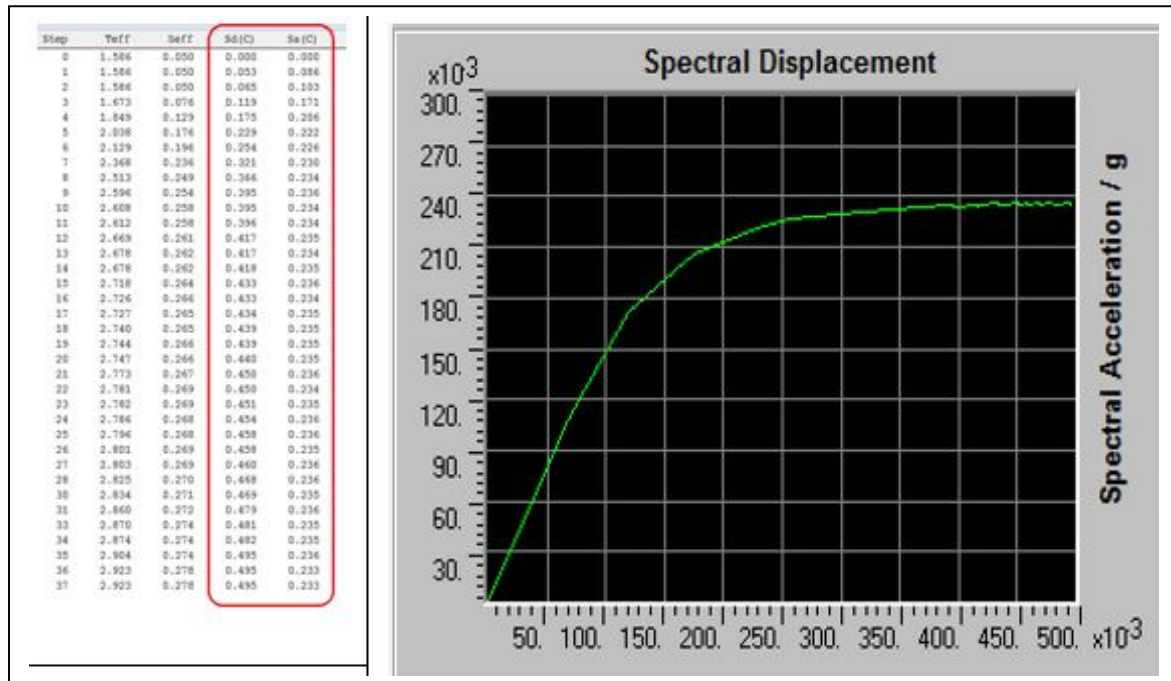


Figure V.4. Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL ( $S_a-S_d$ ), sens x-x.

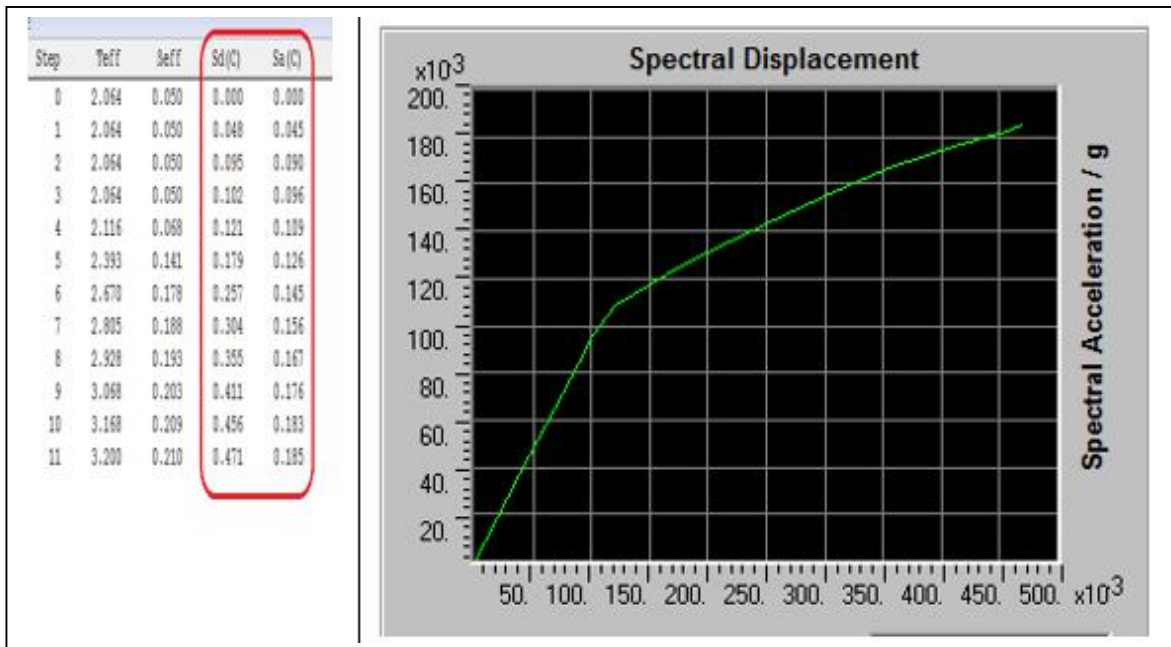
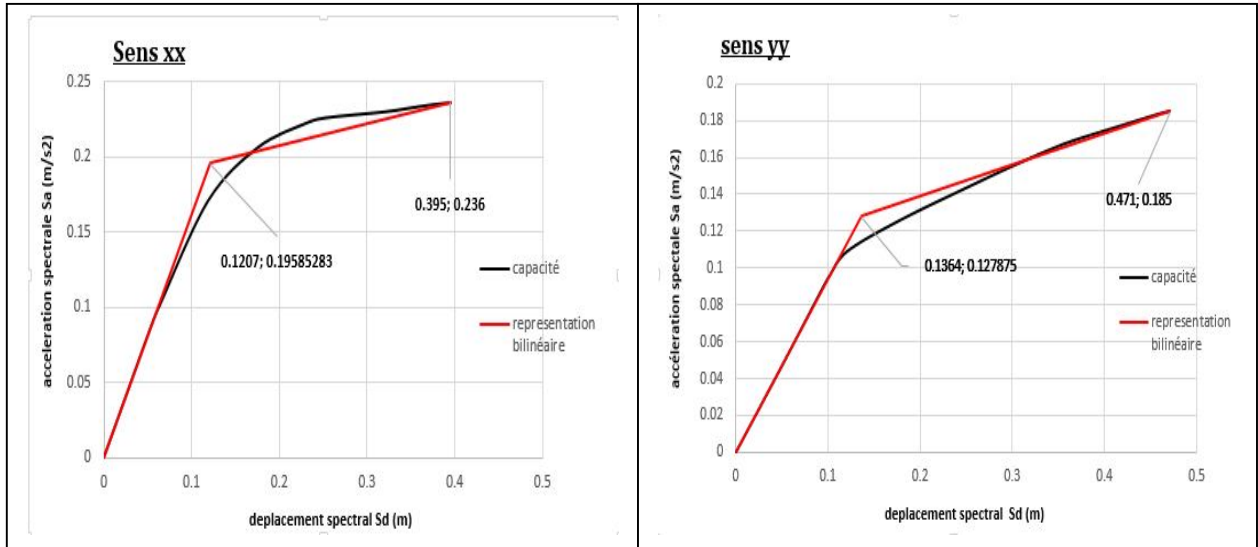


Figure V.5. Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL ( $S_a-S_d$ ), sens y-y.

**V.3.2.1.3. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité**

La représentation bilinéaire de la structure suivant les deux sens est donnée dans la (Figure V.6).



**Figure V.6.** Représentation bilinéaire de la courbe de capacité suivant les deux sens.

*Les limites élastiques et ultimes sont données par le (Tableau V.7)*

Direction	S <sub>dy</sub> (cm)	S <sub>ay</sub> (m/s <sup>2</sup> )	S <sub>du</sub> (cm)	S <sub>au</sub> (m/s <sup>2</sup> )
X-X	12.07	0.1959	39.5	0.236
Y-Y	13.64	0.1278	47.1	0.185

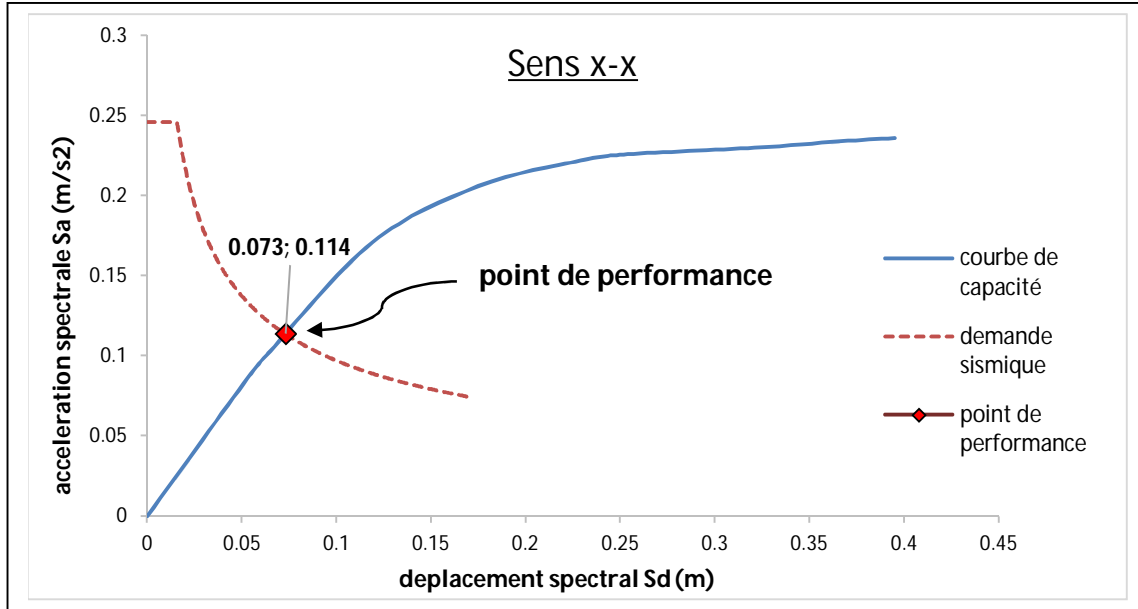
**Tableau V.7.** Limites élastiques et ultimes suivant les deux sens.

**V.3.1.1.4. Evaluation du Point de performance**

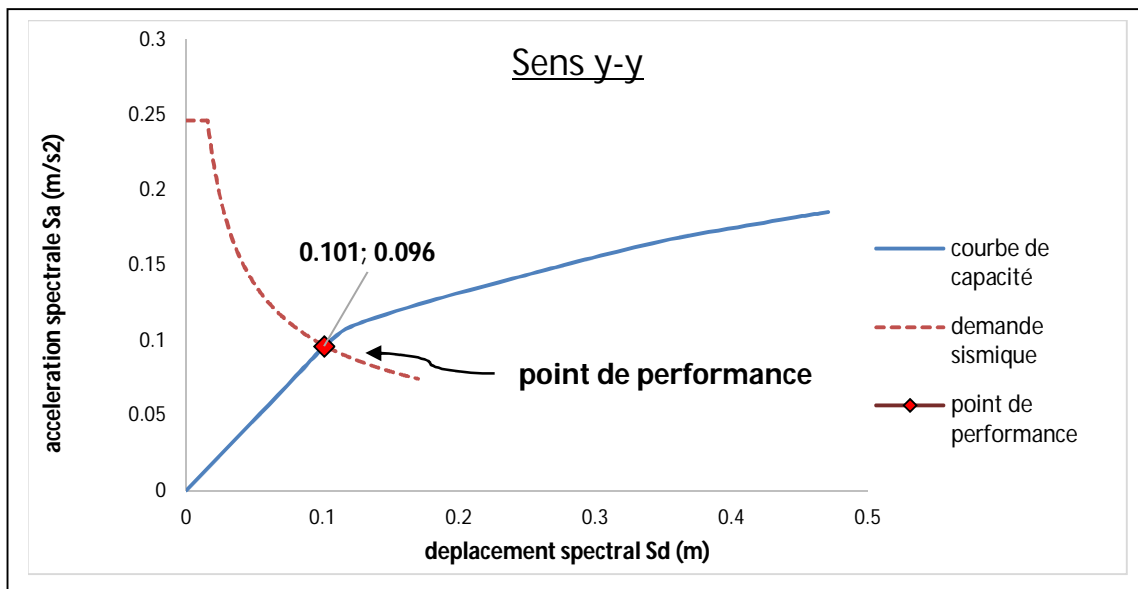
En utilisant la procédure B définie dans le règlement ATC 40 [ATC 40], on peut obtenir le point de performance de la structure suivant les deux sens (x-x et y-y), voir les figures suivantes (figure V.7 et V.8).

**V.3.1.1.4.1. Superposition des courbes (capacité -demande) et désignation du point de performance**

Les courbes de la demande et de la capacité en format  $(S_a - S_d)$  sont présentées dans le même graphe, l'intersection de ces courbes nous donne le point de performance suivant les deux sens (figure V.7 et V.8).



**Figure V.7.** Détermination de point de performance, sens x-x.



**Figure V.8.** Détermination de point de performance, sens y-y.

Les coordonnées de point de performance suivant les deux sens (Tableau V.8).

Point de performance	$S_a$ (m)	$S_a$ (m/s <sup>2</sup> )
Sens x-x	0.073	0.114
Sens y-y	0.101	0.096

Tableau V.8. Evaluation de point de performance suivant les deux directions.

### V.3.2.1.5. Visualisation des mécanismes de ruines

Le logiciel ETABS nous permet de visualiser les mécanismes de ruines de nos structures, ce qui nous permet de positionner et de localiser les rotules plastiques à chaque étape de chargement. La (figureV.9) montre les mécanismes de ruine qui correspond à notre structure en portique ductile auto stable.

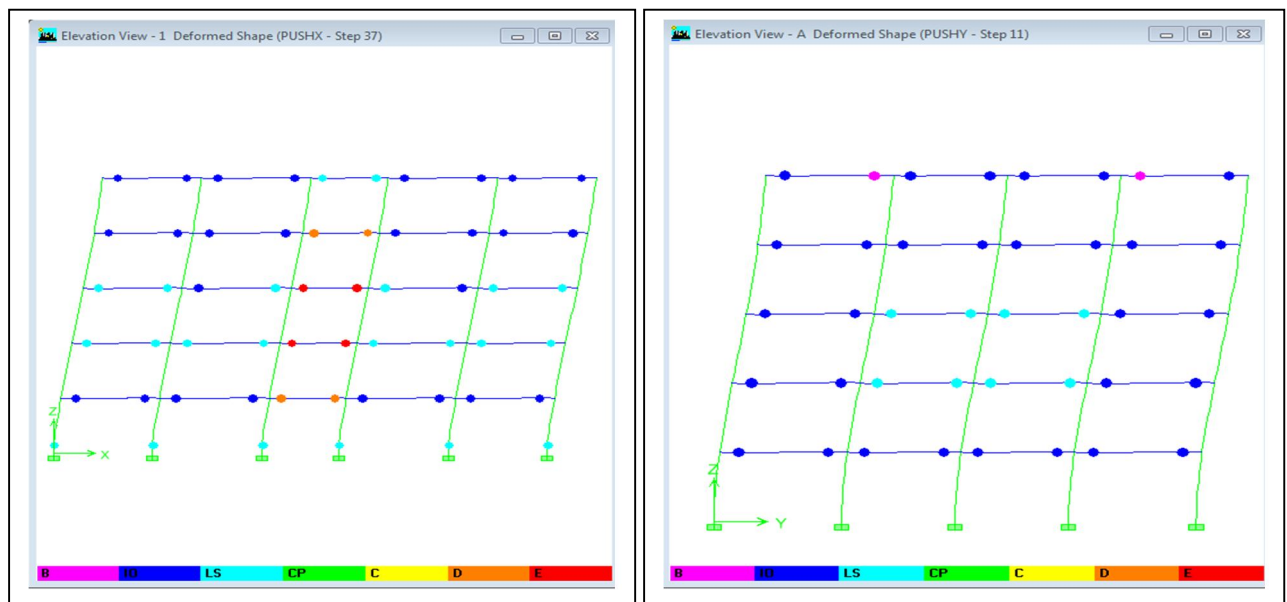


Figure V.9. Visualisation de mécanisme de ruine de la structure suivant les deux sens.

#### A

#### ▪ Analyse des résultats

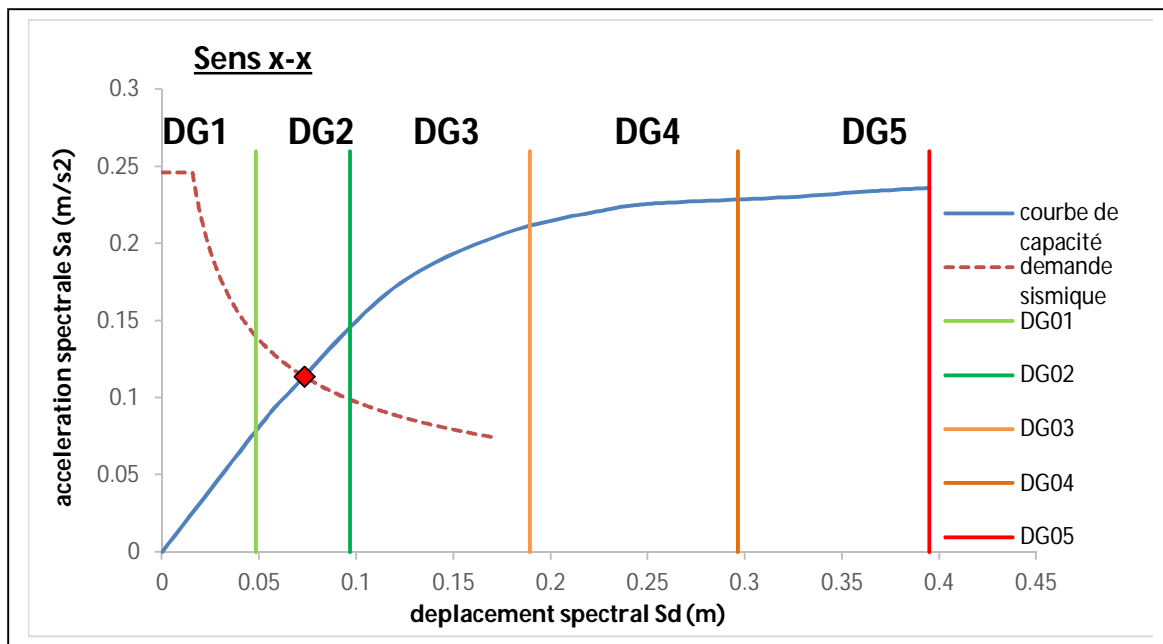
Après avoir visualisé la distribution des rotules plastiques pour chaque étape de chargement, on a constaté que les premières rotules se forment au niveau des poutres et des pieds de poteaux de rez-de-chaussée et elles sont de type (IO, LS, D et E) dans le sens x-x et de type (B, IO et LS) dans le sens y-y comme le montre la (Figure V.9).

**V.3.2.1.6. Domaine des dommages**

On devise la courbe de capacité de la structure en cinq domaines des dommages (Tableau V.9) qui correspond à l'échelle de l'EMS 98 [EMS 98], chaque domaine associe à un état d'endommagement bien précis.

Degré de dommage	Formule des différents déplacements spectraux	Valeur de $S_d$ (m)	
		x-x	y-y
DG 01	$S_d = 0.4 * S_{dy}$	0.048	0.0545
DG 02	$S_d = 0.8 * S_{dy}$	0.096	0.109
DG 03	$S_d = S_{dy} + 0.25 (S_{du} - S_{dy})$	0.189	0.22
DG 04	$S_d = 0.75 * S_{du}$	0.296	0.353
DG 05	$S_d = S_{du}$	0.395	0.471

**Tableau V.9.** Domaine des dommages.



**Figure V.10.** Domaine des dommages de la structure suivant le sens x-x.

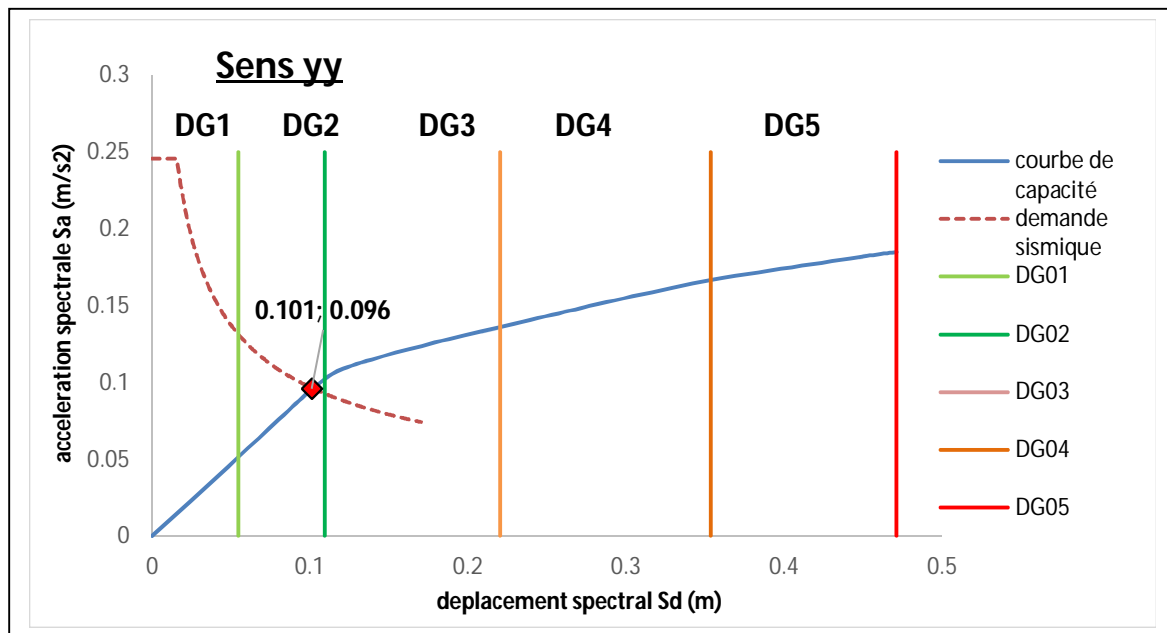


Figure V.11. Domaine des dommages de la structure suivant le sens y-y.

### V.3.2.1.7. Description et attribution des dommages probables

*Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés) :*

- 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.

### V.3.2.1.8. Déplacements inter-étages au point de performance ( $\Delta x$ )

A partir de logiciel **Etabs** on peut extraire les déplacements inter-étages de la structure, la plus grande valeur sera considérée comme étant le déplacement inter-étage maximal. (Tableau V.10).

Sens x-x		Sens y-y	
Niveau	$\Delta x$ (cm)	Niveau	$\Delta y$ (cm)
01	1.4	01	2
02	2.73	02	<b><u>2.98</u></b>
03	<b><u>2.88</u></b>	03	2.86
04	2.52	04	2.16
05	1.97	05	1.15

**Tableau V.10.** Déplacements inter-étages au point de performance.

Le déplacement inter-étages maximal ( $D_{\max}$ ) est égal à :

- Suivant x-x :  $D_{\max} = \underline{2.88}$  cm
- Suivant y-y :  $D_{\max} = \underline{2.98}$  cm

#### V.3.2.1.9. Demande en ductilité

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique. [T. Paulay, 1999]

La demande en ductilité peut être estimée par le rapport suivant :

$$\mu_D = D_p / D_e \quad (22)$$

Sens	$D_p$ (cm)	$D_y$ (cm)	$\mu_D (D_p/D_e)$
X-X	10.96	18.13	<b><u>0.6</u></b>
Y-Y	12.95	17.49	<b><u>0.74</u></b>

**Tableau V.11.** Demande en ductilité suivant les deux sens

Avec :

$D_e$  : le déplacement qui correspond à l'état élastique de la structure.

$D_p$  : est le déplacement de la structure au point de performance.

A mesure que le facteur ( $\mu_D$ ) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important. [T. Paulay, 1999]

### V.3.2.1.10. Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ )

- Détermination du point de performance de la structure ( $V_p - D_p$ )

Pour la transformation de la courbe du point de performance de format ( $S_a - S_d$ ) en format ( $V_p - D_p$ ) on doit multiplier l'accélération spectrale et le déplacement spectral respectivement par ( $M/\alpha 1$ ) et ( $Pf1 * \emptyset$ ) comme indiquer au chapitre III.

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement élastique limite

**$D_y = 18.13 \text{ cm}$** , et un effort tranchant élastique limite  **$V_y = 2459.37 \text{ KN}$**  selon le sens x-x.

Dans le sens y-y déplacement élastique limite  **$D_y = 17.49 \text{ cm}$**  et un effort tranchant élastique limite  **$V_y = 1484 \text{ KN}$** .

Soit une raideur initiale (élastique) :

- Suivant le sens x-x :  **$K_e = 13565.2 \text{ KN/m}$** .
- Suivant le sens y-y :  **$K_e = 8484.87 \text{ KN/m}$** .

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale ( $K_e$ ).

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

- Selon le sens x-x :  **$K_p = V_p / D_p = 13118.49 \text{ KN/m}$** .
- Selon le sens y-y :  **$K_p = V_p / D_p = 8594.62 \text{ KN/m}$** .

Un indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) peut être défini par :

$$I_d = 1 - K_p / K_e \quad (23)$$

- Suivant le sens x-x :  **$I_d = 3.3\%$**
- Suivant le sens y-y :  **$I_d = 1.3\%$**

Ainsi, au point de performance, les déformations subites par la structure engendrent une diminution de la raideur initiale de **3.3%** suivant le sens x-x et de **1.3%** suivant le sens y-y (Tableau V.12).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

<b>Direction</b>	<b>D<sub>y</sub>[cm]</b>	<b>V<sub>y</sub> [KN]</b>	<b>K<sub>e</sub> = V<sub>y</sub>/D<sub>y</sub> [KN/m]</b>	<b>D<sub>p</sub>[cm]</b>	<b>V<sub>p</sub>[KN]</b>	<b>K<sub>p</sub> = V<sub>p</sub>/D<sub>p</sub> [KN/m]</b>	<b>I<sub>d</sub> (%)</b>
<b>X-X</b>	18.13	2459.37	13565.2	10.96	1437.78	13118.49	<b><u>3.3</u></b>
<b>Y-Y</b>	17.49	1484	8484.87	12.92	1113	8594.62	<b><u>1.3</u></b>

**Tableau V.12.** Raideur de la structure au point de performance (K<sub>p</sub>) et indicateur de dégradation global de la structure (I<sub>d</sub>)

V.3.2.2. Résultats de la variante 01

V.3.2.2.1. Courbe de capacité du système équivalent ( $S_a-S_d$ )

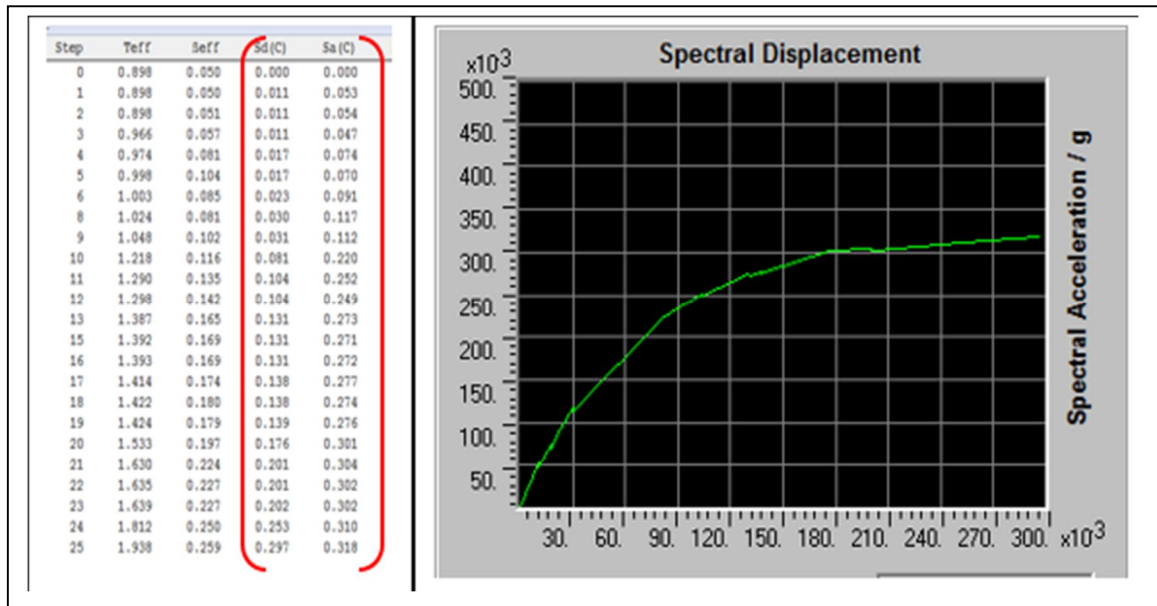


Figure V.12. Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL ( $S_a-S_d$ ), sens x-x.

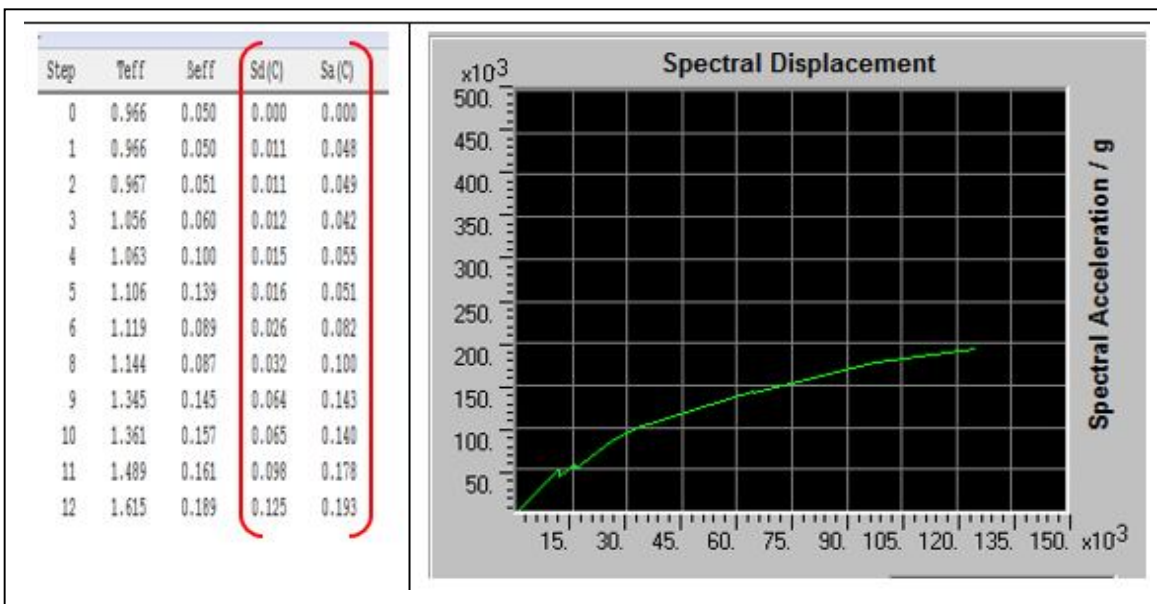
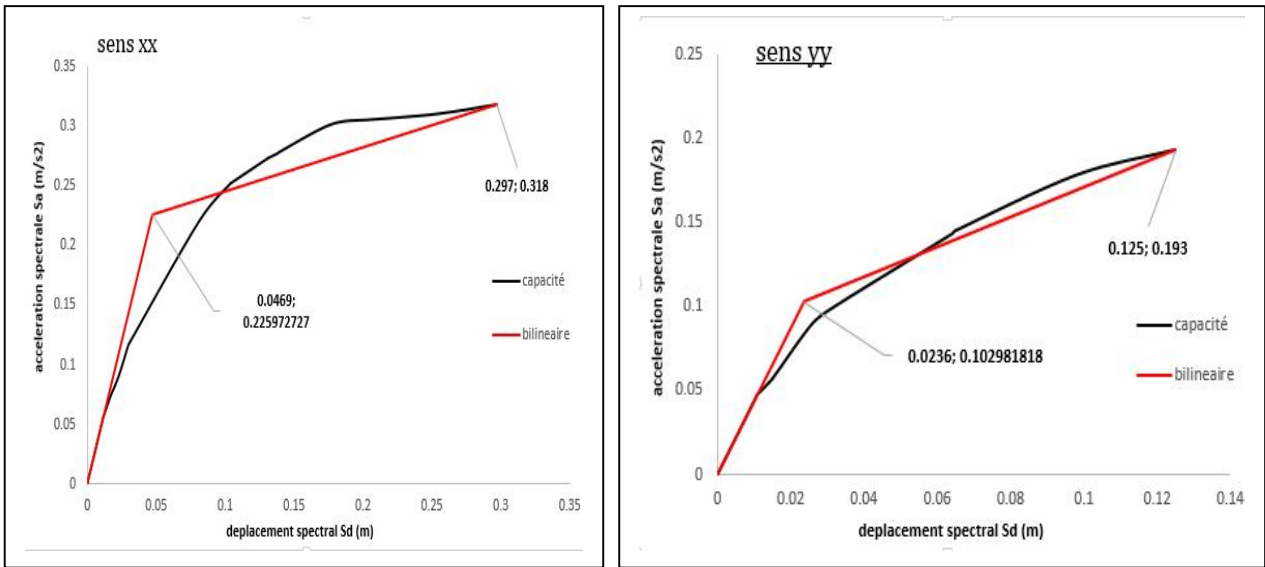


Figure V.13. Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL ( $S_a-S_d$ ), sens y-y.

**V.3.2.2.2. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité**



**Figure V.14.** Représentation bilinéaire de la courbe de capacité suivant les deux sens

Les limites élastiques et ultimes sont données dans le tableau V.13

Direction	$S_{dy}$ (cm)	$S_{ay}$ ( $m/s^2$ )	$S_{du}$ (cm)	$S_{au}$ ( $m/s^2$ )
X-X	0.0469	0.226	0.297	0.318
Y-Y	0.0236	0.103	0.125	0.193

**Tableau V.13.** Evaluation de point de performance suivant les deux directions

**V.3.1.2.3. Evaluation du Point de performance**

**V.3.1.2.3.1. Superposition des courbes (capacité -demande) et désignation du point de performance**

Les courbes de la demande et de la capacité en format ( $S_a - S_d$ ) sont présentées dans le même graphe, l'intersection de ces courbes nous donne le point de performance suivant les deux sens (figure V.15 et V.16).

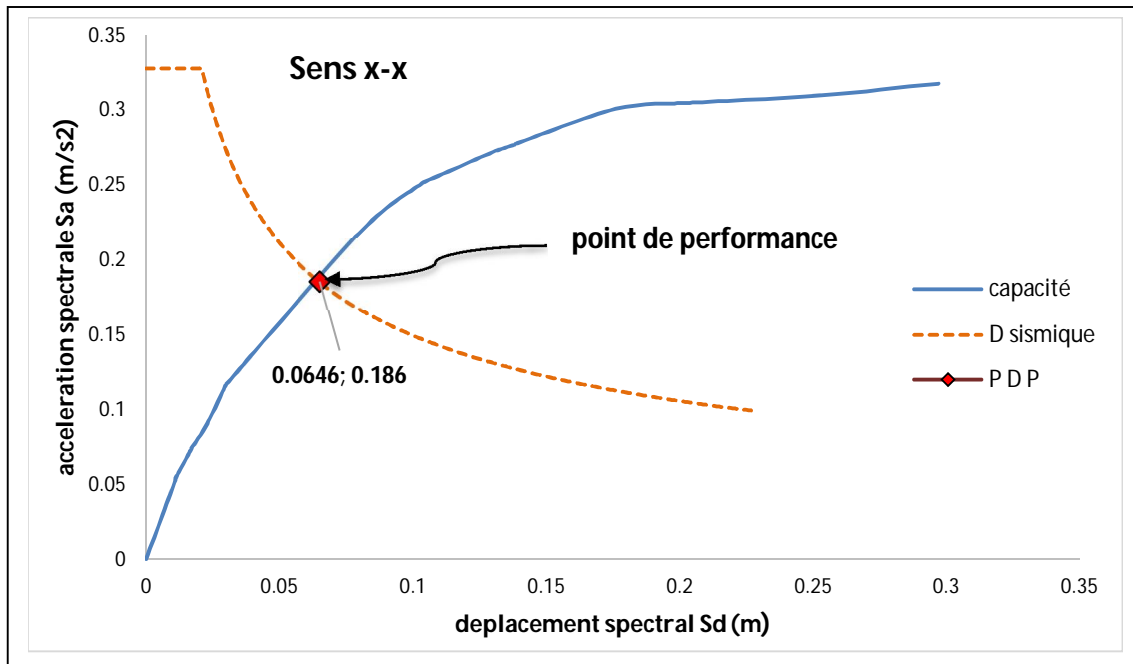


Figure V.15. Détermination de point de performance sens x-x.

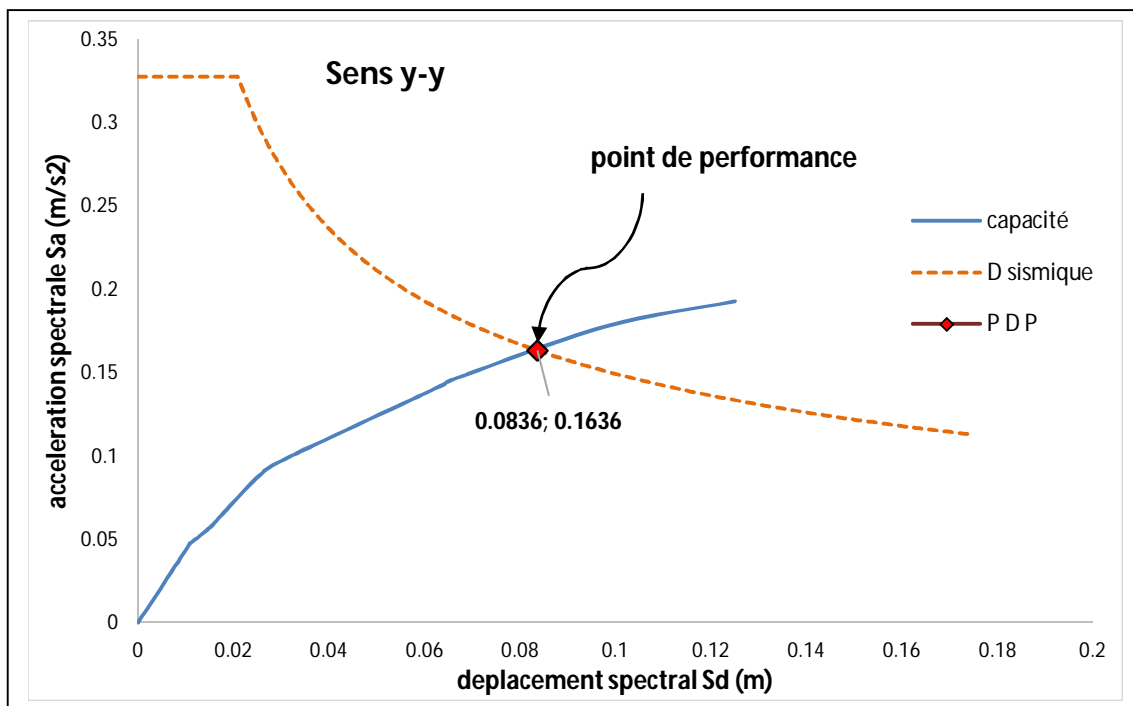


Figure V.16. Détermination de point de performance sens y-y.

Point de performance	$S_d$ (m)	$S_a$ (m/s <sup>2</sup> )
Sens x-x	0.0646	0.186
Sens y-y	0.0836	0.1636

Tableau V.14. Evaluation de point de performance suivant les deux directions

#### V.3.2.2.4. Visualisation des mécanismes de ruines

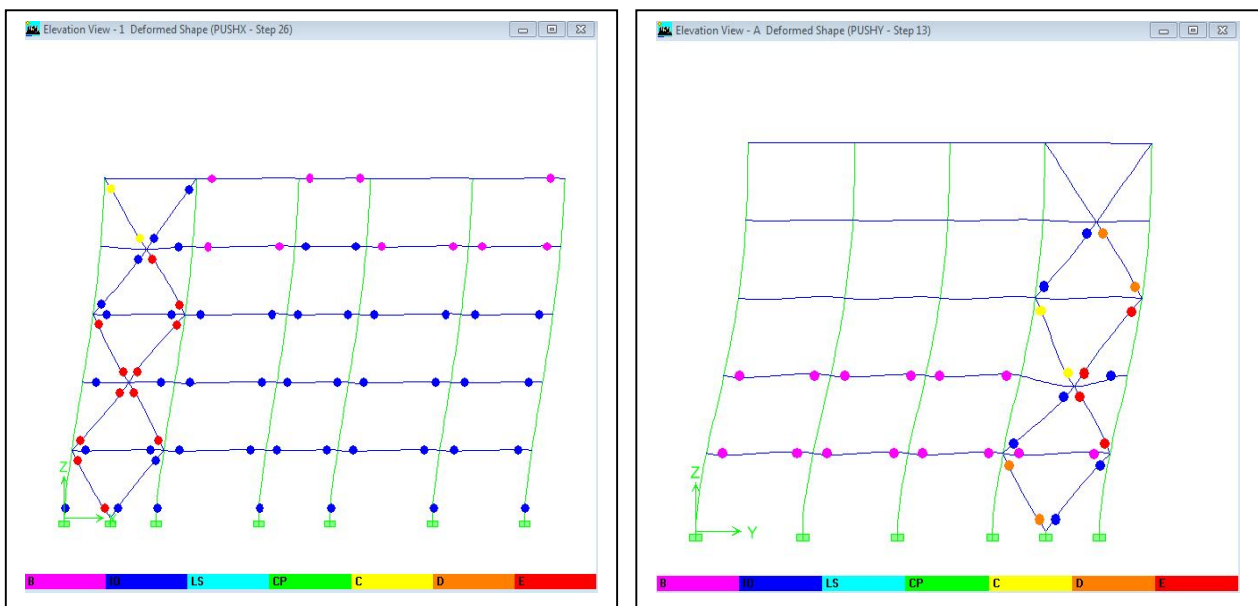


Figure V.17. Visualisation de mécanisme de ruine de la structure suivant les deux sens.

#### ▪ Analyse des résultats

Après avoir visualisé la distribution des rotules plastiques pour chaque étape de chargement, on a constaté que les premières rotules se forment au niveau des palées de stabilité et dans les poutres et finalement dans les pieds de poteaux de rez-de-chaussée et elles sont de type (IO, LS, C et E) dans le sens x-x.

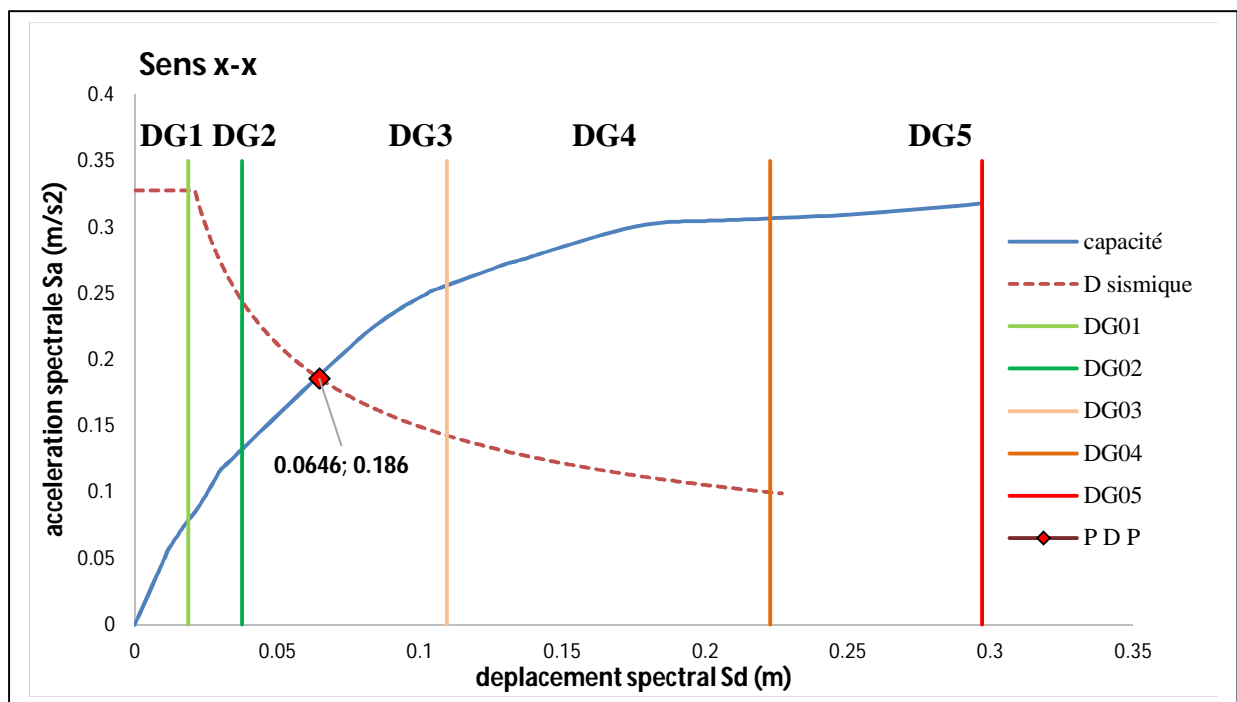
Dans le sens y-y les rotules se forment au niveau des palées de stabilité puis dans les poutres, elles sont de type (B, IO, C, D et E) (voir figure V.17).

**V.3.2.2.5. Domaine des dommages**

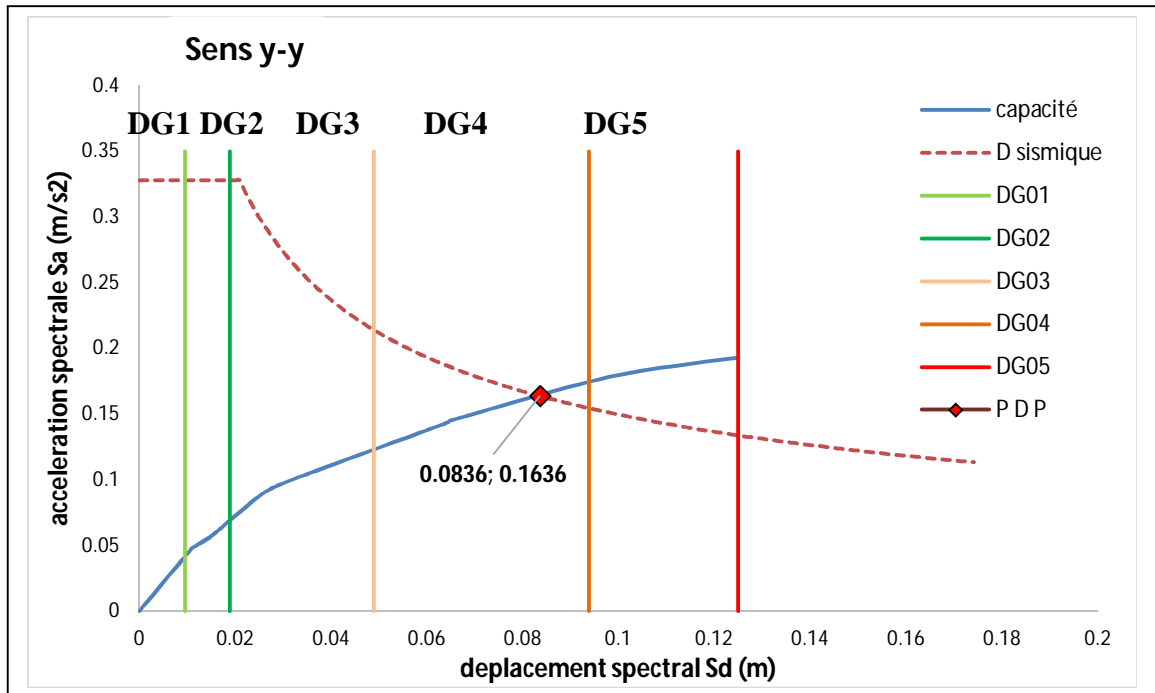
On divise la courbe de capacité de la structure en cinq domaines des dommages (tableau V.16) qui correspond à l'échelle de l'EMS 98 [EMS 98], chaque domaine associé à un état d'endommagement bien précis.

Degré de dommage	Formule des différents déplacements spectraux	Valeur de $S_d$ (m)	
		x-x	y-y
DG 01	$S_d = 0.4 * S_{dy}$	0.0187	0.0094
DG 02	$S_d = 0.8 * S_{dy}$	0.0375	0.0188
DG 03	$S_d = S_{dy} + 0.25 (S_{du} - S_{dy})$	0.109	0.049
DG 04	$S_d = 0.75 * S_{du}$	0.223	0.094
DG 05	$S_d = S_{du}$	0.297	0.125

**Tableau V.15.** Domaine des dommages



**Figure V.18.** Domaine des dommages de la structure suivant le sens x-x



**Figure V.19.** Domaine des dommages de la structure suivant le sens y-y

#### V.3.2.2.6. Description et attribution des dommages probables

*Dégâts sensibles à importants (dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants)*

- Fissures dans les poteaux et les poutres et dans les nœuds et des murs avec des ouvertures.
- La rupture ou le flambement des diagonales 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.

### V.3.2.2.7. Déplacements inter-étages au point de performance ( $\Delta x$ )

Le déplacement inter-étage maximal est déterminé à partir de logiciel **Etabs**, les résultats sont mentionnés dans le (Tableau V.16).

Sens x-x		Sens y-y	
Niveau	$\Delta x$ (cm)	Niveau	$\Delta y$ (cm)
01	0.96	01	1.19
02	1.34	02	1.42
03	<b><u>1.41</u></b>	03	<b><u>1.53</u></b>
04	1.27	04	1.36
05	1.05	05	1.13

**Tableau V.16.** Déplacements inter-étages au point de performance.

Le déplacement inter-étages maximal ( $D_{\max}$ ) est égal à :

- Suivant x-x :  $D_{\max} = \underline{\mathbf{1.41}}$  cm.
- Suivant y-y :  $D_{\max} = \underline{\mathbf{1.53}}$  cm.

### V.3.2.2.8. Demande en ductilité

Pour déterminer la demande en ductilité on doit d'abord calculer le déplacement spectral au point de performance et le déplacement spectral élastique.

Les résultats sont présentés dans le (Tableau V.17).

Sens	$D_p$ (cm)	$D_e$ (cm)	$\mu_D (D_p/D_e)$
X-X	8.6	6.22	<b><u>1.38</u></b>
Y-Y	11.06	3.12	<b><u>3.54</u></b>

**Tableau V.17.** Demande en ductilité suivant les deux sens.

### V.3.2.2.9. Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ )

Pour avoir l'indicateur de dégradation global de la structure (variante 01) on doit calculer tous les paramètres qui sont présentés dans le (Tableau V.18).

Direction	$D_y$ (cm)	$V_y$ (KN)	$K_e=V_y/D_y$ [kN/m]	$D_p$ (cm)	$V_p$ (KN)	$K_p=V_p/D_p$ [kN/m]	$I_d$ (%)
<b>X-X</b>	6.62	2649.82	42601.63	8.6	2180.83	25358.49	<b><u>40.47</u></b>
<b>Y-Y</b>	3.12	1191.2	38179.5	11.06	1896.67	17150.72	<b><u>55.00</u></b>

**Tableau V.18.** Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ).

**V.3.2.3. Analyse push over sur les autres variantes proposés (02, 03 et 04)**

Les structures sont vérifiées en suivant la même procédure utilisée pour l'étude de la structure en portique et la variante 01.

Les résultats de cette analyse sur les autres variantes sont résumés dans le (Tableau V.19) :

Var 02									
Sens X-X					Sens Y-Y				
$\Delta x$ max (cm)	$K_e$ (kN/m)	$K_p$ (kN/m)	$I_d$ %	$\mu_D$	$\Delta y$ max (cm)	$K_e$ (kN/m)	$K_p$ (kN/m)	$I_d$	$\mu_D$
1.3	49115.02	26997.07	45	1.56	1.53	37311.67	17127.66	54.09	3.8
Var 03									
Sens X-X					Sens Y-Y				
$\Delta x$ max (cm)	$K_e$ (kN/m)	$K_p$ (kN/m)	$I_d$	$\mu_D$	$\Delta y$ max (cm)	$K_e$ (kN/m)	$K_p$ (kN/m)	$I_d$	$\mu_D$
1.31	49242.62	26671.41	45.8	1.57	1.66	32959.5	16680.23	49.39	3.5
Var 04									
Sens X-X					Sens Y-Y				
$\Delta x$ max (cm)	$K_e$ (kN/m)	$K_p$ (kN/m)	$I_d$	$\mu_D$	$\Delta y$ max (cm)	$K_e$ (kN/m)	$K_p$ (kN/m)	$I_d$	$\mu_D$
1.32	49199.56	26543.33	46.05	1.6	1.65	32873.3	15988.68	50.87	3.29

**Tableau V.19.** Résultats de l'analyse Push over sur les variantes (02, 03 et 04)

**NB :** Les points de performance de ces variantes sont donnés dans l'annexe A.

#### V.4. Etude comparative des résultats

Cette étude est menée dans le but d'examiner la variation de certains paramètres à savoir la ductilité, la rigidité initiale, le déplacement inter-étage, la rigidité au point de performance en fonction de l'influence et la disposition de contreventement et de comprendre mieux le comportement dynamique des structures étudiées.

##### V.4.1. Demande en ductilité ( $\mu_D$ )

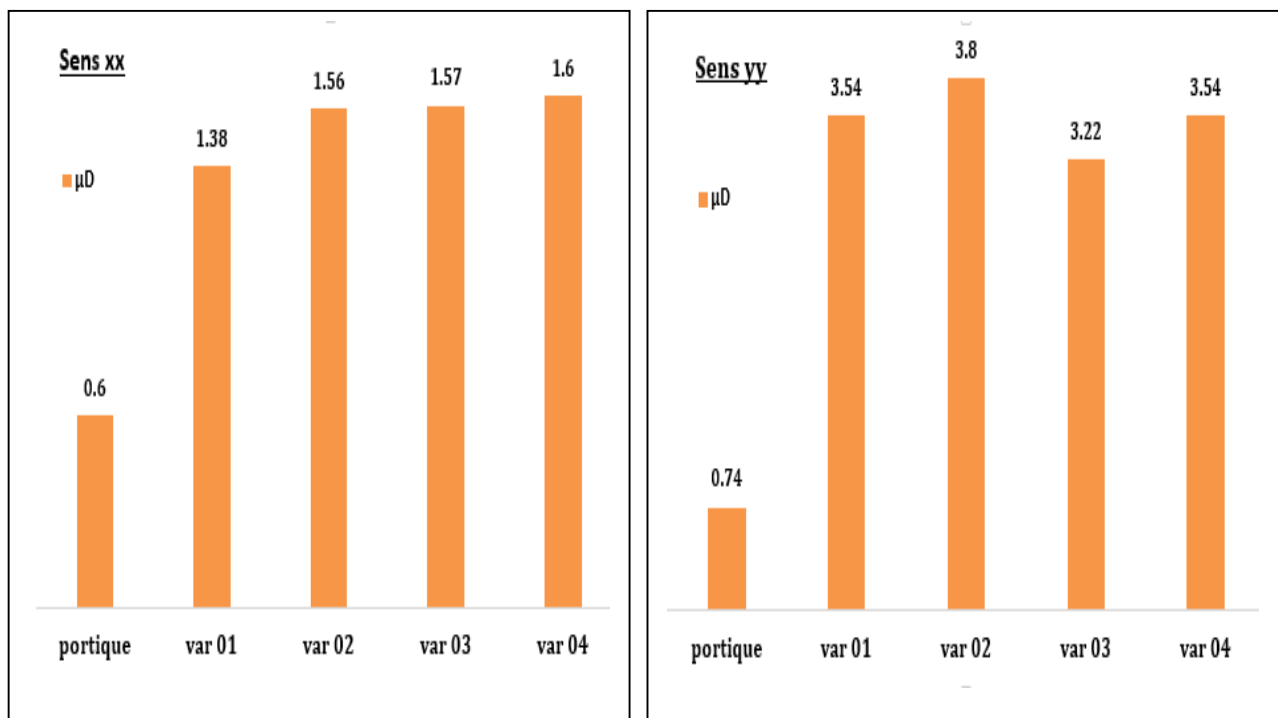


Figure V.20. Demande en ductilité des structures étudiées

#### ▪ Analyse des résultats

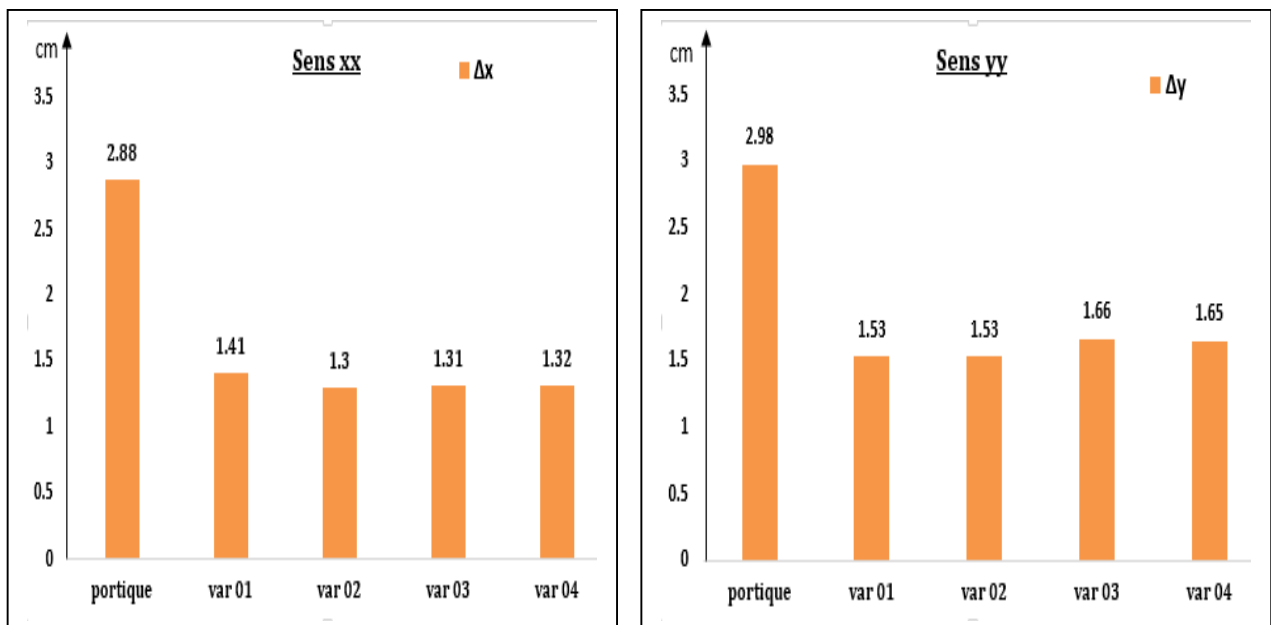
En analysant les résultats, On remarque que :

- La demande de ductilité de la variante 01 est moins importante par rapport aux autres variantes (02, 03, 04) suivant le **sens x-x**.
- La demande de ductilité de la variante 01 est moins importante par rapport aux autres variantes (02, 03, 04) suivant le **sens y-y**.
- En particulier la variante 02 présente une demande en ductilité plus importante suivant le **sens y-y**.

- La structure en portique présente une demande en ductilité **très inférieure** par rapport aux autres variantes suivant les **deux sens** (x-x et y-y).

#### V.4.2. Déplacements inter-étages maximal au point de performance ( $\Delta x$ )

En utilisant le logiciel **Etabs**, on obtient les déplacements inter-étages aux points de performance de chacune des quatre variantes étudiées ainsi que la structure en portique auto stable, les déplacements relatifs maximaux sont mis sous forme d'histogrammes (Figure.V.21).



**Figure V.21.** Déplacements inter-étages maximal au point de performance suivant les deux sens.

#### ▪ Analyse des résultats

En analysant les résultats, on remarque que :

- Les variantes (02, 03 et 04) ont un déplacement relatif maximal presque similaire suivant le **sens x-x**.
- Les variantes 01 et 02 présentent un même déplacement relatif maximal suivant le **sens y-y**.

- La **variante 02** présente un déplacement inter-étages **moins important** par rapport aux autres variantes suivant les **deux sens** (x-x et y-y).
- La structure en portique auto stable présente un déplacement inter-étages plus élevé à ceux des variantes contreventées avec des palées de stabilité.

#### V.4.3. Raideur initiale de la structure ( $K_e$ )

L'état élastique limite des structures correspond à un déplacement élastique limite  $D_y$ , et un effort tranchant élastique limite  $V_y$ , soit une raideur élastique  $K_e = (V_y / D_y)$ . (Figure V.22).

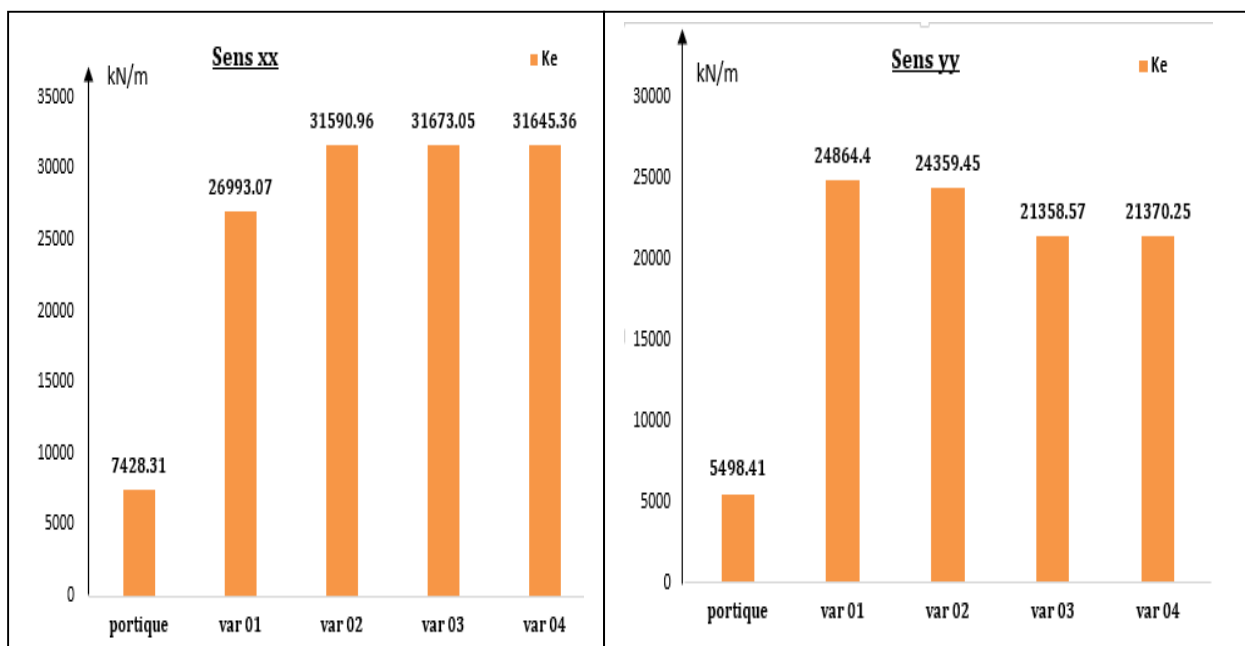


Figure V.22. Raideur initiale des variantes étudiées.

#### ▪ Analyse des résultats

La raideur initiale ( $K_e$ ) traduit le comportement de la structure dans le **domaine élastique**.

En analysant les résultats, on remarque que :

- Les variantes (01 et 02) présentent une rigidité importante par rapport aux autres variantes suivant le **sens y-y**.
- Suivant le **sens x-x** on remarque que les trois variantes (02, 03 et 04) présentent une rigidité plus importante que celle de la structure en portique auto stable et la variante 01.

- En particulier la **variante 02** présente une rigidité importante par rapport aux quatre variantes suivant les **deux sens** (x-x et y-y).

On remarque aussi que la structure en portique auto stables présente une rigidité initiale **moins importante** par rapport à la rigidité des autres variantes (environ **1/3** de la rigidité initiale des variantes) suivant les **deux sens** (x-x et y-y).

#### V.4.4. Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ )

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale ( $K_e$ ).

Au point de performance, la raideur ( $K_p$ ) des variantes étudiées est égale à : (Figure V.23)

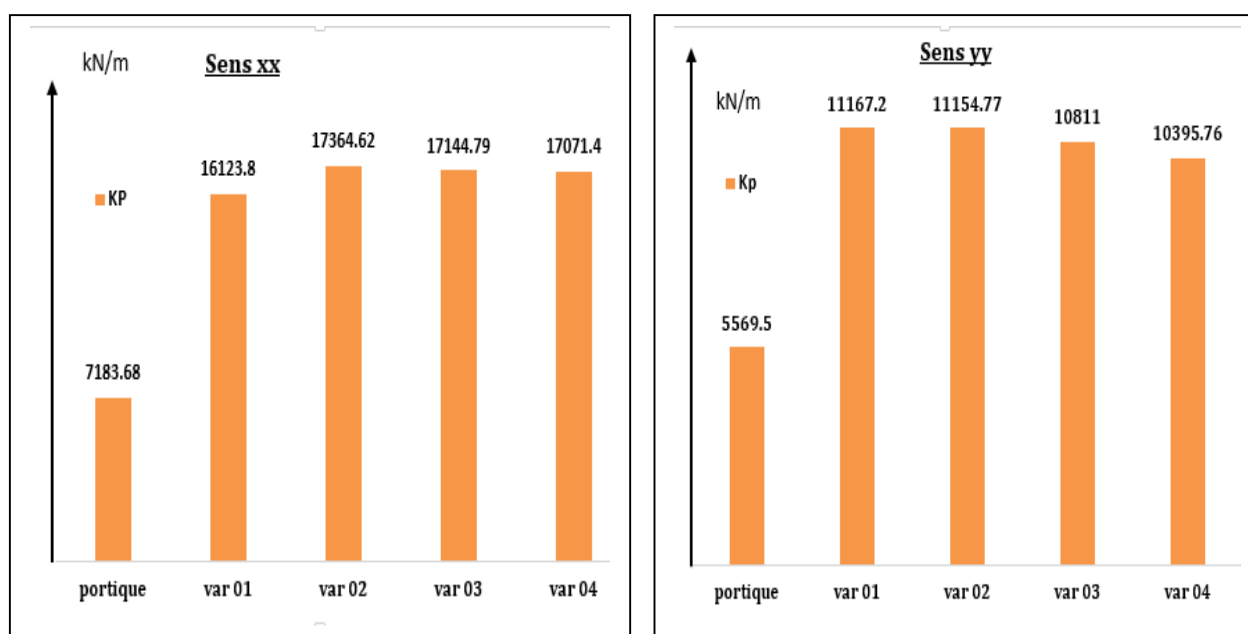
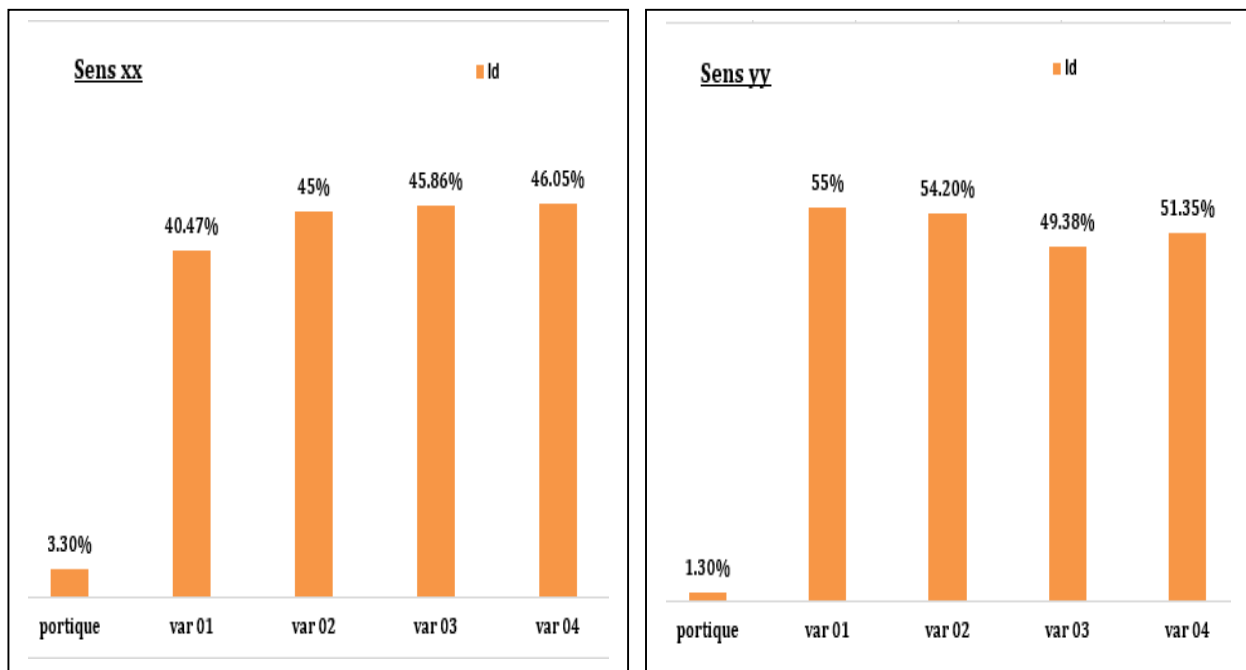


Figure.V.23. Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante.

### ▪ Analyse des résultats

En analysant les résultats obtenues, on remarque que :

- Les variantes (01 et 02) présentent une rigidité importante au point de performance suivant le sens y-y.
- Les deux variantes (02 et 03) ont une raideur plus importante au point de performance suivant les deux sens (x-x et y-y).
- En particulier la **variante 02** présente une meilleure raideur au point au point de performance par rapport aux autres variantes suivant les deux sens (x-x et y-y).
- Contrairement aux structures précédentes, la structure en portique présente des raideurs moins importantes es suivant les deux sens (x-x et y-y).



**Figure.V.24.** Indicateur de dégradation global des variantes étudiées

### ▪ Analyse des résultats

En analysant les résultats obtenus, on constate que :

➤ La structure en portique auto stable subit une perte de résistance plus faible suivant les deux sens, par contre les autres variantes qu'on a renforcé avec des palées de stabilité centre de type (**V** et **V renversé**), elles subissent des dommages plus important.

En visualisant le mécanisme de ruine des structures renforcées qu'on a présentées précédemment au titre (**V.3.2.2.5**), nous montre que les dommages s'apparaissent dans la plupart des palées se forme des rotules plastiques et elles sont de type (**C**, **D** et **E**).

Les rotules de types (**B** et **IO**) sont formées dans les pieds des poteaux de RDC et dans les poutres cela nous confirme que le grand pourcentage d'effort est repris par les palées de stabilité.

#### V.4.5. Déplacement et accélération spectrales

En superposant les courbes de capacité de toutes les variantes avec celle de la structure en portique auto stable on obtient les résultats suivants.

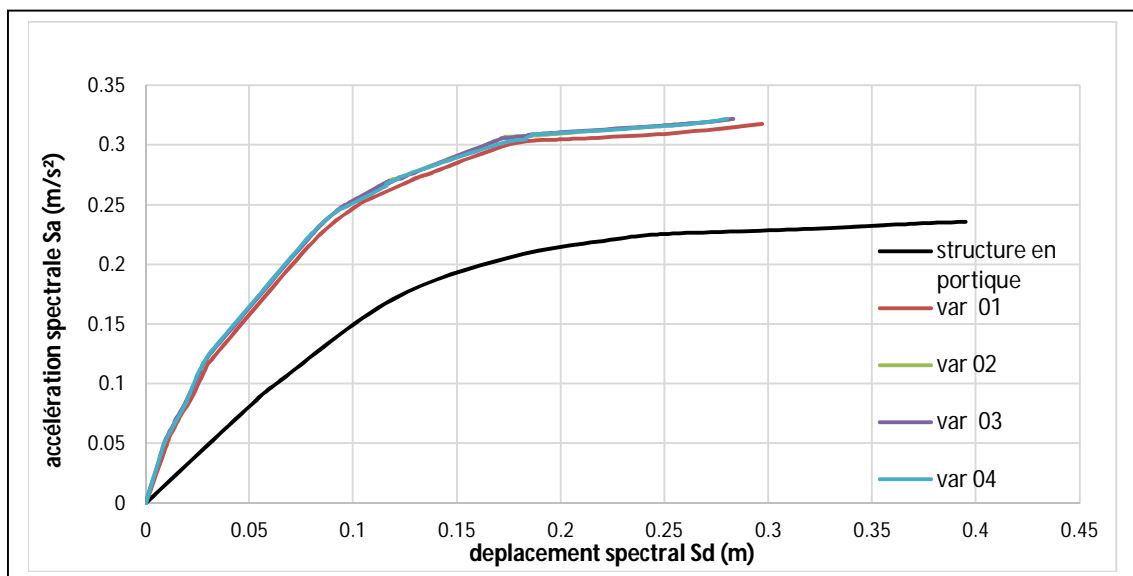


Figure V.25. Superposition des courbes de capacité de toutes les structures

- **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus on remarque que :

- L'allure des variantes proposées et presque superposé cela nous confirme que les variantes ont un même comportement sismique.
- A une accélération spectrale de **0.23g** les quatre (04) variantes auront un déplacement presque à neuf (9 cm) mais la structure en portique se déplace de trente-neuf (39 cm).
- A une accélération spectrale de **0.23g** la structure en portique atteint la ruine mais les variantes sont au point de pénétration de leur domaine plastique.

### V.5. Conclusion

Les résultats obtenus pour les quatre variantes et la structure en portique nous a permis de ressortir les conclusions suivantes :

- Les déplacements relatifs (inter-étages) des quatre (04) variantes étudiées sont presque similaires suivant les deux sens, mais par rapport au déplacement relatif obtenu par l'analyse de la structure en portique auto stable sont moins importants. Alors on dit qu'après le renforcement de la structure on a gagné en termes de déplacement inter-étages avec un pourcentage supérieur à **50 %** suivant les deux sens.
- Les structures renforcées avec des palées de stabilité ont des rigidités initiales supérieures à celles de la structure en portique auto stable, avec une amélioration supérieure à **72 %** suivant le **sens x-x** et **74 %** suivant le **sens y-y**.
- Les structures renforcées avec des palées de stabilité ont des rigidités aux points de performance supérieures à celles de la structure en portique auto stable, avec une amélioration supérieure à **56 %** suivant le **sens x-x** et **51 %** suivant le **sens y-y**.
- Les structures renforcées par des palées de stabilité présentent un indicateur de dégradation global plus important par rapport à la structure auto stable, cela signifie que les structures renforcées sont dans un état de plastification plus avancé, par contre la structure en portique n'a pas pénétré le domaine plastique.
- La structure en portique auto stable présente une demande en ductilité moins importante et cela signifie qu'elle présente un comportement très ductile et cela revient à sa flexibilité. Par contre les quatre (04) variantes présentent une demande

une ductilité importante alors on dit que ces variantes présente un comportement rigide, cela est déjà confirmé lors de la comparaison de la rigidité initiale.

- D'après l'étude comparative, on conclue que la disposition des palées de stabilité n'a pas une grande influence sur la performance sismique des structures métalliques, si ces dernières sont disposées d'une manière symétrique.

## *Conclusion générale*

# Conclusion générale

---

## Conclusion générale

Le but de ce travail est d'évaluer la performance sismique d'une structure métallique (en portique auto stable, renforcée avec des palées de stabilité centré de type V et V renversé) en cas de séisme et le degré des dommages qui pourra subir. Pour cela nous avons construit des courbes de capacité, et on les a superposés avec la courbe de demande sismique en tenant compte de coefficient de comportement R défini dans le Règlement Parasismique Algérien (RPA), tel que ( $R = 4$  pour la structure auto-stable ordinaire et  $R = 3$  pour la structure renforcées), afin d'évaluer les dommages subit par nos structures.

Pour évaluer la performance sismique de la structure, nous avons proposé d'utiliser la procédure B "non itérative" qui nous a permis d'évaluer le point de performance par une seule application, cette dernière est recommandée par le code américain **ATC 40**.

Cette méthode consiste à superposer dans un seul graphe de type ( $S_a - S_d$ ) la courbe de capacité de la structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (**Push Over**), et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme (**Demande spectrale**). L'intersection de ces deux courbes représente un point de performance, qui permet d'évaluer le déplacement maximal de la structure et ainsi que son degré d'endommagement.

Pour arriver à ce résultat qui présente la performance sismique de nos structures, nous avons utilisé le logiciel **ETABS nonlinear.9.6.0** (calcul non linéaire des structures), qui offre la possibilité d'extraire la courbe de capacité de la structure à l'issue d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis.

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires ayant des propriétés élastiques, le comportement non linéaire est traduit par la définition de rotules plastiques aux niveaux des zones nodales sous un effort de flexion pour les poteaux et les poutres, pour les éléments barres centré de type V et V renversé se fait sous un effort normal de compression ou de traction.

- D'après la similarité des résultats obtenus, en termes de ductilité, de déplacement inter-étages et rigidité initiale et au point de performance pour les quatre (04) variantes, on conclue que la disposition des palées de stabilité n'a pas une grande influence sur la performance sismique de la structure.

## Conclusion générale

---

- Toutes les quatre (04) variantes sont rigides, soit à l'état élastique ( $K_e$  plus grand), soit à l'état non linéaire au point de performance (au point de performance  $K_p$  est plus grand).
- En terme de déplacement inter-étages, les structures renforcées avec des palées de stabilité ont subi un déplacement relatif moins important par rapport au déplacement relatif subi par la structure en portique auto-stable ordinaire, avec une amélioration supérieure à **50 %**, (**> 50%**).
- Une amélioration de **25%**, et de **73 %** de déplacement spectral maximal pour les structures en contreventement centré suivant les deux sens (x-x et y-y) respectivement.
- L'apparitions des rotules plastiques dans les palées de stabilité nous confirme que le plus grand pourcentage d'effort sismique sont repris par ces dernières.
- En termes de la ductilité, les structures renforcées par palées possèdent une ductilité importante par rapport à la structure en portique auto-stable, avec une amélioration estimable de **50 à 55 %**.

Enfin, on peut dire que la mise en pratique de la méthode du spectre de capacité fournira dans les années qui viennent les bases nécessaires pour vérifier et améliorer les règles parasismiques proposés.

Références  
bibliographiques

## Références bibliographiques

---

Abdelhamid. Fayçal, *Influence du type de contreventement sur les structures en acier en zone sismique*, Thèse de Magister, Université Hadj Lakhdar, Batna, Algérie.

Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel, **2001**, *A Modal Pushover Analysis Procedure To Estimate Seismic Demands For Buildings: Theory And Preliminary Evaluation*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Los Angeles.

A.K. Yelles-Chaouche, *Les Séismes en Algérie du Nord*, CRAAG, Algérie.

Applied Technology Council, Nov **1996**, *The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC40 volumes 1 and 2, Redwood City, California.

Aknouche. Hassan, **2008**, *analyse statique et dynamique non linéaire d'un bâtiment en béton armé*, séminaire CTC centre. Algérie.

Balandier. Patricia, *Le Séisme et Les Constructions en Métal et en Bois*,'' principe de mise en œuvre '' (ouvrages à risque normal).

Beldjoudi. Hamoud, **2011**, *Etude de la sismicité du nord Algérien*, Thèse de Doctorat, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.

Belkheir. Mohammed Aghiles, **2012**, *Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes*, Thèse de Magister, UMMTO, Tizi Ouzou, Algérie.

Boumekik. A, Kadid. A, Lahbari. N, Lahabri. M et Zine. A, **2007**, *Analyse Push over des Structures en Béton Armé, Théorie de l'endommagement*, Université Hadj Lakhdar, Batna, Algérie.

BAEL, **1999**, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99*.

Castex. L, **1975**, *Cours de charpente métallique tome 1*, Institut National Des Science Appliquées, Toulouse, France.

ETABS Nonlinear V9.6.0, *Automated Lateral Loads Manual*, computers and structures, University of Berkeley.

Federal Emergency Management Agency FEMA-273 –NEHRP-Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings'. Oct **1997**.

## Références bibliographiques

---

Hemsas. Miloud, **2010**, *Modélisation par macro élément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique*, Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France.

Kahil. Amar, **2008**, *Evaluation de la performance sismique des bâtiments*, thèse de Magister, UMMTO, Tizi Ouzou, Algérie.

Kahil. A, Hamizi. M, Hannachi. NE, Janvier **2013**, *Méthode d'analyse des structures auto-stables en zone sismique*, UMMTO, Tizi Ouzou, Algérie.

Lestuzzi Pierino, Pierre Bruchez et Lynn Lecorsais, *Etude parasismique d'une école primaire de Collombey-Muraz*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Lafi. Djamel Eddine, **2012**, *Evaluation de la capacité portante des structures par la méthode Push over*, Thèse de Magister, Université Hadj Lakhdar, Batna, Algérie.

L'Echelle macrosismique Européenne, **1998**, *European Macroseismic Scale*. EMS 98.

Mechiche. M.O, **2013**, *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*, Thèse de Doctorat, UMMTO, Tizi Ouzou, Algérie.

Ourabah A., Hamouche S., Seghir A. et Tahakourt A, 26-27 Oct. 2010. Analyse Push over d'une structure auto stable (R+8), Push over Analysis of multistory structures, Université de Chlef, Algérie.

Risque Sismique, *Etude pour la réalisation d'une cartographie et d'un système d'information géographique sur les risques majeurs au Maroc*. Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques. Rabat, Sept **2008**.

Règles Parasismiques Algériennes, *RPA 99 / Version 2003*, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique. Algérie.

Saranik. Mohammad, **2011**, *Conception parasismique robuste de bâtiments à base d'assemblages boulonnés*, Thèse de Doctorat, École Centrale de Lyon, France.

Thomas. Paulay, **1999**, *A simple seismic design strategy based on displacement and ductility compatibility*, Earthquake engineering and engineering seismology, volume 1, number 1, september 1999.

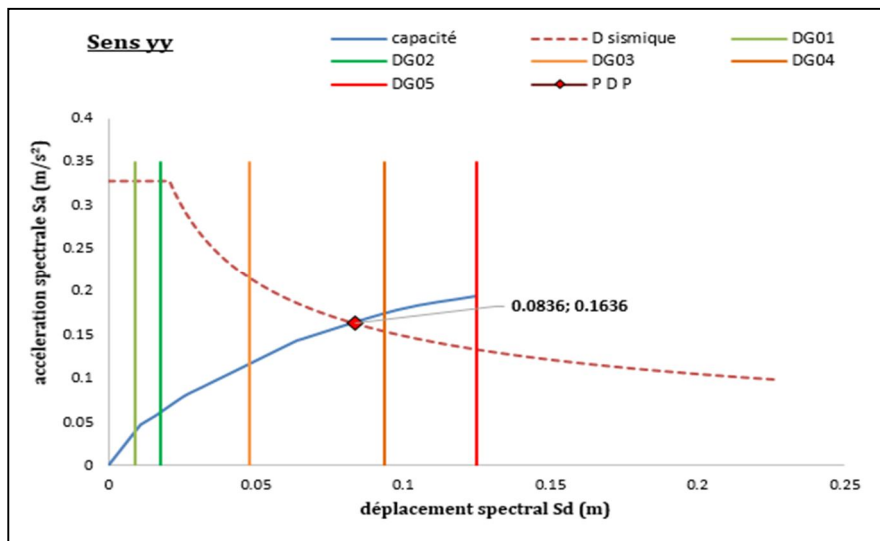
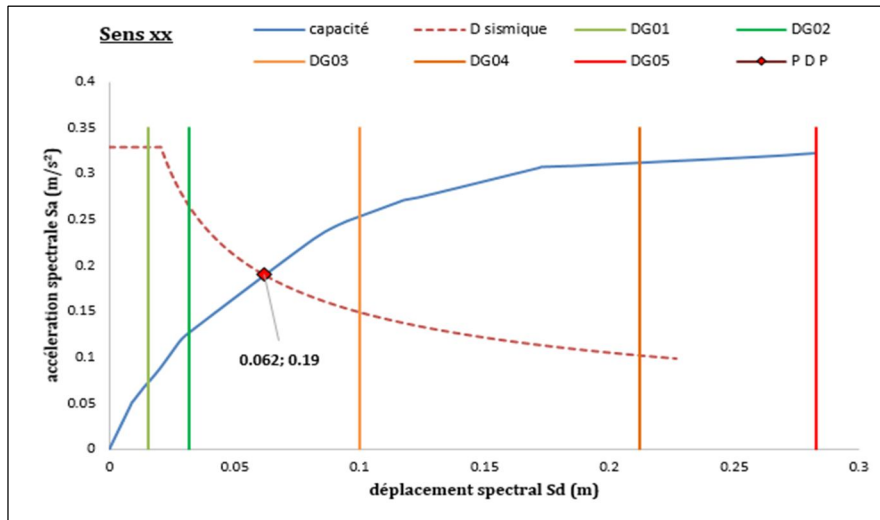
# Annexes

## Annexes

**Annexe A** : Les points de performance des variantes étudiées.

▪ **Variante 02 :**

Détermination du point de performance du système équivalent ( $S_a-S_d$ )

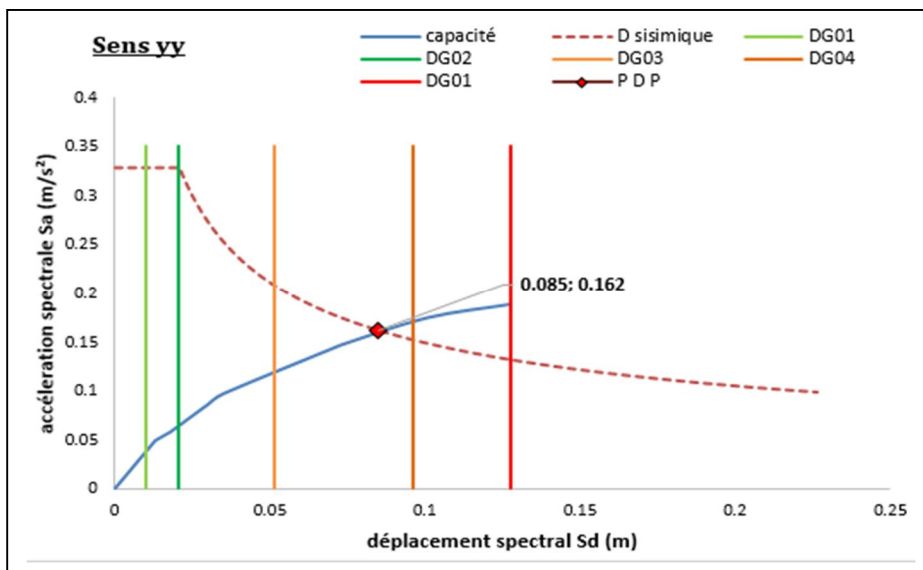
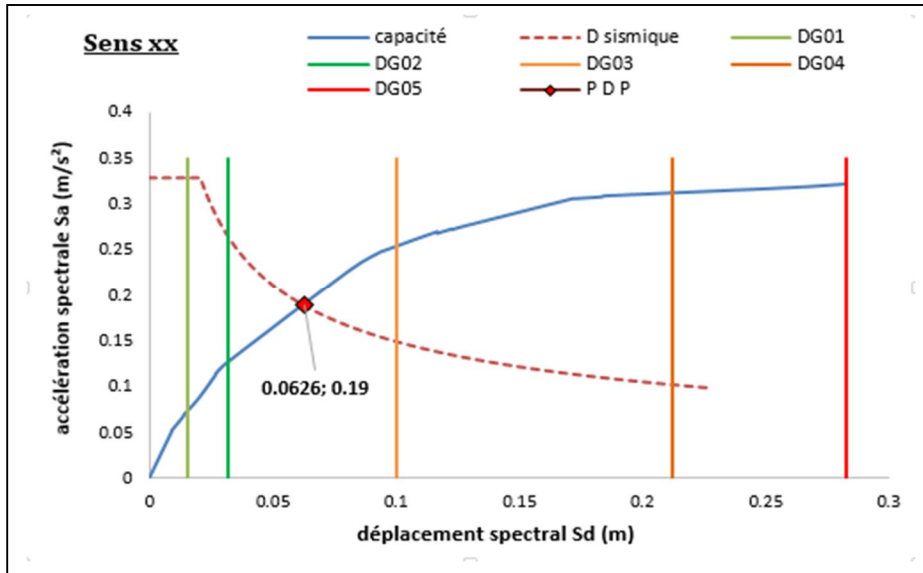


Direction	$D_y$ [cm]	$V_y$ [KN]	$K_e = V_y/D_y$ [KN/m]	$D_p$ [cm]	$V_p$ [KN]	$K_p = V_p/D_p$ [KN/m]	$I_d$ (%)
X-X	5.26	1661.68	31590.96	8.195	1422.16	17364.62	<u>45%</u>
Y-Y	2.91	708.86	24359.45	11.06	1233.72	11154.815	<u>54.2</u>

## Annexes

### ▪ Variante 03 :

Détermination du point de performance du système équivalent ( $S_a$ - $S_d$ )

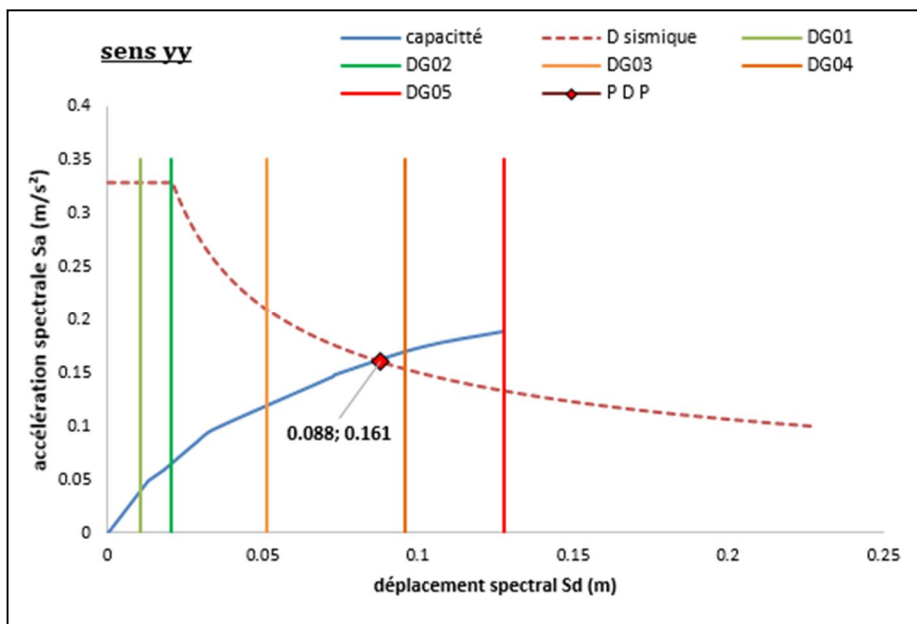
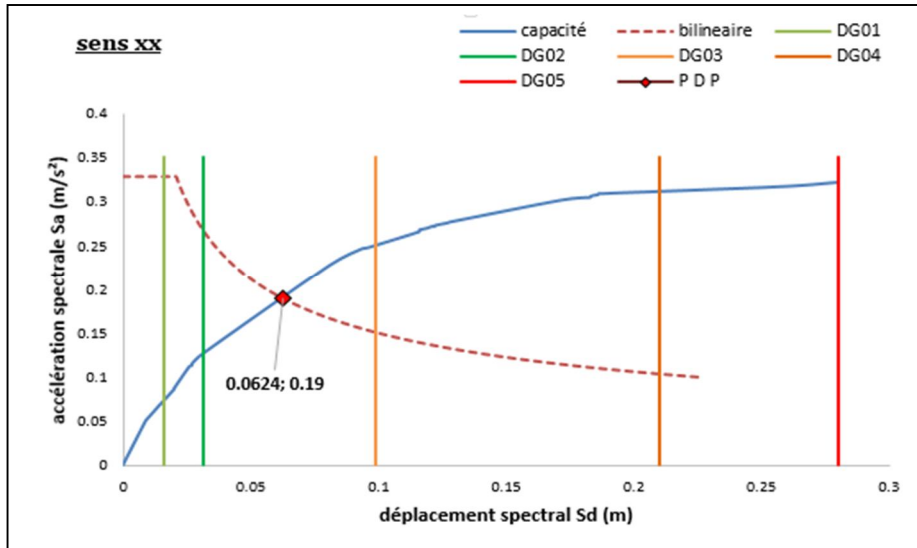


Direction	$D_y$ [cm]	$V_y$ [KN]	$K_e = V_y/D_y$ [KN/m]	$D_p$ [cm]	$V_p$ [KN]	$K_p = V_p/D_p$ [KN/m]	$I_d$ (%)
X-X	5.27	1669.17	31673.05	8.29	1422.16	17144.79	<b>45.86</b>
Y-Y	3.5	747.55	21358.57	11.26	1217.17	10811	<b>49.38</b>

## Annexes

### ▪ Variante 04 :

Détermination du point de performance du système équivalent ( $S_a$ - $S_d$ )



Direction	$D_y$ [cm]	$V_y$ [KN]	$K_e = V_y/D_y$ [KN/m]	$D_p$ [cm]	$V_p$ [KN]	$K_p = V_p/D_p$ [KN/m]	$I_d$ (%)
X-X	5.18	1639.23	31645.36	8.33	1422.16	17071.4	<b>46.05</b>
Y-Y	3.54	756	21370.45	11.65	1211.11	10395.76	<b>51.35</b>

# Annexes

## Annexe B : Caractéristiques des profilés (poteaux, poutres et solive).

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	A cm <sup>2</sup>	h <sub>i</sub> mm	d mm	∅	P <sub>min</sub> mm	P <sub>max</sub> mm	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>G</sub> m <sup>2</sup> /t
HE 280 AA <sup>+</sup>	61.2	264	280	7	10	24	78.02	244	196	M27	110	178	1.593	26.01
HE 280 A	76.4	270	280	8	13	24	97.26	244	196	M27	112	178	1.603	20.99
HE 280 B	103	280	280	10.5	18	24	131.4	244	196	M27	114	178	1.618	15.69
HE 280 M	189	310	288	18.5	33	24	240.2	244	196	M27	122	186	1.694	8.984
HE 300 AA <sup>+</sup>	69.8	283	300	7.5	10.5	27	88.91	262	208	M27	116	198	1.705	24.42
HE 300 A	88.3	290	300	8.5	14	27	112.5	262	208	M27	118	198	1.717	19.43

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	A cm <sup>2</sup>	h <sub>i</sub> mm	d mm	∅	P <sub>min</sub> mm	P <sub>max</sub> mm	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>G</sub> m <sup>2</sup> /t
IPE A 100*	6.9	98	55	3.6	4.7	7	8.78	88.6	74.6	-	-	-	0.397	57.57
IPE 100	8.1	100	55	4.1	5.7	7	10.32	88.6	74.6	-	-	-	0.400	49.33
IPE A 120*	8.7	117.6	64	3.8	5.1	7	11.03	107.4	93.4	-	-	-	0.472	54.47
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	13.21	107.4	93.4	-	-	-	0.475	45.82
IPE A 140*	10.5	137.4	73	3.8	5.6	7	13.39	126.2	112.2	-	-	-	0.547	52.05
IPE 140	12.9	140	73	4.7	6.9	7	16.43	126.2	112.2	-	-	-	0.551	42.70
IPE A 160*	12.7	157	82	4	5.9	9	16.18	145.2	127.2	-	-	-	0.619	48.70
IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	9	20.09	145.2	127.2	-	-	-	0.623	39.47
IPE A 180*	15.4	177	91	4.3	6.5	9	19.58	164	146	M10	48	48	0.694	45.15
IPE 180	18.8	180	91	5.3	8	9	23.95	164	146	M10	48	48	0.698	37.13
IPE O 180 <sup>+</sup>	21.3	182	92	6	9	9	27.10	164	146	M10	50	50	0.705	33.12
IPE A 200*	18.4	197	100	4.5	7	12	23.47	183	159	M10	54	58	0.764	41.49
IPE 200	22.4	200	100	5.6	8.5	12	28.48	183	159	M10	54	58	0.768	34.36
IPE O 200 <sup>+</sup>	25.1	202	102	6.2	9.5	12	31.96	183	159	M10	56	60	0.779	31.05
IPE A 220*	22.2	217	110	5	7.7	12	28.26	201.6	177.6	M12	60	62	0.843	38.02
IPE 220	26.2	220	110	5.9	9.2	12	33.37	201.6	177.6	M12	60	62	0.848	32.36

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction / Dimensions for detailing / Konstruktionsmaße								
							aile longue long leg langer Schenkel				aile courte short leg kurzer Schenkel				
							G kg/m	h mm	b mm	t mm	r <sub>1</sub> mm	r <sub>2</sub> mm	A cm <sup>2</sup>	∅ <sub>z</sub>	e <sub>z.min</sub> mm
L 120 x 80 x 8 <sup>-</sup>	12.2	120	80	8	11	5.5	15.49	M27	48	72	13.09	M16	38	51	14.05
L 120 x 80 x 10 <sup>-</sup>	15.0	120	80	10	11	5.5	19.13	M27	50	72	16.13	M16	40	51	17.33
L 120 x 80 x 12 <sup>-</sup>	17.8	120	80	12	11	5.5	22.69	M27	52	72	19.09	M16	42	51	20.53