

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études
En vue d'obtention du diplôme
de MASTER en Génie civil
Option : structures.

Thème :

**Impact du mur de soutènement solidaire de la structure sur son
comportement sismique**

Présenté par :

KASDI Mohand Oubelaid

ABDELLI Aghilas

Devant le Jury composé de :

Mr. KAHIL
Mme. BOUZID
Mr. HAMIZI
Mr. AKKOUCHE

Président
Examinatrice
Encadreur
Co-Encadreur

2017-2018

Remerciement

Tout d'abord nous remercions, dieu le tout puissant qui nous donne le courage, et la volonté pour atteindre nos objectifs, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre encadreur Mr HAMIZI Mohand de nous avoir pris en charge.

Nous remercions notre Co-encadreur Mr AKKOUCHE et Mr NEKMOUCHE pour leur disponibilité, leur aide et précieux conseils ; qu'ils trouvent ici notre profonde reconnaissance.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Résumé

La performance sismique à travers la position du point de performance est devenue un outil d'évaluation du comportement de la structure. L'objectif recherché est de donner à la structure un état de classification à travers les dommages recensés en utilisant une échelle.

Le but de notre étude, est d'évaluer l'effet de l'association du mur de soutènement avec la structure, sur son comportement sismique, et l'évaluation des dommages pour des structures par la détermination de leurs points de performance en se basant sur la méthode Pushover.

Nous nous intéressons particulièrement aux constructions auto-stables en béton armé avec un mur de soutènement solidaire. Cette typologie est largement répandue et représente un pourcentage très important du parc immobilier de la wilaya Tizi Ouzou, classée comme zone de moyenne sismicité (IIa) et par la caractérisation de ses reliefs très accidentés (région montagneuse).

Notre étude a été menée sur deux modèles de structure, l'un carrée et l'autre rectangulaire (regroupant 24 bâtiments avec des dispositions variables : épaisseur du voile, hauteur du Rez-de-chaussée et hauteur totale des structures) dimensionnés selon le règlement parasismique algérien 99 versions 2003 (RPA. 99 - V.2003). Les résultats sont calés à l'EMS 98 pour le global, en évaluant les points de performances de ses structures et le FEMA /ATC pour le local, en évaluant la formation des rotules plastiques. Ainsi, nous évaluons l'état des dommages causés aux structures et montrons l'influence des voiles (murs de soutènement) sur leurs comportements sismiques.

Mots clés : structures auto-stables, mur de soutènement, méthode pushover, performance sismique, niveau des dommages.

SOMMAIRE :

CHAPITRE I : Introduction et problématique

I.1. Introduction générale	1
I.2. Problématique	1
I.3. Plan du mémoire	3

CHAPITRE II : Définitions et généralités

II.1. Introduction	4
II.2. Définitions	4
II.2.1. Le séisme	4
II.3. Vulnérabilité	5
II.3.1. Vulnérabilité sismique	5
II.3.3. Estimation de la vulnérabilité	6
II.4. Les murs en béton armé	7
II.4.1. Mode de fonctionnement des murs	8
II.4.2. Les murs de soutènement	8
II.4.4. Caractéristiques essentielles du comportement des voiles	9
II.4.5. Modes de fonctionnement des voiles	9
II.4.6. Modes de rupture des voiles élancés	9
1) Ruptures en flexion	9
2) Ruptures en flexion-effort tranchant	10
3) Ruptures par effort tranchant	10
II.4.7. Modes de rupture des voiles courts	11
II.5. Le comportement sismique des structures en béton armé	12
II.5.1. La forme de la structure	12
II.5.2. La capacité à dissiper de l'énergie	13
II.5.3. La rigidité	13
II.5.4. Le système de contreventement	14
II.6. Typologies des structures	14
II.6.1. Structures en portiques auto stables en béton armé	14
II.6.2. Système à ossature en béton armé constitué par des voiles porteurs en béton armé	16
II.6.3. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé	16
II.6.4. Structures mixtes (voiles associés à des portiques)	17
1. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles : (système 4a)	18
2. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé sans justificatif l'interaction : (système 4b)	18
II.7. L'analyse du comportement sismique	18

II.8. Choix des méthodes de calcul linéaires	18
II.9. Les méthodes d'analyses non linéaires	19
II.10. Les paramètres d'évaluation du comportement sismique	19
II.10.1. Les déplacements inter-étages	19
II.10.2. La pénétration dans le domaine plastique et la capacité à dissiper de l'énergie	19

CHAPITRE III : Exposé de la méthode push-over

III.1. Introduction	20
III.2. Définition de l'analyse PUSH OVER	20
III.3. Origine de l'analyse push over	21
III.4. Buts de l'analyse Push-over	21
III.5. Avantages, inconvénients et limites de la méthode	22
III.6. Déplacement cible	23
III.7. Distribution des charges latérale	23
III.8. Détermination de la Courbe de capacité	24
III.8.1. Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique	25
III.8.2. Transformation de la courbe de capacité	26
III.8.3. Détermination de la demande sismique	27
III.8.3.1. Détermination du spectre élastique amorti à 5%	27
III.8.3.2. Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements	28
III.8.3.3. Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique	29
III.8.4 Détermination du point de performance	29
III.8.5. La procédure choisie	30
III.8.6. Superposition de la courbe de capacité et la courbe de la demande sismique.....	33
III.8.6.1. La demande est inférieure à la capacité.....	33
III.8.6.2. La demande est égale à la capacité.....	33
III.8.6.3. La demande est supérieure à la capacité.....	34
III.9. Estimation des degrés des dommages.....	34
III.9.1. L'échelle de dommage utilisée.....	34
III.9.2. Évaluation des dommages.....	34
III.10. Conclusion.....	36

CHAPITRE IV : Application de la méthode pushover sur les structures étudiées

IV.1 Présentation des structures étudiées	37
IV.2. Caractéristiques géométriques des structures	37
IV.2.1. Premier modèle de structure (carrée)	37
IV.2.2 : Deuxième modèle de structure (rectangulaire)	38
IV.3. Dimensionnement des structures étudiées	41

IV .3.1. Pré-dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux.....	41
IV .3.1.1. Sections des poutres	41
IV .3.1.2. Section des poteaux	41
IV.4. Ferrailage des structures	42
IV.4.1. Ferrailage des poteaux	42
IV .4.2. Ferrailage des poutres	43
IV .4.2.1. Armatures longitudinales	43
IV.5. Charges appliquées	44
IV .5. 1. Charges gravitaires	44
IV.5.2. Charges sismiques	44
IV.6. Modélisation et application de la méthode push-over	45
IV.6.1. Introduction	45
IV.6.2. Application de l'analyse push-over sur les structures étudiées	45
IV.6.2.1. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure	45
IV.6.2.2. Introduction des chargements statiques de la structure (G et Q)	49
IV.6.2.3. Définition de l'analyse dynamique	50
IV.6.2.4. Définition du comportement non linéaire des éléments	52
IV.6.2.5. Définition du chargement de l'analyse push-over	55
a) Push-over charges gravitaires.....	55
b) Push-over charges horizontales.....	56
IV.6.2.6. Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.....	56

CHAPITRE V : Présentation des résultats et interprétation

V.1.Introduction	58
V.2. Discussion et interprétation des résultats	58

Partie A

V.2.1. Interprétation à l'échelle globale : (Structures carrées 25x25m)	58
V.2.2. Interprétation à l'échelle locale : (pour les structures 25x25m)	64
V.2.2.1. Conclusion	69

Partie B

V.2.3. Interprétation à l'échelle globale : (pour les structures 25x6.25m)	70
V.2.3. Interprétation à l'échelle locale : (pour les structures 25x6.25m)	76
V.2.3.1. Conclusion	82

CHAPITRE VI : Conclusion générale 83

Références bibliographiques	85
Annexes	88

Listes des figures

CHAPITRE I

Figure I.2 : Photo prise à Krim Belkacem d'un mur de soutènement solidaire à la structure vue d'intérieur.....	2
Figure I.1 : Photo prise à Krim Belkacem d'un mur de soutènement solidaire à la structure vue d'extérieur.....	2

CHAPITRE II

Figure II.1 : Épicentre et foyer d'un séisme. L'importance des dommages diminue avec la distance à l'épicentre.....	4
Figure II.2 : Mouvements et caractéristiques d'un séisme.....	5
Figure II.3 : Mur en béton armé préfabriqué.....	7
Figure II.4 : Mur en béton armé réalisé sur site.....	7
Figure II.5 Modes de rupture des voiles élancés.....	10
Figure II.6 : Modes de rupture des voiles courts.....	11
Figure II.7 : Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles...	13
Figure II.8 : Hauteur maximales prescrites par le RPA03 des bâtiments contreventés par Portiques.....	15
Figure II.9 : Les ossatures en portiques.....	15
Figure II.10 : Structure constitué de voiles porteurs uniquement.....	16
Figure II.11 : Structure contreventée entièrement par noyau central.....	17
Figure II.12 : La structure mixte (voiles + portiques).....	17

CHAPITRE III

Figure III.1 : Courbe de capacité (push over) d'une structure.....	20
Figure III.2 : Hypothèse du système équivalent.....	21
Figure III.3 : Représentation des formes latérale de l'effort sismique.....	23
Figure III.4 : Courbe de capacité.....	25
Figure III.5 : Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.....	25
Figure III.6 : Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.....	26

Figure III.7 : Transformation de la courbe de capacité.....	26
Figure III.8 : Spectre de réponse élastique format (Sa-T).....	28
Figure III.9 : Spectre de réponse élastique format (Sa-Sd).....	28
Figure III.10 : Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.....	29
Figure III.11 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	30
Figure III.12 : Types de comportement de la structure.....	31
Figure III.13 : Point de performance.....	32
Figure III.14 : La demande est inférieure à la capacité.....	33
Figure III.15 : La demande est égale à la capacité.....	33
Figure III.16 : La demande supérieure à la capacité.....	34
Figure III.17 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.....	34

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Vue en plan du la structure carrée (25mx25m).....	38
Figure IV.2 : Vue en plan de la structure rectangulaire (25mx6.25m).....	38
Figure IV.3 : Définition de la section des poteaux dans l'ETABS 9.6.0.....	46
Figure IV.4 : Définition de la section des poutres dans l'ETABS 9.6.0.....	46
Figure IV.5 : Définition des voiles (15 et 20 cm) dans l'ETABS 9.6.0.....	47
Figure IV.6 : Définition du plancher dans L'ETABS 9.6.0.....	47
Figure IV.7 : Représentation du diaphragme.....	48
Figure IV.8 : Définition des charges permanentes (G) sur l'ETABS 9.6.0.....	49
Figure IV.9 : Définition des charges permanentes (Q) sur l'ETABS 9.6.0.....	49
Figure IV.10: Spectre de réponse.....	50
Figure IV.11 : Critère du facteur de qualité 'Q'.....	51
Figure IV.12 : Définition des modes d'appuis dans l'ETABS 9.6.0.....	51
Figure IV.13 : La fenêtre de l'analyse du logiciel ETABS 9.6.0.....	52
Figure IV.14 : Attribution des rotules plastique au bout des nœuds (poteaux-poutres).....	52
Figure IV.15 : Introduction de rotule plastique dans les poutres.....	53
Figure IV.16 : Introduction de rotule plastique dans les poteaux.....	53
Figure IV.17 : Relation force déformation d'une rotule plastique FEMA 356.....	54
Figure IV.18 : Paramétrage pour le push-over (charges gravitaires).....	55

Figure IV.19 : paramétrage pour push-over le (sens x-x).....	56
Figure IV.20 : Spectre de capacité donné par le logiciel ETABS (Sa-Sd). (Sens X-X).....	57
Figure IV.21 : Résultats de la courbe de capacité de la figure IV.20.....	57

CHAPITRE V

Figure (V.1) : Représentation du point de performance pour la structure (1).....	58
Figure (V.2) : Représentation du point de performance pour la structure (2).....	59
Figure (V.3) : Représentation du point de performance pour la structure (3).....	59
Figure (V.4) : Représentation du point de performance pour la structure (4).....	60
Figure (V.5) : Représentation du point de performance pour la structure (5).....	60
Figure (V.6) : Représentation du point de performance pour la structure (6).....	60
Figure (V.7) : Représentation du point de performance pour la structure (7).....	61
Figure (V.8) : Représentation du point de performance pour la structure (8).....	61
Figure (V.9) : Représentation du point de performance pour la structure (9).....	62
Figure (V.10) : Représentation du point de performance pour la structure (10).....	62
Figure (V.11) : Représentation du point de performance pour la structure (11).....	63
Figure (V.12) : Représentation du point de performance pour la structure (12).....	63
Figure (V.13) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (1).....	64
Figure (V.14) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (2).....	64
Figure (V.15) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (3).....	64
Figure (V.16) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (4).....	65
Figure (V.17) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (5).....	65
Figure (V.18) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (6).....	66
Figure (V.19) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (7).....	66
Figure (V.20) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (8).....	67
Figure (V.21) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (9).....	67
Figure (V.22) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (10).....	68
Figure (V.23) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (11).....	68
Figure (V.24) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (12).....	68
Figure (V.25) : Représentation du point de performance pour la structure (13).....	70
Figure (V.26) : Représentation du point de performance pour la structure (14).....	70
Figure (V.27) : Représentation du point de performance pour la structure (15).....	71
Figure (V.28) : Représentation du point de performance pour la structure (16).....	71

Figure (V.29) : Représentation du point de performance pour la structure (17).....	72
Figure (V.30) : Représentation du point de performance pour la structure (18).....	72
Figure (V.31) : Représentation du point de performance pour la structure (19).....	73
Figure (V.32) : Représentation du point de performance pour la structure (20).....	73
Figure (V.33) : Représentation du point de performance pour la structure (21).....	74
Figure (V.34) : Représentation du point de performance pour la structure (22).....	74
Figure (V.35) : Représentation du point de performance pour la structure (23).....	75
Figure (V.36) : Représentation du point de performance pour la structure (24).....	75
Figure (V.37) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (13).....	76
Figure (V.38) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (14).....	76
Figure (V.39) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (15).....	77
Figure (V.40) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (16).....	77
Figure (V.41) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (17).....	78
Figure (V.42) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (18).....	78
Figure (V.43) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (19).....	79
Figure (V.44) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (20).....	79
Figure (V.45) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (21).....	79
Figure (V.46) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (22).....	80
Figure (V.47) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (23).....	80
Figure (V.48) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (24).....	81

Listes des tableaux

CHAPITRE III

Tableau III.1 : Détermination des facteurs de modification de l'amortissement.....	31
Tableau III.2 : Type de comportement structurel.....	32
Tableau III.3 : Degrés de dommages.....	35

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Le 1 ^{er} modèle de structure avec les différentes variables.....	39
Tableau IV.2 : Le 2 ^{eme} modèle de structure avec les différentes variables.....	40
Tableau IV.3 : Représentation de la section des poteaux.....	43
Tableau IV.4 : Représentation de la section des poutres.....	43
Tableau IV.5 : Niveaux de performance, selon FEMA 356 et l'ATC 40.....	54

I.1. Introduction générale

Tizi-Ouzou, située dans la zone IIa suivant la classification parasismique RPA99 version 2003 (sismicité moyenne), présente un relief montagneux fortement accidenté, caractérisé par environ 60 % de montagnes, 30 % de collines et 10 % de vallées, la pente des terrains varie de 3 % à 25 %. En zone de vallées la pente est inférieure à 3 %, en zone des bas de piémonts la pente est comprise entre 3 % et 12,5 %, la zone des hauts piémonts englobe des terres présentant une pente comprise entre 12,5 % et 25 %. [36] [37] [38]

La construction sur un terrain en pente est souvent confrontée à des difficultés d'implantation, à des contraintes liées au relief et au risque de coulées de boue, au glissement de terrains...etc. Des paramètres à prendre en vigueur, une bonne étude géotechnique s'impose.

La protection d'une construction face à d'éventuels risques fait appel aux ouvrages de soutènement.

Les murs de soutènement ont pour fonction de prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

I.2. Problématique

L'assignation du rôle d'un mur de soutènement à un voile solidaire de la structure n'est pas bien maîtrisée de nos jours. Ce dernier qui fait partie du système de contreventement, à pour rôle de supporter les charges provenant des éléments porteurs verticaux qu'il reprend et du plancher bas dont il est solidaire d'une part, mais aussi la poussée des terres puisqu'il est enterré ou semi enterré. Pour ce cas de figure le voile joue un double rôle, dont son comportement face à un séisme et son influence sur le comportement globale de la structure à laquelle il est associé reste inconnu.

Ce type de voiles est très courant dans les régions montagneuses comme Tizi-Ouzou, classée comme une zone de moyenne sismicité (IIa) (RPA 99/version 2003), du fait de la topographie particulière du site, où les terrains sont accidentés (des terrains en pente). Pour diverses raisons, on cite à titre d'exemple la difficulté d'effectuer des terrassements ou pour raisons économiques et durée d'exécution, les constructeurs ont recours à ce type d'ouvrages.

Dans cette étude on s'intéresse à un cas particulier de voiles qui est d'utilisation très courante, les voiles contre terre sur un seul coté de la périphérie (voiles de soutènement solidaire de la structure) illustré pas des figures suivantes : figures (I.1) et (I.2).



Figure(I.1) : photo prise à Krim Belkacem d'un mur de soutènement solidaire à la structure vue d'extérieur



Figure(I.2) : photo prise à Krim Belkacem d'un mur de soutènement solidaire à la structure vue d'intérieur

Quel est l'impact de la solidarisation du mur de soutènement avec la structure sur le comportement sismique de cette structure ?

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer l'effet de l'association du type de voiles, sur le comportement de la structure sous la charge sismique, pour cela, notre recherche se veut par une étude comparative entre le comportement des structures en portiques auto-stables et le comportement de ces mêmes structures comportant des voiles solidaires. Plusieurs paramètres, tels que, la géométrie, l'épaisseur des voiles, la hauteur de rez-de-chaussée, la hauteur totale, seront utilisés comme variables afin de cerner la problématique.

II.3. Plan du mémoire :

Chapitre I : Introduction et problématique.

Chapitre II : Définitions et généralités.

Chapitre III : Exposé de la méthode pushover.

Chapitre IV : Application de la méthode pushover sur les structures étudiées.

Chapitre V : Présentation et interprétation des résultats.

Chapitre VI : Conclusion générale.

II.1. Introduction :

L'Algérie a vécu des séismes dévastateurs qui ont provoqué d'énormes dégâts sur le plan matériel et sur le plan humain. À titre d'exemple nous citons le séisme 1980 d'El Asnam et le séisme 2003 de BOUMERDES. Depuis, le génie parasismique est en plein essor et l'évolution de la réglementation et les méthodes de calcul sismique ont inclus de nouvelles notions ; tels que l'importance de l'étude de la vulnérabilité sismique des structures.

II.2. Définitions :

II.2.1. Le séisme :

Un séisme, terme synonyme de « tremblement de terre », est une secousse plus ou moins violente du sol, due le plus souvent à la rupture d'une faille, activée par les lents mouvements tectoniques qui animent en permanence la croûte terrestre. Cette rupture émet des ondes qui, en se propageant, engendrent des secousses à composantes horizontale et verticale. L'intensité des secousses verticales est en général plus faible que celle des secousses horizontales, mais ce n'est pas toujours le cas. Les vibrations verticales sont importantes près de l'épicentre du séisme, qui est le point de la surface terrestre à la verticale du « foyer », où la rupture de faille a été déclenchée (figure II.1).

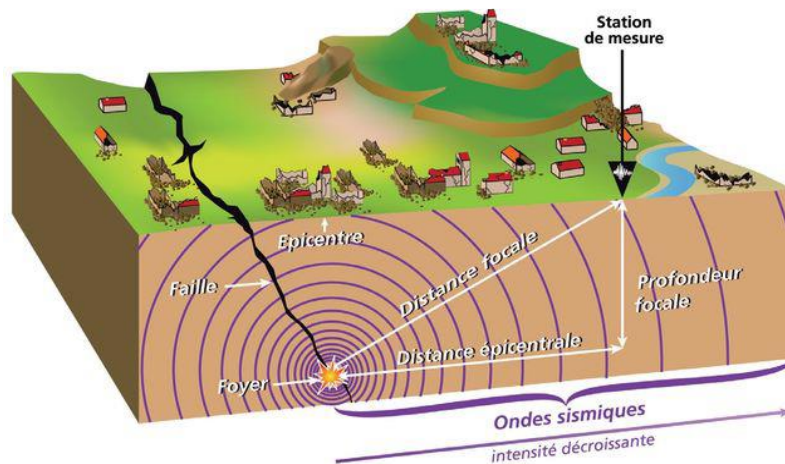


Figure II.1 : Épicentre et foyer d'un séisme. L'importance des dommages diminue avec la distance à l'épicentre

On peut caractériser la "taille" du tremblement de terre par différents paramètres.

L'énergie (E) : c'est l'énergie libérée au foyer (hypocentre).

La magnitude (M) : est une évaluation de l'énergie libérée au foyer du tremblement de terre voir figure (II.2). Comme telle, cette quantité n'est pas utilisable par l'ingénieur des constructions qui s'intéresse à un mouvement en surface et dans une zone géographique donnée. Le foyer peut se trouver à plusieurs kilomètres sous la surface et à plusieurs centaines de kilomètres de la zone donnée [24].

L'intensité (I) : est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception par la population. Cette description vaut pour une zone géographique donnée, mais est assez qualitative. L'intensité en un point dépend non seulement de la taille du séisme (magnitude) mais aussi de la distance au foyer, de la géologie locale et de la topographie. Elle est mesurée par l'importance des secousses perçues, donc des dégâts occasionnés, qui seront principalement en fonction de la distance par rapport à l'épicentre et de la profondeur du foyer, mais aussi de la vulnérabilité des constructions [14].

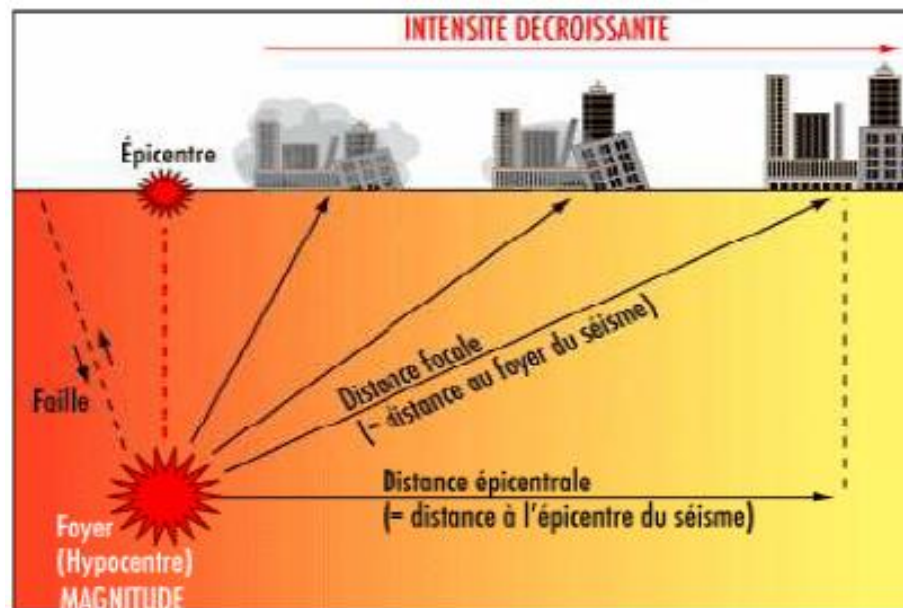


Figure II.2 : Mouvements et caractéristiques d'un séisme [14]

La durée du séisme : est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est liée à la magnitude du séisme. Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique [24].

II.3. Vulnérabilité

La vulnérabilité d'un élément est définie comme étant le degré de perte qu'il subit lors d'une catastrophe naturelle. Sa nature et son estimation varient selon que cet élément représente une population, des structures sociales, des structures physiques ou des actifs économiques.

II.3.1. Vulnérabilité sismique :

La définition de la vulnérabilité sismique d'une structure diffère d'un auteur à un autre.

En effet, Ambraseyes, définit la vulnérabilité sismique comme étant le degré d'endommagement qu'infligerait un séisme de paramètre X (magnitude, intensité, amplitude...etc.) à une construction donnée. Autrement dit, c'est la mesure du taux d'endommagement relatif à chaque élément structural exprimé dans une échelle allant de zéro (pas d'endommagement) à l'unité (ruine de l'élément).

Selon Sandi, la distinction est nécessaire entre la vulnérabilité observée, qui est évaluée à partir de l'observation de l'effet du séisme sur une construction, et la vulnérabilité prédite, qui est estimée à partir de la prédiction de l'effet qu'induirait un séisme futur sur le bâtiment. Cette définition est basée sur l'analyse du comportement de la structure en tenant compte de ses caractéristiques.

D'après Madelaingue, Nocevski, Petrovski et Millutinovic, pour exprimer la vulnérabilité sismique d'une structure, on doit tenir compte de ses caractéristiques (capacité, déformation, caractéristique des matériaux Etc.), d'un ou plusieurs paramètres relatifs au séisme (intensité, magnitude...etc.) et faire appel à une échelle d'endommagement.

Enfin, la vulnérabilité sismique peut être considéré comme étant le taux d'endommagement qui puisse subir une structure lors d'un séisme.

II.3.3. Estimation de la vulnérabilité :

Pour évaluer les pertes engendrées par un séisme (vulnérabilité) sur une population de bâtiments, nous aurons besoin :

- Des moyens pour spécifier l'aléa sismique
- D'une classification des bâtiments en fonction de leur résistance aux secousses sismique (typologie des constructions)
- D'une méthode pour définir des pertes engendrées par un séisme, pour un bâtiment ou pour une population de bâtiments.
- Des moyens d'évaluation de distribution des dommages pour chaque type de bâtiment et pour un niveau bien déterminé du mouvement du sol.

La vulnérabilité observée se rapporte à l'estimation basée sur des statistiques de dommages post sismiques [28].

II.4. Les murs en béton armé :

On entend par « murs » des ouvrages verticaux en béton ou en maçonnerie. Ils peuvent être préfabriqués (figure II.3) ou réalisés directement à leur emplacement définitif dans la construction (figure II.4).



Figure II.3 : Mur en béton armé préfabriqué.



Figure II.4 : Mur en béton armé réalisé sur site.

II.4.1. Mode de fonctionnement des murs

Les murs ou voiles sont des éléments structuraux sollicités principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible en regard des autres dimensions. Selon leur fonction et mode de sollicitation, nous distinguons :

II.4.2. Les murs de soutènement

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. La retenue des terres par cet ouvrage répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes ou autre), créer des obstacles verticaux de grande hauteur, ou soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrage [25].

Le comportement sismique des murs de soutènement dépend des pressions totales latérales des terres qui se développent au cours des secousses sismiques. Ces pressions totales comprennent à la fois les pressions statiques gravitationnelles qui existent avant qu'un séisme se produise, et les pressions dynamiques transitoires induites par le séisme. De plus la réponse d'un mur est influencée par les deux [39].

La compréhension du comportement des structures de soutènement au cours d'un séisme est l'un des problèmes les plus anciens de la géotechnique. Les séismes ont causé des déformations permanentes des ouvrages de soutènement dans de nombreux séismes historiques.

Dans certains cas, ces déformations ont été négligeables ; dans d'autres elles ont causé des dommages importants. Dans certains cas, les structures de soutènement se sont effondrées au cours de tremblements de terre, avec des conséquences désastreuses physique et économique. Ces effets destructifs des séismes font le problème plus important et le rendent l'un des sujets les plus préoccupants du génie parasismique [25].

D'après les expériences sur des cas réels ou sur des modèles réduits, ce type de structures présente des mouvements significatifs lors des chargements sismiques. Il a été aussi observé que les mécanismes principaux de rupture sont dus aux déplacements produits lors du tassement du sol de fondation, de la rotation du mur et de la rupture possible de l'ensemble remblai-mur-fondation (Wong 1982, Chouvet 1983, Rafnsson 1991, Kramer 1996, Steedmen 1998, Stamatopoulos et al 2000, IAI 2001[25].

Ces expériences ont aussi montré que le comportement de ces structures est dominé par les déplacements induits plutôt que par des efforts induits [25].

II.4.4. Caractéristiques essentielles du comportement des voiles

Les voiles, sont couramment utilisés dans les édifices élancés en béton armé, compte tenu de leurs comportements efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures.

L'utilisation des voiles, entre autres :

- Augmente la rigidité de l'ouvrage.
- Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité.
- Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs.
- Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

L'utilisation des voiles diminue aussi l'influence des éléments non-porteurs sur le comportement de la structure.

II.4.5. Paramètres influant sur le comportement des voiles

Les principaux paramètres influençant le comportement des voiles en béton armé sont :

- L'élancement (rapport hauteur H sur la largeur L du voile).
- Les armatures (pourcentages et dispositions).
- L'intensité de l'effort normale.

Il y a lieu de distinguer les voiles élancés (élancement H / L supérieur à 3 environ) et les voiles courts (élancement H / L inférieur à 1).

II.4.6. Modes de rupture des voiles élancés :

Les principaux modes de rupture des voiles élancés sont représentés sur la (figure II.5) :

1) Ruptures en flexion

- **Mode (f1) :** rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.
- **Mode (f2) :** rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode (f2) est moins ductile que le mode (f1), surtout dans le cas d'une section rectangulaire.

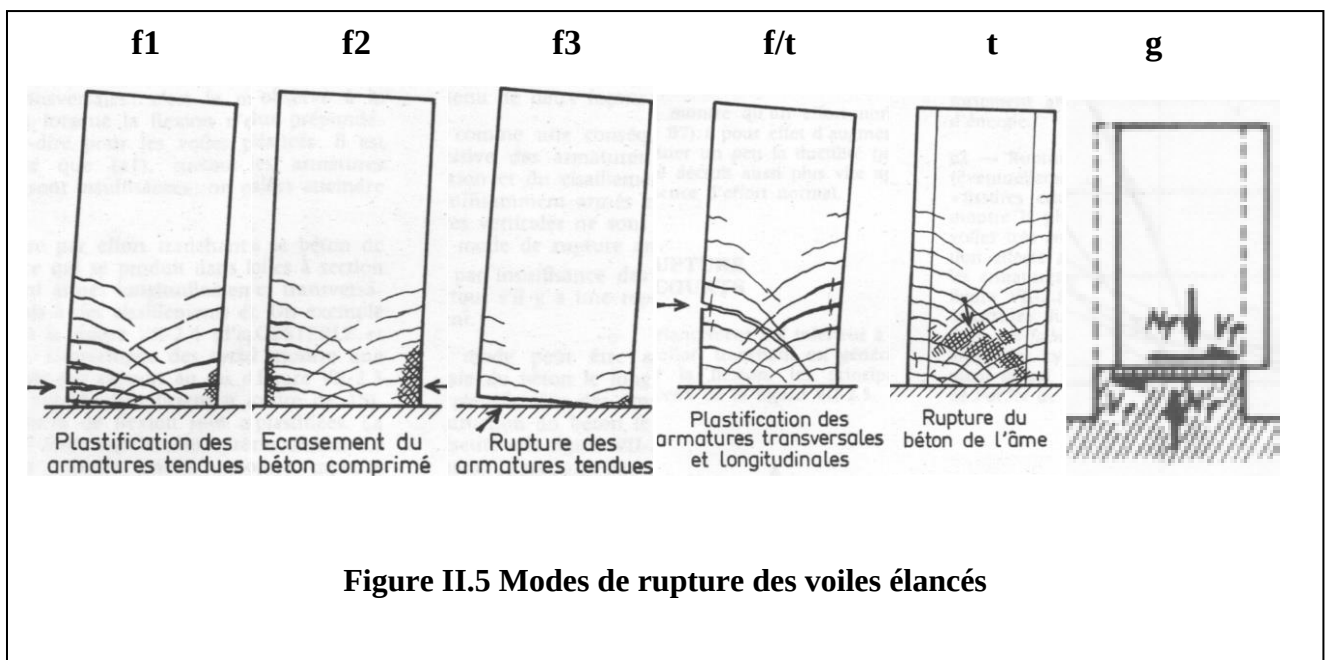
- **Mode (f3) :** rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

2) Ruptures en flexion-effort tranchant

- **Mode f/t :** rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

3) Ruptures par effort tranchant

- **Mode t :** rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.
- **Mode g :** rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.



II.4.7. Modes de rupture des voiles courts :

Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. Les principaux modes de ruptures sont ceux de la (Figure II.6)

On distingue trois cas :

- **Mode T1** : rupture par glissement « sliding shear » à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation hystérétique. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.
- **Mode T2** : rupture diagonale « diagonal tension failure » avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.
- **Mode T3** : rupture par écrasement « diagonal compression failure » du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

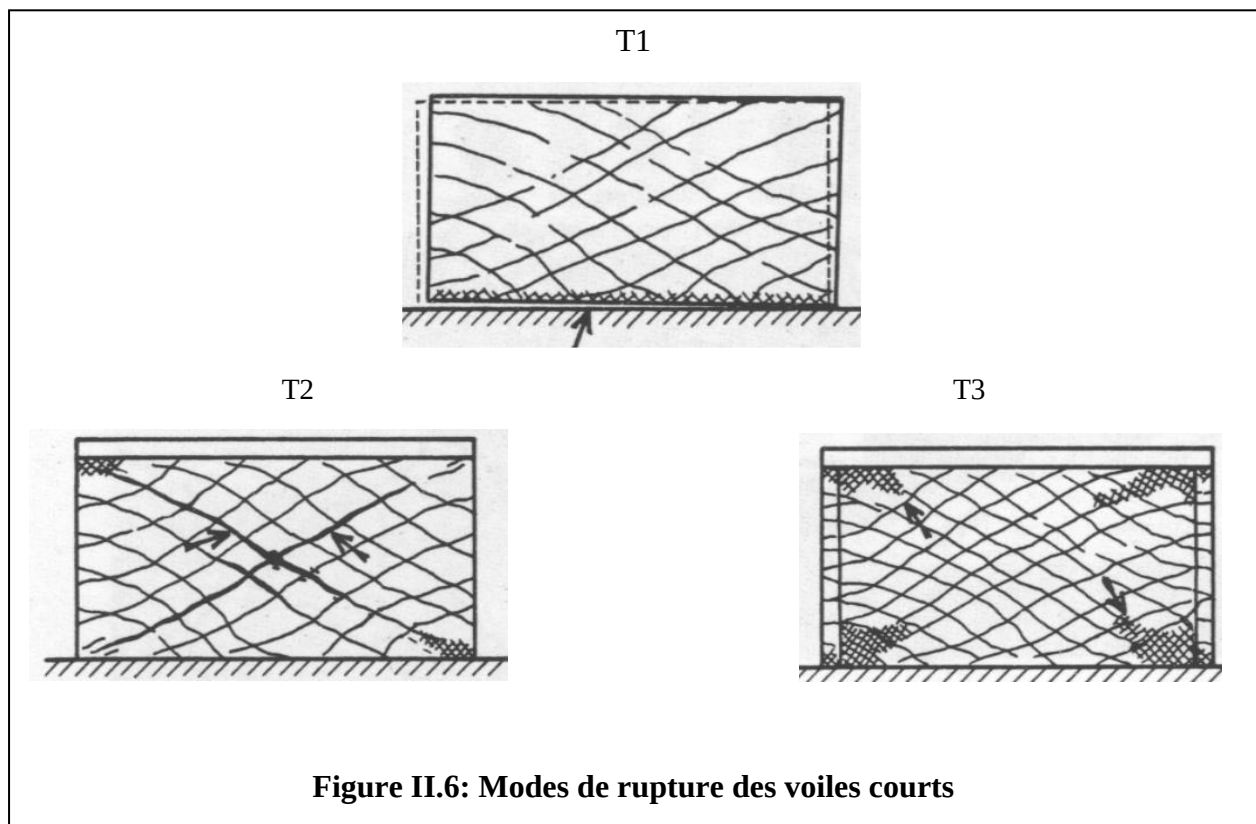


Figure II.6: Modes de rupture des voiles courts

II.5. Le comportement sismique des structures en béton armé :

La conception parasismique des structures en béton armé vise à assurer la stabilité et la résistance vis-à-vis aux séismes. Le comportement de ces structures, lorsque le séisme survient, dépend des critères suivants :

- De la forme de la structure
- De la capacité de dissipation de l'énergie de la structure
- De la rigidité de la structure
- De la régularité en plan et en élévation de la structure
- De choix de méthodes de calcul à utiliser
- Et des éléments de contreventement.

II.5.1. La forme de la structure :

La forme des bâtiments très importante en parasismique. Plus la forme du bâtiment est complexe, plus son comportement face aux séismes sera imprévisible et irrégulier.

C'est pour cela que doit être aussi simple, symétrique (selon deux axes) et régulière que possible pour éviter la torsion d'ensemble dévastatrice, qui reste bien souvent un facteur majeur de ruine. Le comportement, des bâtiments ayant une forme carrée ou proche du carrée sous charges sismiques, est en général satisfaisant. Cette configuration a souvent été adoptée pour les tours qui doivent résister à une force horizontale importante.

Deux phénomènes sont plus particulièrement source de dommages sismiques dans les bâtiments asymétriques : **la torsion d'ensemble** et les concentrations de Contraintes.

➤ Torsion d'ensemble :

La torsion d'ensemble survient lorsque le centre de rigidité de la structure se trouve décalé par rapport au centre des masses, c'est notamment le cas lorsque les éléments de contreventement sont répartis d'une manière asymétrique par rapport au centre de gravité de la structure. Ce type de sollicitation est mal toléré par la structure, car l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical au lieu de fléchir comme un bloc, subissant ainsi à chaque niveau des déplacements horizontaux différents. [33] [32]

La construction est soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus importante que la distance entre le centre des masses et le centre de rigidité est grande, ainsi les poteaux situés aux extrémités du bâtiment opposés au centre de torsion peuvent subir des déplacements différentiels importants entre leurs têtes et leurs pieds, déplacements pouvant entraîner sa destruction. (Figure II.7). [33]

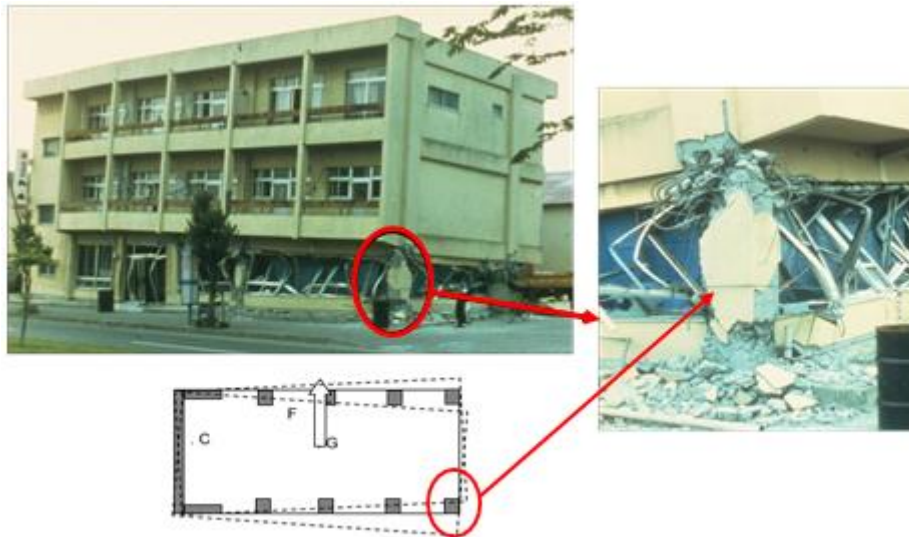


Figure II.7 : Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles.

II.5.2. La capacité à dissiper de l'énergie :

La structure est capable de dissiper de l'énergie grâce à des déformations dans le domaine post-élastique sous sollicitations sismiques.

II.5.3. La rigidité :

La vérification de la rigidité est traditionnellement considérée par les concepteurs comme le premier critère à satisfaire dans le processus de dimensionnement. Suite à l'impact économique et la perte de fonctionnalité des bâtiments, le contrôle de l'endommagement à travers la vérification de la rigidité structurelle est devenu un critère incontournable, afin de :

- Préserver l'intégrité architecturale sous séisme modéré et éviter un endommagement dangereux des éléments non structuraux sous séisme sévère.
- Limiter l'endommagement structural et réduire le phénomène du second ordre [34].

La raideur des éléments constructifs est en fonction de quatre (04) paramètres sur lesquels le concepteur de la structure peut agir [28] :

- Nature des liaisons de l'élément.
- Nature du matériau de l'élément
- Section de l'élément.
- L'élancement de l'élément.

II.5.4. Le système de contreventement :

Le contreventement est une étape très importante dans l'étude des structures. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité globale de la structure vis-à-vis des efforts horizontaux dus aux séismes, ainsi que sa stabilité locale vis-à-vis des phénomènes d'instabilité (flambement, déversement) des poutres et poteaux sous charges verticales [19].

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par portiques ou bien des murs de refend (sans ou avec ouvertures), soit par combinaison des deux (contreventement mixte).

Nous définissons le système de contreventement comme étant un ensemble d'éléments d'une construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des charges latérales (horizontales), autrement dit la stabilité des constructions vis-à-vis des charges horizontales (engendrées par le séisme et le vent). Pour assurer une bonne résistance au séisme, les structures doivent comporter deux familles de contreventement, un contreventement vertical et un contreventement horizontal [15].

La réponse sismique d'un bâtiment dépend du type de contreventement, des caractéristiques géométriques et des caractéristiques mécaniques de la structure vis-à-vis des charges latérales horizontales [11].

Les ouvrages doivent, en général, comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales.

Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

II.6. Typologies des structures :

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

On cite en ce qui suit quelques typologies selon le système de contreventement retenu par le RPA99/version 2003

II.6.1. Structures en portiques auto stables en béton armé

Ce sont des ossatures constituées uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales, on distingue deux types [11].

- Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide.
- Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide.

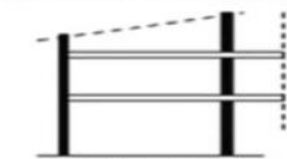
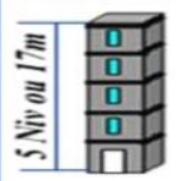
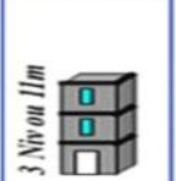
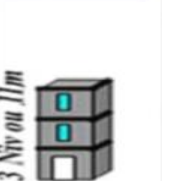
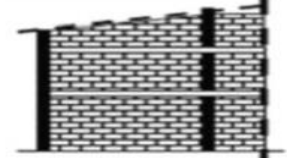
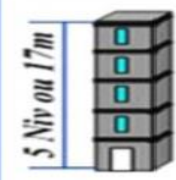
Type CV	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
 Portique sans remplissage	 5 Niv ou 17m	 4 Niv ou 14m	 3 Niv ou 11m	 3 Niv ou 11m
 Portique avec remplissage	 5 Niv ou 17m	 4 Niv ou 14m	 3 Niv ou 11m	 2 Niv ou 8m

Figure II.8 : Hauteur maximales prescrites par le RPA03 des bâtiments contreventés par Portiques [40].

Le système structural de base des ossatures en béton armé est constitué de poutres et de poteaux qui forment des portiques et sont reliées par des nœuds résistants à la flexion et au cisaillement. Les structures avec ossature en béton armé résistent à la fois aux charges verticales et latérales. Le comportement des ossatures en béton armé dépend du rapport entre la hauteur des poteaux et la longueur des poutres ainsi que de la section des poteaux et des poutres. Des poteaux faibles et des poutres fortes constituent un système vulnérable à des charges latérales. Extrêmement courantes et répandues, les structures à ossature en béton armé doivent être considérées comme le type de bâtiment offrant la plus grande dispersion dans la résistance aux séismes [26].



Figure II.9: Les ossatures en portiques.

II.6.2. Système à ossature en béton armé constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est prise uniquement par les voiles [11].

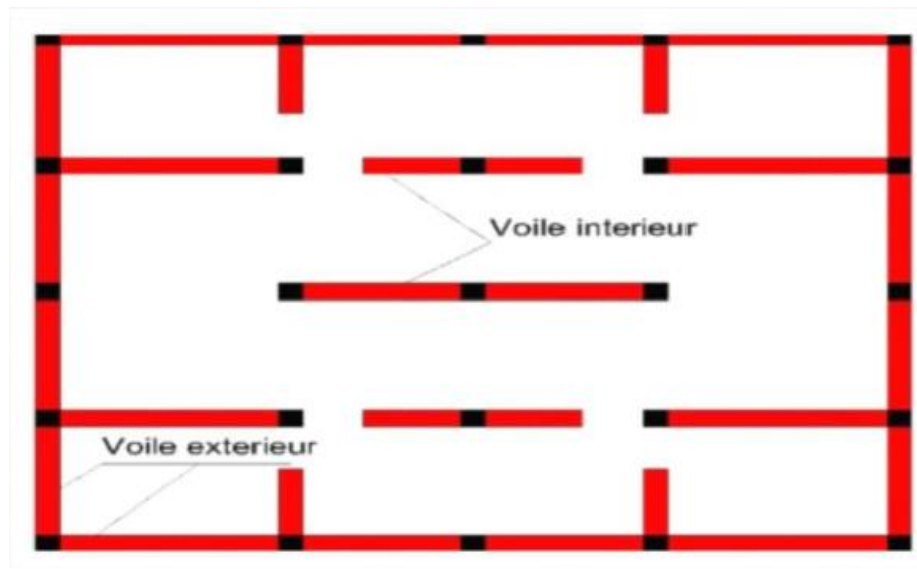


Figure II.10 : Structure constituée de voiles porteurs uniquement.

II.6.3. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.

Le noyau central est une partie de structure située généralement dans la partie centrale de la structure. Il est constitué de parois verticales en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux. Cet ensemble trouve sa place le plus souvent dans la zone où sont rassemblés les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, vestiaires, archives, etc.) [27].

Le contreventement par noyau central est présent dans le RPA 99 vs 03 comme étant le système de contreventement 3 (**structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé**). Le bâtiment dans ce cas-là est entièrement contreventé par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal [11].

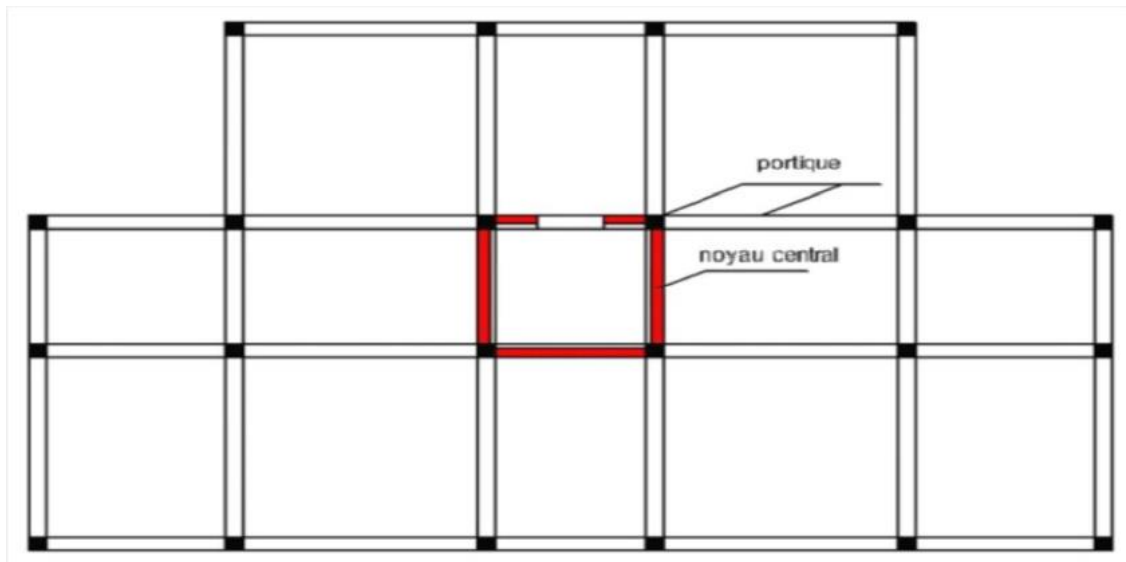


Figure II.11 : Structure contreventée entièrement par noyau central.

II.6.4. Structures mixtes (voiles associés à des portiques) :

Ce type de structure se fait par un couplage entre des voiles de contreventement en béton armé à des portiques comme le montre la Figure II.4.

Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales (de pesanteur) est assuré par les portiques (poteaux et poutres), en ce qui concerne la résistance aux forces horizontales dues au vent et au séisme, elle est assurée par les voiles. Comme aussi les voiles reprennent une petite partie des charges verticales (20% selon le RPA 99 vs 03) [31].

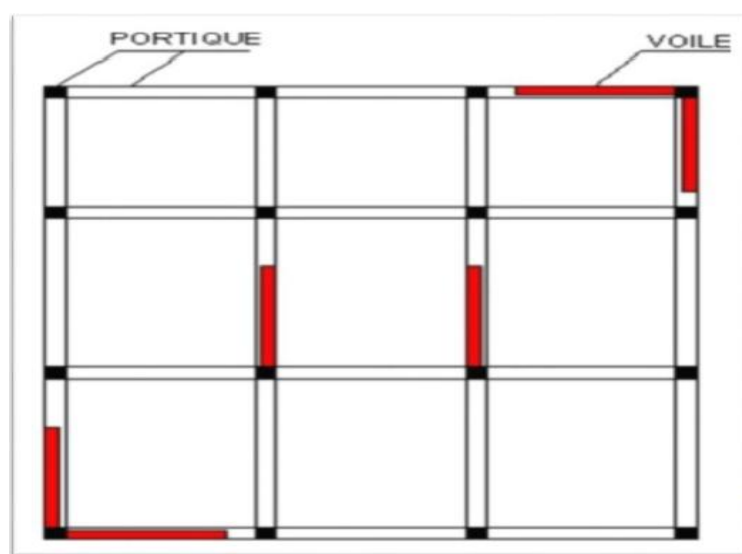


Figure II.12 : La structure mixte (voiles + portiques).

Selon le RPA existe deux (02) systèmes de contreventement mixtes :

1. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles : (système 4a)

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage [11].

2. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé sans justificatif l'interaction : (système 4b)

Dans ce cas, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement, les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 mètres au maximum [11].

II.7. L'analyse du comportement sismique :

L'analyse des structures dans le domaine élastique à partir des méthodes linéaires telles que la MSE, la MSM ou la MDA sont insuffisantes pour l'évaluation du comportement réel de la structure. Dans ce cas, nous optons pour une étude en plasticité (c'est la possibilité de déformation sans effondrement des structures dans le domaine plastique). La méthode non linéaire en capacité spectrale (**PUSHOVER**) développée par l'ATC 40, qui préconise une analyse progressive c'est-à-dire en appliquant à la structure des charges latérales distribués sur la hauteur du bâtiment jusqu'à la ruine, est préconisée. La courbe de capacité ainsi obtenue est superposée avec la demande sous forme de spectre de réponse pour avoir le point de performance. La position du point de performance sur la courbe des dommages de l'EMS 98 permet d'évaluer l'endommagement de la structure dans le domaine post-élastique.

II.8. Choix des méthodes de calcul linéaires :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes [11] :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

II.9. Les méthodes d'analyses non linéaires :

- L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse **PUSHOVER**, est la méthode privilégiée pour l'évaluation de la performance sismique en raison de sa simplicité. Il s'agit d'une analyse statique qui est directement définie par des caractéristiques non linéaires des matériaux.

La méthode d'analyse **PUSHOVER** est une méthode d'analyse approximative dans laquelle la structure est soumise à des forces latérales qui augmentent de façon monotone avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement soit atteint.

- Procédures dynamiques non linéaires (d'histoire de temps) [31].

II.10. Les paramètres d'évaluation du comportement sismique :

Les différents paramètres qui permettent d'évaluer le comportement d'une structure sont :

II.10.1. Les déplacements inter-étages :

C'est un paramètre qui permet de vérifier les déplacements de bâtiment dû aux forces sismiques, le règlement parasismique algérien exige de vérifier ce paramètre dans la construction parasismique

II.10.2. La pénétration dans le domaine plastique et la capacité à dissiper de l'énergie :

Tous les matériaux possèdent une limite d'élasticité, qui correspond à un chargement critique à partir duquel le comportement du matériau n'est plus réversible. Il peut y avoir rupture progressive (cas du béton), mais dans la plupart des cas il y a plastification du matériau. Ceci signifie que sa forme est changée de façon irréversible, contrairement au domaine d'élasticité où le solide reprend sa forme initiale lorsque l'on relâche les efforts.

Dans ce **chapitre III** : On va voir la définition de pushover et les différentes méthodes utilisées pour calculer le point de performance

III.1. Introduction

Parmi les procédures de conception parasismique basée sur la performance, les méthodes d'analyses non linéaire sont les plus utilisées, parce qu'elles permettent non seulement d'identifier les modèles d'endommagement, mais elles permettent aussi d'estimer les niveaux de dommage, cela en évaluant le comportement inélastique de la structure suite aux événements sismiques importants. L'analyse pushover est une procédure simplifiée, statique et non linéaire dont laquelle un schéma prédéfini de charges sismiques (triangulaire, rectangulaire et trapézoïdal) est appliqué progressivement aux structures (poussée progressive) jusqu'à un effondrement. En général, cette méthode d'analyse adopte une approche fondée sur la plasticité globale qui suit la propagation d'inélasticité par la formation de rotules plastiques non linéaires. Parmi toutes approches développées dans le contexte d'estimation de la performance sismique des structures, celle présentée par l'ATC 40 dite méthode de capacité spectrale est la plus utilisée. D'une manière générale, cette dernière peut être assimilée Comme une superposition des courbes de capacité et du spectre de réponse dans un même graphe de type (S_a - S_d).

III.2. Définition de l'analyse pushover :

L'analyse en poussée progressive est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que le mode de ruine commence à apparaître dans la structure [1].

Le résultat de l'analyse PUSHOVER est une courbe de capacité de la structure (figure III.1), qui donne une relation graphique entre l'effort tranchant à la base et le déplacement en tête.

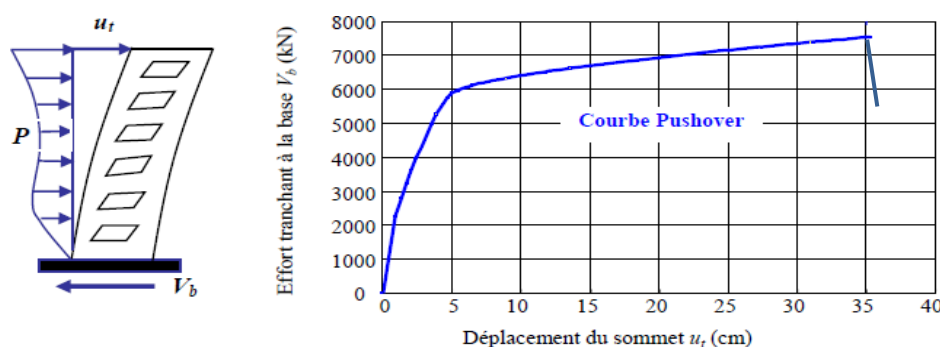


Figure III.1 : Courbe de capacité (pushover) d'une structure [39].

III.3. Origine de l'analyse pushover :

L'analyse statique PUSHOVER est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à plusieurs degrés de liberté à un seul degré de liberté équivalent (figure III.2), ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme [1].

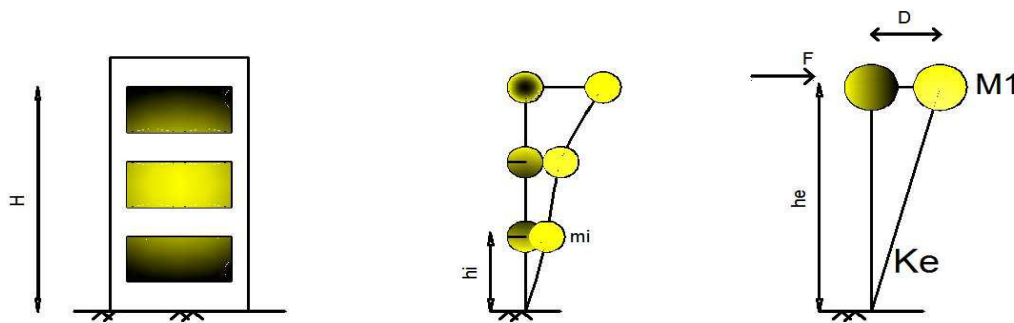


Figure III.2 : Hypothèse du système équivalent

III.4. Buts de l'analyse pushover :

L'objectif principal de l'analyse pushover est l'évaluation de la performance d'une structure, cela en estimant sa demande en résistance et en déformation sous sollicitation sismique [1].

Contrairement aux autres méthodes existantes telle que l'analyse élastique ou dynamique linéaire, avec la méthode d'analyse pushover les professionnels du domaine ont obtenu de bons résultats de la réponse sismique de la structure.

L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques, parmi ces caractéristiques on peut citer : [1]

- Évaluer les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses.
- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- Dédire les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception.

- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent en des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- Estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet $P-\Delta$.

III.5 : Avantages, inconvénients et limites de la méthode :

L'établissement de la courbe de capacité et l'analyse modale requièrent des moyens numériques performants. Une autre difficulté de cette méthode est qu'elle n'est pas déterministe. Elle intervient dans une étape de vérification. Son utilisation en dimensionnement se fait donc de manière itérative. Par contre, elle permet de s'affranchir du coefficient de comportement. En comparant les courbe de capacité avant et après renforcement, on peut visualiser l'influence des mesures adoptées. De plus, elle permet de prendre en considération les phénomènes qui vont se produire ainsi que leur chronologie [1].

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

Certains logiciels de calcul de structure utilisent la méthode pushover (par exemple : SAP2000 [19], ETABS 9.6.0 [18]). Comme le met en évidence le règlement américain, il s'agit d'une méthode statique. Il faut donc s'assurer de la bonne représentativité des efforts statiques équivalents par rapports aux efforts dynamiques, de plus comme les autres méthodes statiques, le pushover ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre liés au caractère dynamique de la sollicitation sismique, ni des dissipations d'énergie par hystérésis ou de la fatigue. Le pushover donne donc des résultats satisfaisants lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental. Par contre, là où la contribution des modes plus élevés est non négligeable, il convient de faire une analyse dynamique pour vérifier leur contribution.

En ce qui concerne le renforcement de bâtiments existants, les données concernant les propriétés mécaniques réelles sont parfois difficiles à obtenir et il faudra par conséquent faire des hypothèses concernant leur valeur, sur la base des règles en vigueur lors de la construction de l'ouvrage par exemple. Ces hypothèses seront appuyées également par des sondages et des prélèvements locaux. En plus des propriétés intrinsèques des matériaux, il faut connaître l'évolution de celles-ci au cours du temps (dégradation du béton, corrosion de l'acier, etc...). Les lois de comportement des matériaux doivent être aussi complètes que possible, incluant entre autres les dégradations de raideur en phase plastique et les résistances résiduelles. Cette étape est souvent délicate, d'autant que l'analyse pushover est sensible à ces données [1].

III.6. Déplacement cible :

La relation entre l'analyse pushover, qui est statique, et le comportement réel de l'ossature sous séisme, qui est dynamique, est établie par la définition d'un déplacement cible, déplacement maximum attendu de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse en poussée progressive, qui caractérisent « l'offre de déformation », à « la demande de déformation » correspondant au déplacement cible [2].

III.7. Distribution des charges latérales

La sélection du mode de chargement est l'un des aspects le plus critique de la méthode, car ce mode de chargement est censé représenter la distribution des forces d'inertie dans le calcul sismique.

Ces forces varient en fonction de la sévérité du séisme (déplacement inélastique induits), mais dans cette analyse, l'hypothèse de base est que la forme de la distribution des forces latérale doit être invariante (pendant le séisme), et que les déformations obtenues doivent être comparables avec celles données par un calcul dynamique.

Les codes FEMA237 [3] et l'Eurocode8 [4] recommandent d'effectuer les analyses en appliquant au moins deux distributions différentes de charge latérales :

Dans notre cas nous avons utilisé une distribution uniforme.

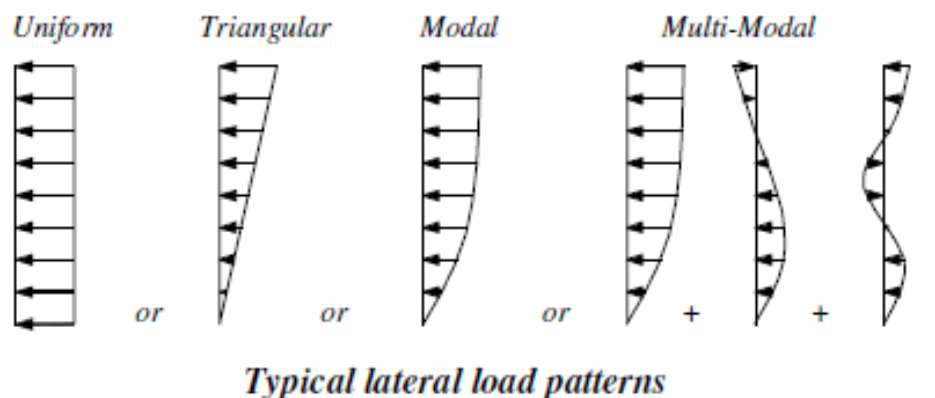


Figure III.3: Représentation des formes latérale de l'effort sismique [5].

- **Une distribution uniforme :** fondée sur des forces latérales proportionnelles à la masse de chaque niveau ($S_j = m_j$).
- **Une distribution modale :** qui est proportionnelle aux forces latérales déterminées en utilisant une analyse élastique. Elle doit être suivie ces deux modèles de distribution suivants :
 - **Distribution triangulaire :** $S_j = m_j h_j^k$ où h_j est la hauteur du niveau « j » par rapport à la base ;
 $K = 1$ si la période fondamentale $T \leq 0.5s$, $k=2$ si la période fondamentale $T \geq 2.5s$.

- **Distribution selon le mode fondamental** : $S_j = m_j \phi_{j1}$, où ϕ_{j1} est la valeur du mode propre au niveau « j ».
- Distribution proportionnelle aux forces d'inerties des étages et compatible avec la distribution des effort tranchants dans ces étages. Elle est déterminée par une analyse spectrale de la structure basée sur la combinaison modale SRSS (racine carrée de la somme des carrées), avec un nombre suffisant de mode pour avoir 90% de la masse totale de la structure.

Deux types de contrôle sont disponibles pour l'application des charges. Le choix dépend de la nature physique de celles-ci et du comportement attendu de la structure.

III.8. Détermination de la courbe de capacité :

L'analyse pushover est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible défini.

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet (**d**) et en ordonnée l'effort tranchant à la base (**V**).

La courbe de capacité est transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement en multipliant l'effort tranchant (**V**) et le déplacement (**d**) respectivement par :

$$\left(\frac{1}{\alpha_1 w} \right) \text{ et } \left(\frac{1}{P_{f1} \phi_1} \right) \dots\dots\dots (III.1) \quad [6.7.8.9]$$

Avec :

α_1 : Pourcentage de participation massique du mode fondamental.

w : Masse sismique de la structure.

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

ϕ_1 : Amplitude du mode fondamental.

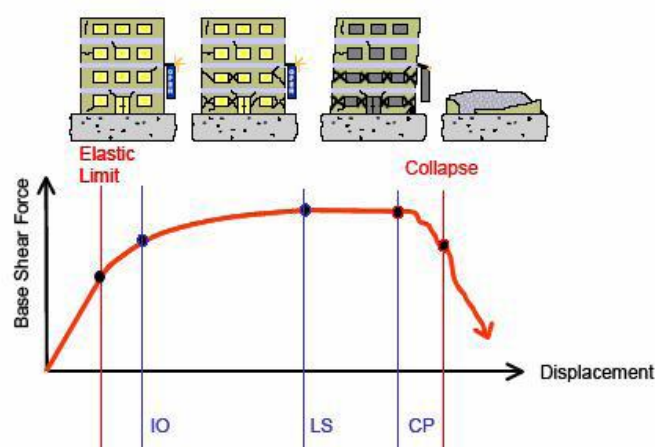


Figure III.4 : Courbe de capacité.

La courbe de la **figure (III.4)** peut être décomposée en quatre parties :

- **La partie (1)** représente le comportement élastique de la structure.
- **La partie (2)** représente l'endommagement mineur susceptible de se développer dans la structure.
- **La partie (3)** représente l'endommagement avancé de la structure.
- Enfin, **la partie (4)** représente l'effondrement de la structure.

Dans les codes américains (ATC40) [10], des points sont associés à cette courbe de capacité, qui permet de définir le comportement des rotules plastiques (**figure III.5**).

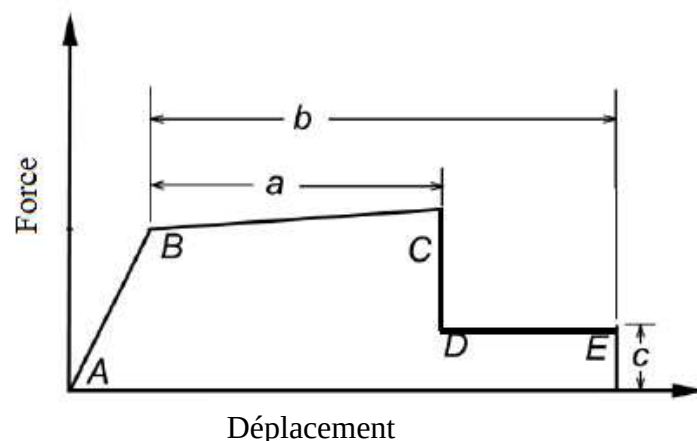


Figure III.5 : Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.

- Le point **A** est le point d'origine.
- Le point **B** correspond à la plastification.
- Le point **C** est la capacité ultime de l'analyse Pushover.
- Le point **D** représente la résistance résiduelle (l'élément répond avec une résistance réduite).
- Enfin, le point **E** correspond à la rupture totale des éléments.

III.8.1. Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique :

Dans le code américain FEMA273 [3], trois critères d'acceptation sont définis en fonction des niveaux de déformation de la rotule plastique. Ces critères d'acceptation sont IO, LS et CP (**figure III.6**), et qui définissent les niveaux de performance des rotules plastiques. Ils sont donnés comme suit :

- Au niveau **IO** (Immediate Occupancy), les dommages sont relativement limités. L'élément garde une grande partie de sa raideur initiale.
- Au niveau **LS** (Life Safety), l'élément a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.
- Au niveau **CP** (Collapse Prévention), l'élément a subi de grandes déformations. Au-delà de ce niveau l'élément est susceptible de se rompre.

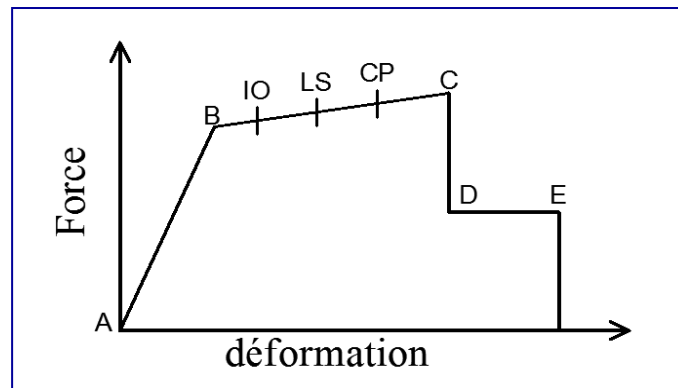


Figure III.6 : Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.

III.8.2. Transformation de la courbe de capacité

Pour effectuer une analyse pushover, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est sous la forme effort tranchant à la base et le déplacement en tête (V-d), en un spectre de capacité qui est la représentation de la courbe de capacité en format accélération spectrale, déplacement spectral ($S_a - S_d$) donné par la (**figure III.7**).

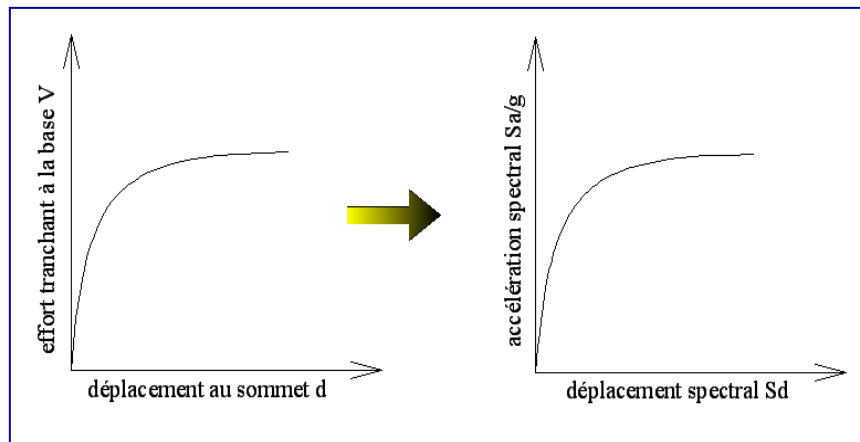


Figure III.7: Transformation de la courbe de capacité.

Les équations nécessaires pour faire la transformation sont les suivantes (ATC40) :

$$S_d = \frac{d}{P f_1 \phi_{1S}} \dots \dots \dots (III. 2)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots \dots \dots (III. 3)$$

α_1 : Coefficient de masse modale;

P_{f1} : facteur de participation du premier mode ;

Φ_{1S} : amplitude au sommet du premier mode, qui est normalisé à 1.

W : poids total de la structure.

III.8.3. Détermination de la demande sismique :

La demande sismique inélastique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure. Les étapes de détermination de la demande sismique peuvent être résumées comme suit :

- Détermination du spectre élastique amorti à 5%.
- Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacements.
- Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique.

III.8.3.1. Détermination du spectre élastique amorti à 5% :

Le spectre de réponse définie dans le règlement algérien (RPA99, V2003) [11] est une courbe de réponse maximale d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T . L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (III.4)$$

A : coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.2. RPA99 v2003)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2. RPA99 v2003)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3. RPA99 v2003)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7. RPA99 v2003)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4. RPA99 v2003)

Pour obtenir un spectre élastique amorti à 5%, il suffit d'attribuer une valeur égale à l'unité pour le coefficient de comportement (R) et le facteur d'amortissement (η).

III.8.3.2. Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements :

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélération-périodes (**S_a-T**) (**Figure III.8**), au format accélérations-déplacements (**S_a-S_d**) (**Figure III.9**), en utilisant la relation suivante:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \dots \dots \dots (III.5)$$

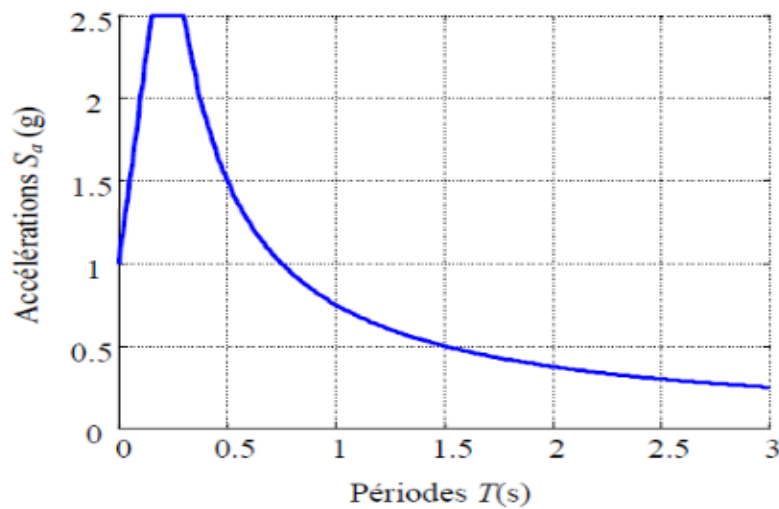


Figure III.8: Spectre de réponse élastique, format (**S_a-T**)

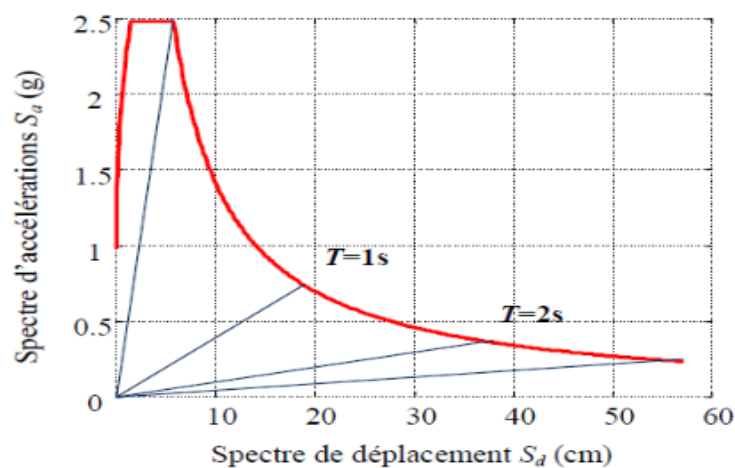


Figure III.9 : Spectre de réponse élastique format, (**S_a-S_d**).

III.8.3.3. Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique :

L'amortissement qui intervient lorsque la structure est dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux inhérent à la structure et d'amortissement d'hystérésis. [12]

L'amortissement visqueux inhérent à la structure est supposé constant et égale à 0.05 (5%).

L'amortissement d'hystérésis peut être représenté par un facteur d'amortissement visqueux équivalent noté (β_0) en utilisant des équations disponibles dans la littérature, le règlement **ATC 40** propose de déterminer le terme (β_0) en utilisant l'équation suivante :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} \dots \dots \dots (III.6)$$

Comme le montre la (figure III.10)

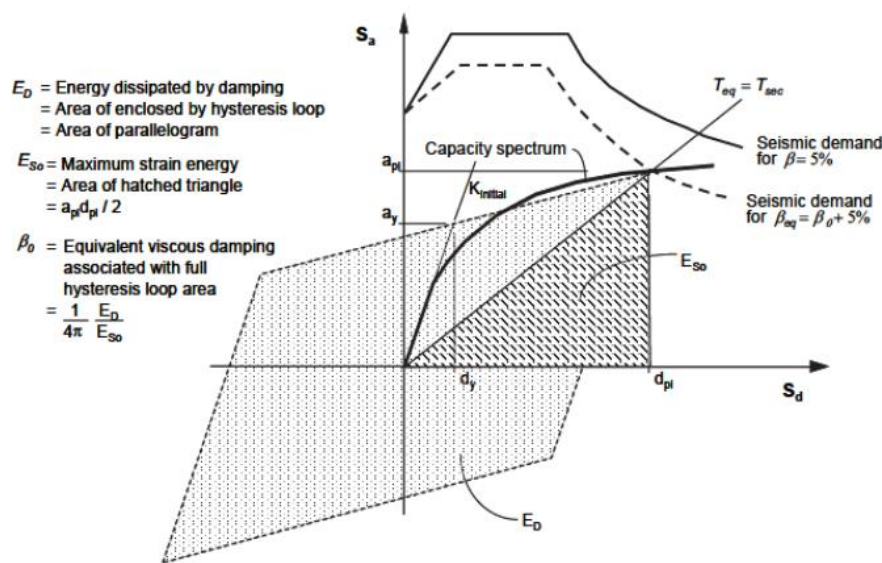


Figure III.10 : Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.

III.8.4. Détermination du point de performance :

Dans l'ATC 40, trois procédures (A, B, C) sont proposées pour la détermination du point de performance.

Et aussi d'autres procédures comme la procédure (B) de l'ATC 40 simplifiée par **Pierre Mouroux** [12].

III.8.5. La procédure choisie :

Dans notre étude, nous avons utilisé la procédure (B) de l'ATC40 simplifiée par Pierre Mouroux [12] qui consiste à superposer les deux courbes spectrales de la capacité et de la demande à ($\xi=5\%$) et ($\xi=\xi_{eff}$) d'amortissement, l'intersection de la courbe réduite ($\xi=\xi_{eff}$) avec, le spectre de capacité, définit le point de performance [13]. Cette procédure nécessite les étapes suivantes :

- **Etape1** : Nous développons le spectre de réponse à (5%) d'amortissement en format (Sa-Sd).
- **Etape 2** : Représentation spectrale de la capacité sismique. Nous traçons la courbe de capacité sous la forme d'une représentation en format (Sa-Sd).
- **Etape 3** : Nous développons ensuite la représentation bilinéaire du spectre de capacité qui est définie par un point (A) de coordonnées (S_{dy} – S_{ay}) caractérisant les limites élastiques, et un point (B) de coordonnées (S_{du} – S_{au}), caractérisant les limites plastiques.

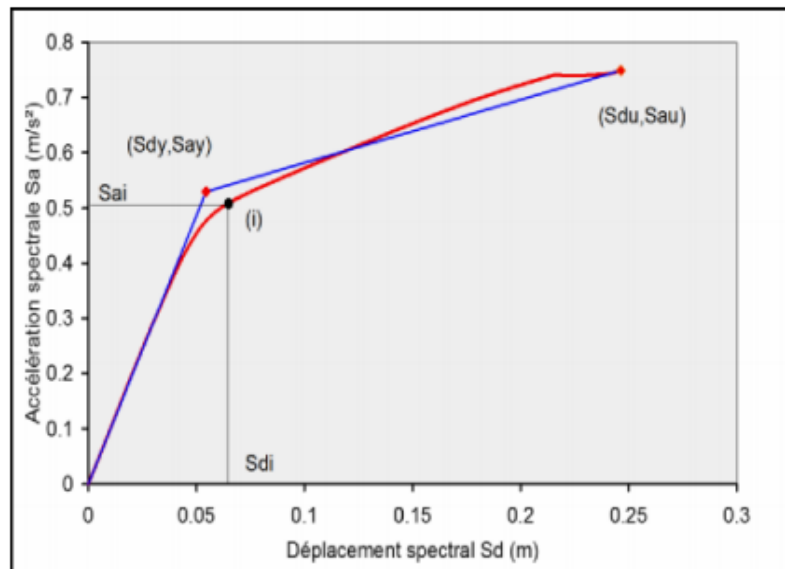


Figure III.11. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité [29]

- **Etape 4** : Calcul de l'amortissement effectif pour la structure, en utilisant l'équation suivante :

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o \dots \dots \dots (III. 7)$$

0.05 : Amortissement visqueux inhérent à la structure (supposé constant).

κ : Facteur de modification de l'amortissement.

ξ_o : Amortissement visqueux équivalent donné par la formule suivante :

$$\xi_o = 0.637 \cdot \frac{(S_{ay} S_{di} - S_{dy} S_{ai})}{S_{ai} S_{di}} \dots \dots \dots (III. 8)$$

Pour simplifier, le code (ATC-40) définit, trois types de comportement structurel schématisés dans la (figure III.12).

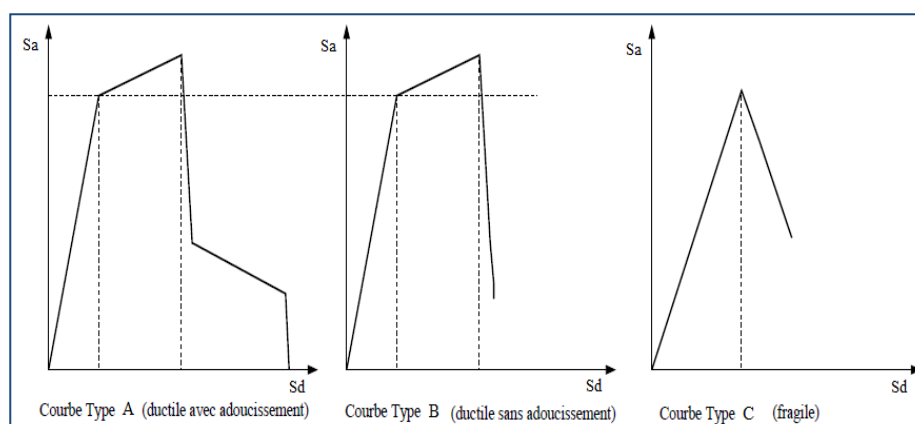


Figure III.12 : Types de comportement de la structure. [30]

- **Le type A** : représente un comportement ductile avec une boucle d'hystérésis sensiblement similaire à celle de la figure III.8, le facteur κ est affecté d'une valeur égale à 1.0 lorsque $\xi_o \leq 16.25$ (Tableau III.1).
- **Le type B** : représente le comportement semi ductile, la boucle d'hystérésis est relativement réduite par rapport à celle de la figure III.8, le facteur κ est affecté d'une valeur égale à 2/3 lorsque $\xi_o \leq 25$. (Tableau III.1).
- **Le type C** : représente le comportement fragile (pas de déformation plastique)
- La boucle d'hystérésis est très réduite par rapport à celle de la figure (III.8), le facteur κ est affecté d'une valeur égale à 1/3 lorsque $\xi_o \leq 25$. (Tableau III.1).

Ainsi, le facteur κ dépend du comportement de la structure, qui à son tour dépend du système de contreventement et de la durée du séisme, comme le montre le (tableau III.1).

Tableau III.1 : Détermination des facteurs de modification de l'amortissement [30].

Type de comportement structurel	β_0 (en pourcents)	κ
TYPE A	≤ 16.25	1.0
	≥ 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE B	≤ 25	0.67
	≥ 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE C	Toutes les valeurs	0.33

Aussi, 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 comme indiqué dans le **Tableau III.2**.

Tableau III.2 : Type de comportement structurel [30].

Durée du séisme	Structures neuves	Structures existantes	Structures dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

NB : Notre choix s'est porté sur les structures neuves sous une durée de séisme longue (Type B).

Détermination de la valeur de l'amortissement effectif :

$$\xi_{\text{eff}} = 5 + \kappa \cdot \xi_0 = 5 + k \frac{0.637(S_{ay}S_{dpi} - S_{dy}S_{api})}{(S_{api}S_{dpi})} \dots \dots \dots (III.9)$$

Avec :

- **k** : Coefficient de capacité de dissipation d'énergie qu'est lié en particulier à la typologie et à l'âge de la structure, ainsi qu'à la durée du séisme qui se traduit par l'amortissement visqueux équivalent ξ_0 .
- **S_{ay}**: Limite élastique en accélération.
- **S_{dy}**: Limite élastique en déplacement.

- **Etape 5** : La superposition de la courbe réduite ($\xi = \xi_{\text{eff}}$) avec la courbe de capacité, l'intersection de la courbe réduite ($\xi = \xi_{\text{eff}}$) avec le spectre de capacité, définit le point de performance (**figure III.13**).

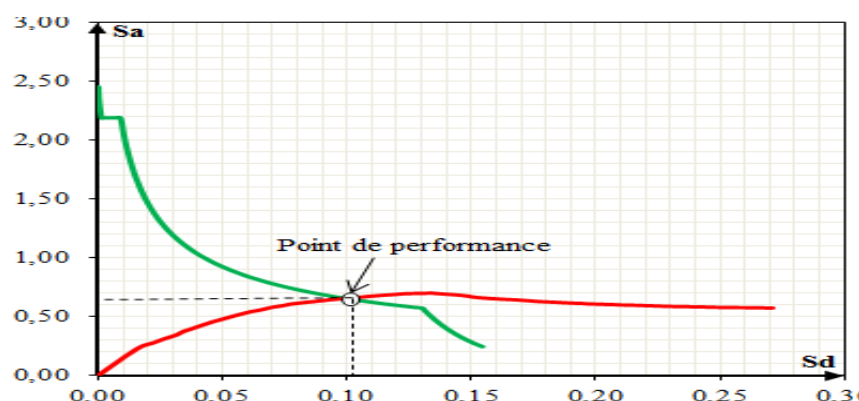


Figure (III.13) : Point de performance

III.8.6. Superposition de la courbe de capacité et la courbe de la demande sismique

La superposition des courbes de capacité et la courbe de la demande sismique nous conduit à trois cas :

- La demande est inférieure à la capacité.
- La demande est égale à la capacité.
- La demande est supérieure à la capacité.

III.8.6.1. La demande est inférieure à la capacité

Le déplacement imposé par le séisme est supérieur à la capacité de la structure, cela conduit directement à l'effondrement total de la structure (**figure III.14**). Dans ce cas, la structure ne s'effondre pas, mais elle subit des dommages que l'on peut estimer par la position du point de performance sur la courbe de capacité. [14]

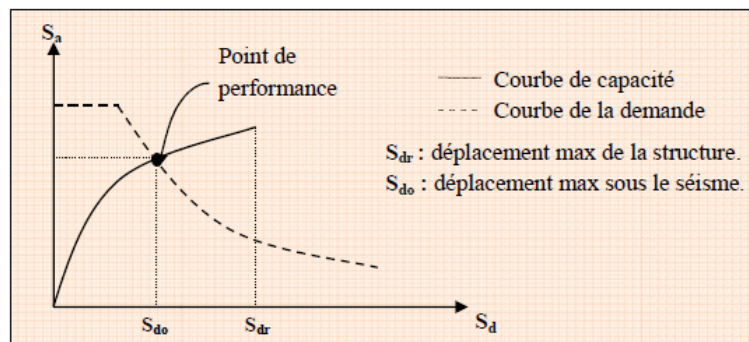


Figure III.14 : La demande est inférieure à la capacité

III.8.6.2. La demande est égale à la capacité

Le déplacement imposé par le séisme est égal au déplacement maximal de la structure, cet état correspond à un état de dommage spécifique (figure III.15). [14]

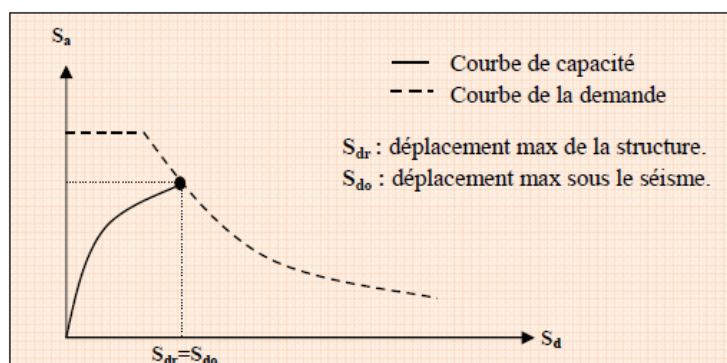


Figure III.15 : La demande est égale à la capacité.

III.8.6.3. La demande est supérieure à la capacité

Le déplacement maximal qui peut être supporté par la structure est supérieur au déplacement imposé, comme le montre la (figure III.16) [14]

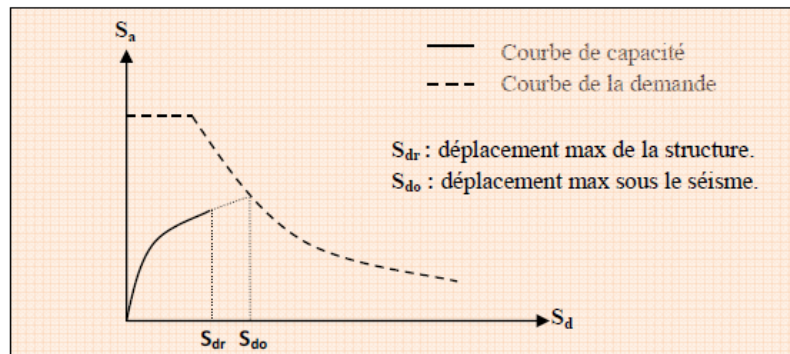


Figure III.16 : La demande supérieure à la capacité

III.9. Estimation des degrés des dommages :

III.9.1. L'échelle de dommage utilisée :

L'échelle de dommage utilisée est l'échelle macrosismique européenne EMS 98 [15]. Cette échelle comprend cinq (5) degrés de dommage pour les bâtiments en béton armé (annexe B) [7.10].

III.9.2. Evaluation des dommages.

La courbe de capacité est divisée en cinq (5) intervalles qui correspondent aux cinq niveaux de dommage de l'échelle EMS 98 (annexe B) (figure III.17).

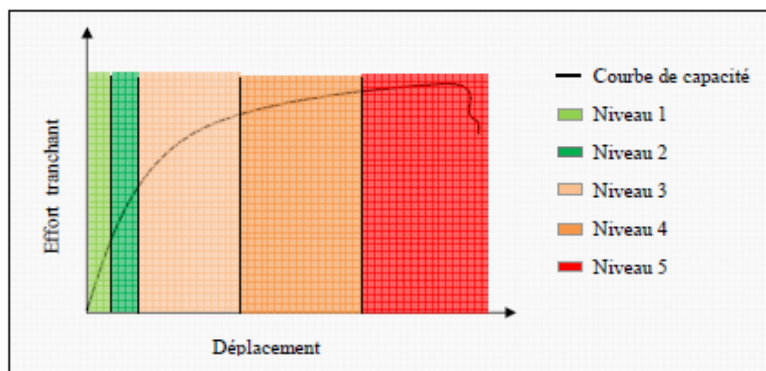


Figure III.17 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité (EMS98)

Niveau 1 : Correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel.

Niveau 2 : Correspond à un niveau de dommage contrôlé, il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

Niveau 3 : La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toute fois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

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

Niveau 5 : La structure est susceptible d'effondrement, et elle ne présente aucune capacité de résistance.

Le déplacement spectral pour chaque domaine de dommage est donné par le tableau suivant : [16], [7]

Tableau III.3 : Degrés de dommages

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	$S_d = S_{du}$

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

III.10. Conclusion :

L'analyse « **pushover** » est le moyen simple très utile qui permet de calculer et rechercher le point de performance des structures et l'estimation des dommages attendus pour un séisme donné lorsqu'elle est associée à une échelle telle que l'EMS 98. Les résultats obtenus à partir d'une analyse « **pushover** » en termes de demande sismique, de capacité et de rotules plastiques donnent un aperçu sur le comportement de la structure.

Selon les résultats trouvés on peut comparer le comportement des structures avec l'échelle macrosismique européenne (EMS 98) pour relever le niveau de dommage qu'a subi la structure.

Ce **chapitre IV** est consacré à la présentation des structures étudiées et à la modélisation (par ETABS 9.6.0).

IV.1. Présentation des structures étudiées

Dans cette section deux modèles de structures ont été retenues. Le critère de désignation des modèles est la forme en plan des structures (carrée ou rectangulaire). Dans les deux cas, l'étude a été menée en variant les paramètres suivants : la hauteur de la construction, le contact entre la structure et le voile périphérique et l'épaisseur du voile. Par contre, les autres paramètres ont été gardés constants durant toute l'étude à savoir : la zone sismique (zone à moyenne sismicité IIa), la nature du sol est de type S_3 (meuble), les planchers sont en corps creux et l'usage est de type habitation.

IV.2. Caractéristiques géométriques des structures :

Le choix de la forme en plan de ces structures a été fait en se référant à l'article 3.5.1.a.3 qui stipule que la forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4. ($L_x / L_y \leq 4$) donnée par le RPA 99/03. [11]

IV.2.1. Premier modèle de structure (carré) : ces structures se caractérisent avec un rapport longueur/largeur égal à 1 (figure IV.1).

Nous avons choisi deux modèles de structures à étudier, avec variation de la géométrie, avec et sans voile, réguliers en plan et en élévation, implantés dans une zone à sismicité moyenne (Zone IIa), sur un sol meuble (site 3). Ces structures sont à usage d'habitation (ouvrage courant ou d'importance moyenne, groupe 2), à plancher en corps creux de type (16+4) cm. Les structures sont supposées encastrées à la base.

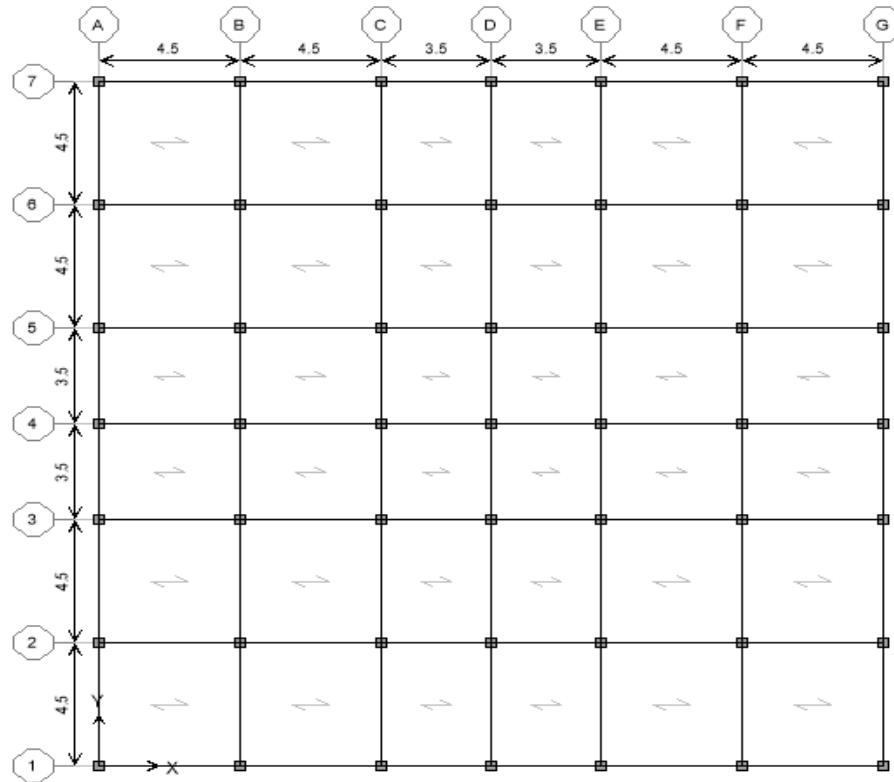


Figure IV.1: Vue en plan du la structure carrée (25mx25m)

IV.2.2. Deuxième modèle de structure (rectangulaire) : ces structures se caractérisent avec un rapport longueur / largeur égal à 4. (figure IV.2).

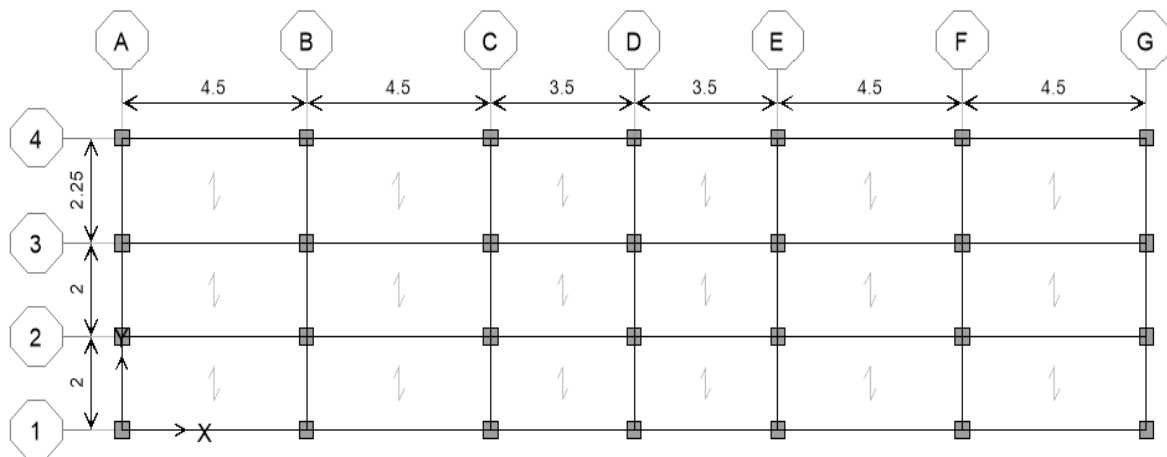


Figure IV.2 : Vue en plan de la structure rectangulaire (25mx6.25m)

La variation des paramètres retenue pour l'évaluation du comportement des deux modèles de structures exposées ci-dessus sont présentés dans le **Tableau IV.1** et **Tableau IV.2**, ainsi que leurs figures illustratives en (ANNEXE A) :

Tableau IV.1 : Le 1^{er} modèle de structure avec les différentes variables.

Modèle carré	Description	Hauteur de RDC	Hauteur totale	Présence du voile	Numérotation des structures
	RDC	3,06 m	3,06 m	NON	1
				OUI (15cm)	2
				OUI(20cm)	3
	RDC+3	3,06 m	12,24 m	NON	4
				OUI (15cm)	5
				OUI (20cm)	6
	RDC	4,5 m	4,5 m	NON	7
				OUI (15cm)	8
				OUI (20cm)	9
	RDC+3	4,5 m	13,68 m	NON	10
				OUI (15cm)	11
				OUI (20cm)	12

NB : hauteur d'étage égale à 3.06m

Tableau IV.2 : Le 2^{ème} modèle de structure avec les différentes variables.

Modèle rectangulaire	Description	Hauteur de RDC	Hauteur totale	Voile	Numérotation des structures
	RDC	3,06m	3,06 m	NON	13
				OUI (15cm)	14
				OUI (20cm)	15
	RDC+3	3,06 m	12,24 m	NON	16
				OUI (15cm)	17
				OUI (20cm)	18
	RDC	4,5m	4,5 m	NON	19
				OUI (15cm)	20
				OUI (20cm)	21
	RDC+3	4,5 m	13,68 m	NON	22
				OUI (15cm)	23
				OUI (20cm)	24

NB : hauteur d'étage égale à 3.06m

IV.3. Dimensionnement des structures étudiées

IV.3.1. Prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux

IV.3.1.1. Sections des poutres :

Les poutres étudiées sont les poutres porteuses, Elles sont pré-dimensionnées selon les formules suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right\} \text{(IV. 1)} \quad \text{RPA 99/ version 2003 [11].}$$

$$\left. \begin{array}{l} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(IV. 2)} \\ \text{(IV. 3)} \end{array} \quad \text{BAEL 91 [23].}$$

L : la longueur totale

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

Pour les deux modèles de structures on choisit de prendre les dimensions exigées par le règlement parasismique algérien [RPA99 /version2003] [11], à savoir :

b=20 cm et h=30cm section de (20x30) cm²

NB : Les poutres secondaires sont aussi pré-dimensionnées avec les mêmes relations (IV.1) et (IV.2), elles sont prises égales aux poutres principales.

IV.3.1.2. Sections des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux dans la zone IIa doivent satisfaire les conditions données dans RPA 99/VERSION 2003 par les équations ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \text{avec } h_e: \text{ hauteur libre du poteau} \end{array} \quad \text{(IV. 4)}$$

$$l/4 < b_1/h_1 < 4$$

À l'état limite ultime de résistance, le règlement RPA99/ version 2003 [11], § 7.4.31, stipule que dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté N_d , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit ν), est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \dots (IV.5)$$

B_c : section de béton de poteau

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours ; dans notre cas $f_{c28} = 25$ Mpa

Autrement dit la section de béton, B_c , doit satisfaire la condition suivante :

$$B_c \geq \frac{N_d}{0.3 f_{c28}} \dots \dots \dots (IV.6)$$

Ainsi, au stade de pré-dimensionnement de la section du béton (B_c) des poteaux (N_d) doit être au moins égale à l'effort normal dans le poteau le plus chargé sous les charges gravitaires (permanentes (G) et d'exploitation (Q) pondérées et combinées, $1.35 G + 1.5 Q$, obtenu par la descente de ces charges.

Après calcul, la section trouvée est petite donc on a opté pour la section suivante :

$b = h = 30$ cm Une section de 30×30 cm².

IV.4. Ferrailage des structures :

Les structures étudiées sont ferrillées en respectant le ferrailage minimal exigé par le RPA99/version2003 [11]

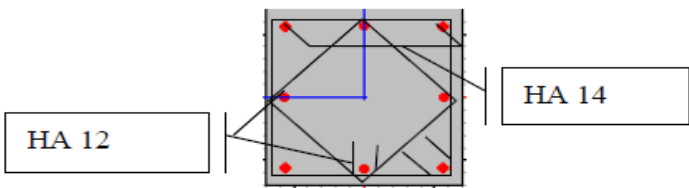
IV.4.1. Ferrailage des poteaux :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

Leur pourcentage minimal sera de 0,8 % en zone IIa.

Article 7.4.2.1 RPA99/Version2003 [11]

Tableau IV.3 : Représentation de la section des poteaux.

Section des poteaux	$0,8\% b.h$	Choix
30x30 (cm ²)	7,2 (cm ²)	4HA14+4HA12 10,68 cm ²
		

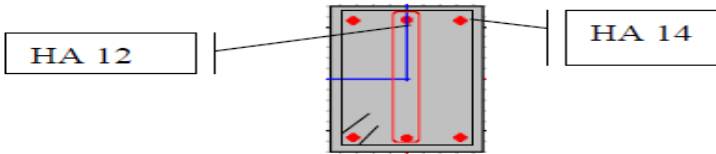
IV.4.2. Ferrailage des poutres

IV.4.2.1. Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Article 7.5.2.1 RPA99/version2003 [11]

Tableau IV.4 : Représentation de la section des poutres.

Section des poutres	$0,5\% b.h$	Choix
30x20 (cm ²)	3 (cm ²)	4HA14+2HA12 8,42 cm ²
		

IV.5. Charges appliquées :

IV.5. 1. Charges gravitaires :

Le bâtiment étudié est à usage d'habitation avec un plancher en corps creux de type (16+4) cm ; les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

Les charges permanentes (G) du plancher courant et celles du plancher terrasse de 5KN/m^2 .

Les charges d'exploitations (Q) du plancher courant et celles du plancher terrasse de 1.5 KN/m^2 .

IV.5.2. Charges sismiques :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul définie dans le RPA99/version 2003. Le bâtiment est supposé localisé dans une zone de moyenne sismicité, à savoir la zone IIa. Le spectre de réponse en accélération donné par ce même règlement, (voire la relation (II.4) dans le chapitre précédent).

IV.6. Modélisation et application de la méthode PUSHOVER

IV.6.1. Introduction :

Pour faire une bonne évaluation de la capacité portante d'une structure, les méthodes linéaires élastiques classiques ne sont pas adéquates. Par conséquent, pour se rapprocher le plus du comportement réel, il faut prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en étudiant leur comportement dans le domaine plastique. Pour cette raison notre étude de vulnérabilité est effectuée à l'aide d'une analyse statique non linéaire par poussée progressive « PUSHOVER ».

La méthode d'analyse Push-over est la méthode la plus utilisée pour l'évaluation de la performance sismique des structures. Son concept simple et modélisable via les logiciels de calcul tels que ETABS, SAP...etc. L'analyse PUSHOVER, consiste comme son nom l'indique à pousser une structure par pas (step) de chargements, jusqu'à rupture. Pour permettre de trouver et calculer le point de performance des structures.

IV.6.2. Application de l'analyse PUSHOVER sur les structures étudiées :

Nous utilisons le logiciel « ETABS version 9.6.0 » [18], la courbe de la structure ($V_{base} - D_{sommet}$) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

Étape 1 : modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.

Étape 2 : définition du comportement non linéaire des éléments.

Étape 3 : définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (PUSHOVER)

Étape 5 : analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité

IV.6.2.1. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure :

La structure est dimensionnée selon le règlement parasismique algérien [RPA 99/version 2003] [11], sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel ETABS 9.6.0 [18].

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- **Spécification des propriétés des matériaux :**

- Mass per unit volume (masse volumique du béton) : $2,5 \text{ kN/m}^3$;
- Weight per unit volume (poids volumique du béton) : 25 kN/m^3 ;
- modulus of Elasticity (module de Young) : 32164200 kN/m^2 ;
- Specified concrete compst renght (contrainte max dans le béton à la compression) : 25000 kN/m^2 ;
- Bending Reinf, Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux) : 400000 kN/m^2 ;
- Shear Reinf, Tield Stress (contrainte max dans les aciers transversaux) : 400000 kN/m^2 .

- **Modélisation géométrique des structures :**

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires "Frame", les voiles par des éléments coques "Shell", et les planchers par des éléments "Deck".

- **Modélisation des poteaux :** define ---> frame sections ---> add rectangular section.

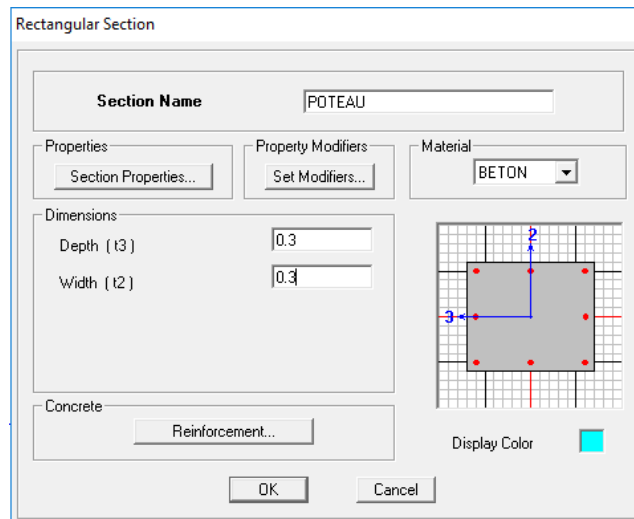


Figure IV.3: Définition de la section des poteaux dans l'ETABS 9.6.0

- **Modélisation des poutres :** define ---> frame sections ---> add rectangular section.

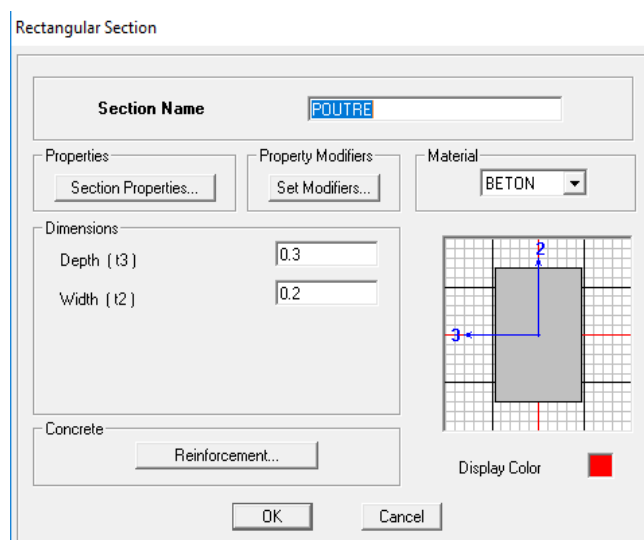


Figure IV.4 : Définition de la section des poutres dans l'ETABS 9.6.0.

- **Modélisation des voiles:** define ---> define/wall/slab/deck section ---> add new wall.

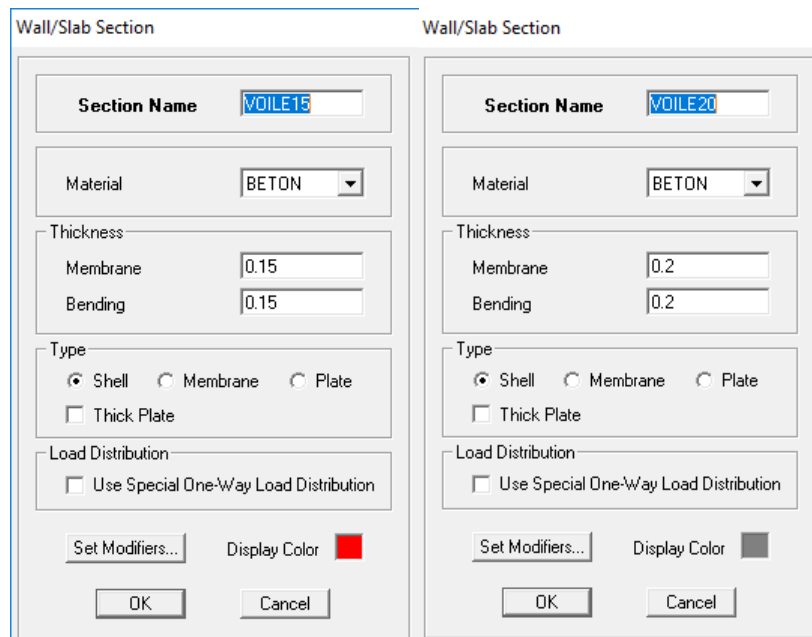
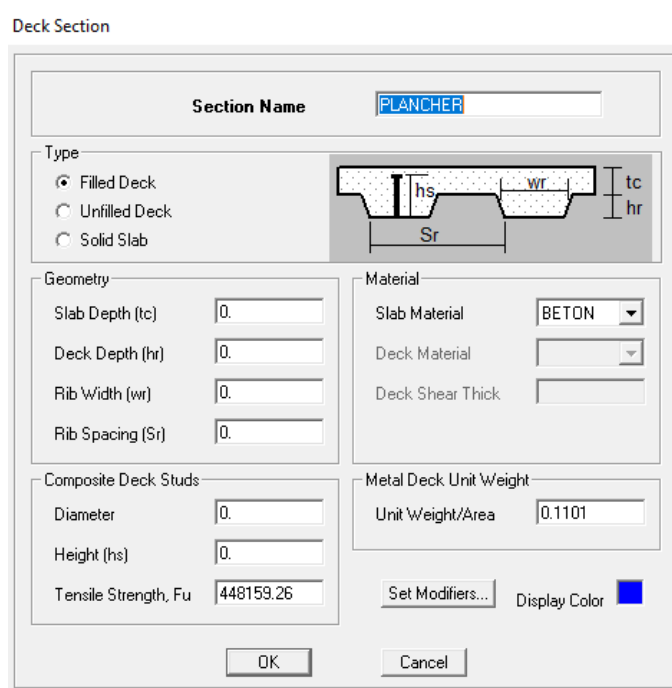


Figure IV.5: Définition des voiles (15 et 20 cm) dans l'ETABS 9.6.0

- **Modélisation du plancher:** corps creux (16+4): define ---> define/wall/slab/deck section ---> add new deck.

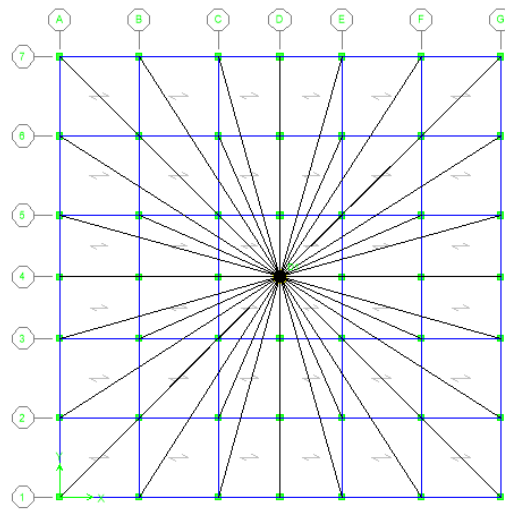


FigureIV.6 : Définition du plancher dans L'ETABS 9.6.0

- **Diaphragmes:**

Comme les planchers 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.

Définition du diaphragme : après avoir sélectionné tout le plan d'étage
→define→diaphragms→add new diaphragms.



FigureIV.7 : Représentation du diaphragme

IV.6.2.2. Introduction des chargements statiques de la structure (G et Q)

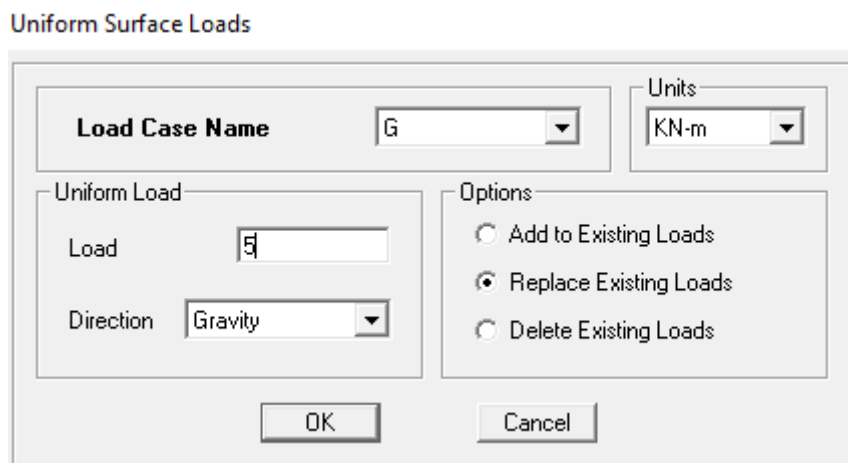
Le logiciel prend en considération les charges permanentes de chaque élément dues à leur poids propres (G) et le poids des surcharges (Q).

Les charges permanentes (G) du plancher courant et celles du plancher terrasse de 5KN/m^2 .

Les charges d'exploitations (Q) du plancher courant et celles du plancher terrasse de 1.5KN/m^2 .

Pour définir les charges statiques dans le logiciel ETABS, on procède de la manière suivante :

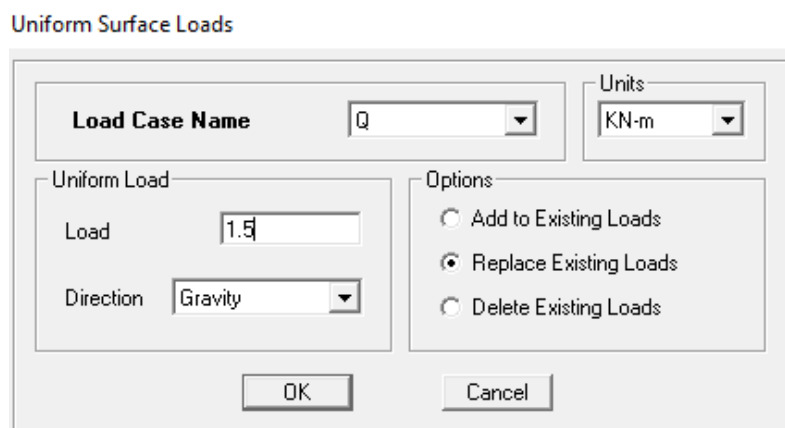
- Pour les charges permanentes : assign→ Shell/Area load→uniform surface loads.



The screenshot shows the 'Uniform Surface Loads' dialog box. It has a title bar 'Uniform Surface Loads'. Inside, there are two main sections. The top section contains 'Load Case Name' with a dropdown menu showing 'G', and 'Units' with a dropdown menu showing 'KN-m'. The bottom section is divided into two parts. The left part, labeled 'Uniform Load', contains a 'Load' text box with the value '5' and a 'Direction' dropdown menu showing 'Gravity'. The right part, labeled 'Options', contains three radio buttons: 'Add to Existing Loads', 'Replace Existing Loads' (which is selected), and 'Delete Existing Loads'. At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figure IV.8: Définition des charges permanentes (G) sur l'ETABS 9.6.0

- Pour les charges permanentes : assign→ Shell/Area load→uniform surface loads.



The screenshot shows the 'Uniform Surface Loads' dialog box. It has a title bar 'Uniform Surface Loads'. Inside, there are two main sections. The top section contains 'Load Case Name' with a dropdown menu showing 'Q', and 'Units' with a dropdown menu showing 'KN-m'. The bottom section is divided into two parts. The left part, labeled 'Uniform Load', contains a 'Load' text box with the value '1.5' and a 'Direction' dropdown menu showing 'Gravity'. The right part, labeled 'Options', contains three radio buttons: 'Add to Existing Loads', 'Replace Existing Loads' (which is selected), and 'Delete Existing Loads'. At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figure IV.9: Définition des charges permanentes (Q) sur l'ETABS 9.6.0

IV.6.2.3. Définition de l'analyse dynamique : L'analyse dynamique comporte l'analyse modale et spectrale :

Analyse modale : Cette étape nous renseigne sur le nombre de modes. Ces modes fournissent un aperçu du comportement de la structure.

Analyse spectrale : celle-ci permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse proposé par le RPA99 v.2003. Ainsi en introduisant les différents paramètres concernant la structure (la zone d'implantation, le groupe d'usage, le site d'implantation, le système de contreventement, les matériaux constitutifs et le facteur de qualité) dans le logiciel RPA99 v.2003 comme le montre cette figure (IV.10), le spectre de réponse est construit afin de l'introduire dans le logiciel de modélisation ETABS 9.6.0.

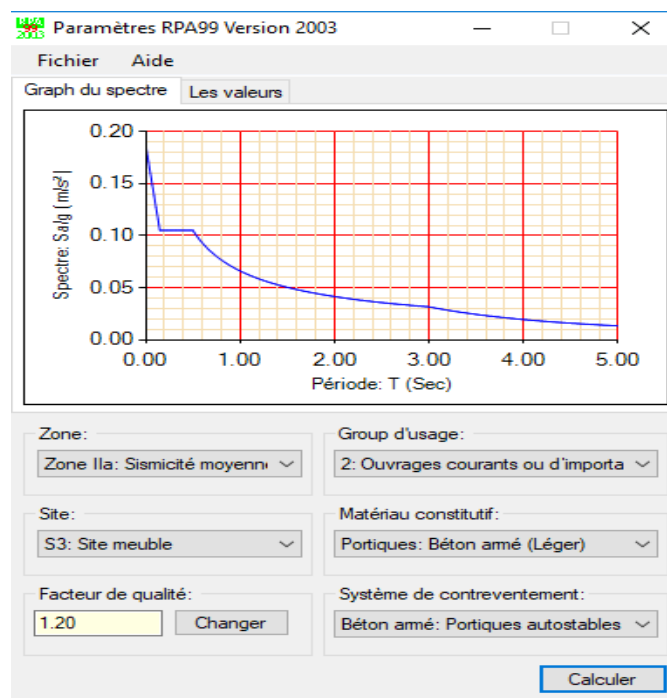


Figure IV.10: Spectre de réponse

Pour le facteur de qualité (Q) de la structure suivant RPA99 V.2003 :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (IV. 7)

Avec P_q , est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 (RPA99 V.2003) [11]

Pour notre étude on a choisi de retenir ces critères :

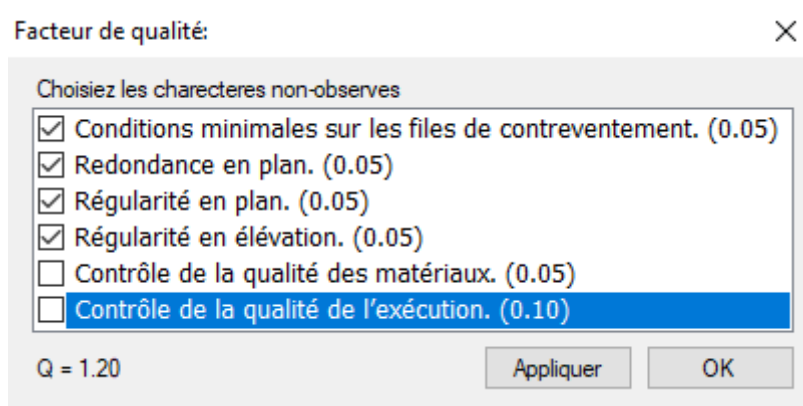


Figure IV.11 : Critères du facteur de qualité 'Q'.

- **Définition des modes d'appuis** : Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations.

Pour définir les modes d'appuis dans le logiciel ETABS, on procède de la manière suivante :

On sélectionne tout le plan de la structure → assign → joint/ point → restraints/ supports.

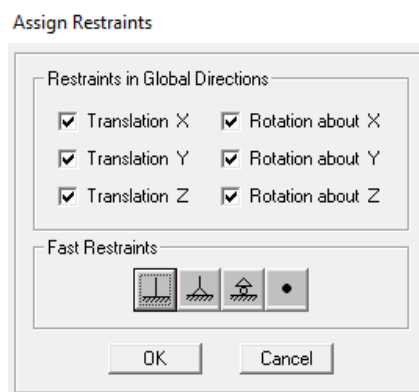


Figure IV.12: Définition des modes d'appuis dans l'ETABS 9.6.0

Enfin : La phase modélisation de la structure est terminée. L'analyse linéaire élastique des structures est effectuée en cliquant sur « Run analysis ».

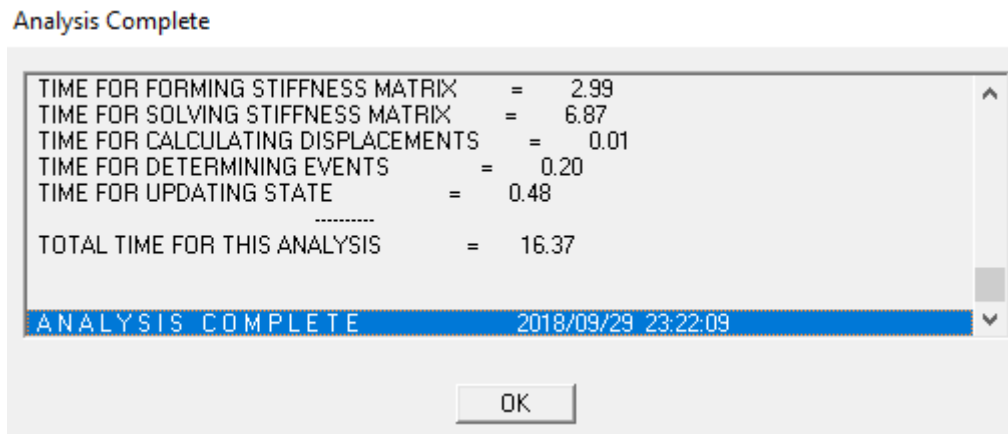


Figure IV.13 : Fenêtre de l'analyse du logiciel ETABS 9.6.0

IV.6.2.4. Définition du comportement non linéaire des éléments

Les poutres et poteaux de la structure en béton armé sont modélisés en tenant compte de leur comportement non-linéaire en flexion. Les poutres sont modélisées par des éléments barres (frame) élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités de types moment-rotation (défaut M3). Les poteaux sont modélisés de la même façon, avec des lois de flexion en tenant compte de la variation de l'effort normal (PMM). Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel ETABS 9.6.0 sont extraites des règlements américains ATC40 [10] et FEMA273 [3].

Le comportement non linéaire des éléments structuraux, poutres et poteaux, est représenté par l'attribution des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. En effet, le type de rupture possible dans une structure en portique auto-stable se fait par la formation de rotules plastiques aux bouts des nœuds poteaux – poutres [20].

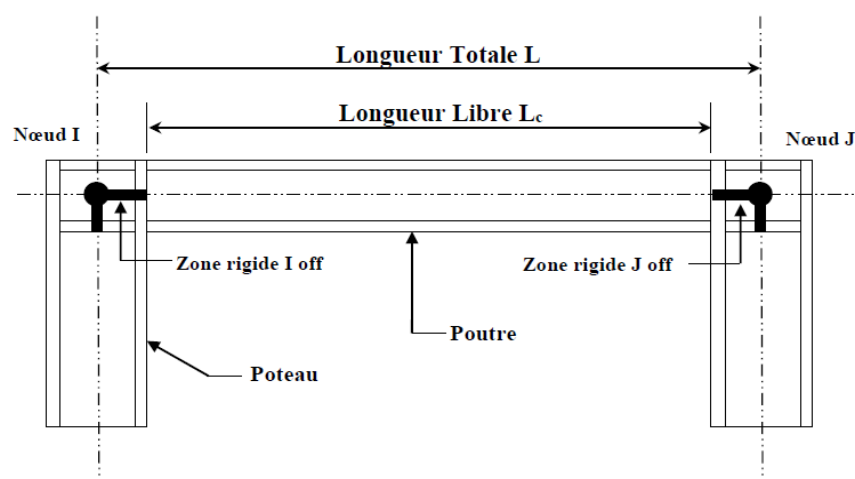


Figure IV.14 : Attribution des rotules plastiques au extrémités (poteaux-poutres) [20]

La longueur libre de l'élément est une longueur réduite par rapport à la longueur totale de l'élément :

$$L_c = L - (I_{off} + J_{off}) \quad (IV.7)$$

La longueur de la rotule plastique adoptée dans cette étude est celle proposée par [l'ATC 40]

$$L_p = 0.5 h \quad (IV.8)$$

Avec : h : hauteur de la section de l'élément poutre ou poteau.

Les types de rotules plastiques considérées dans cette étude sont :

Poutres: rotules de flexion (M3) :

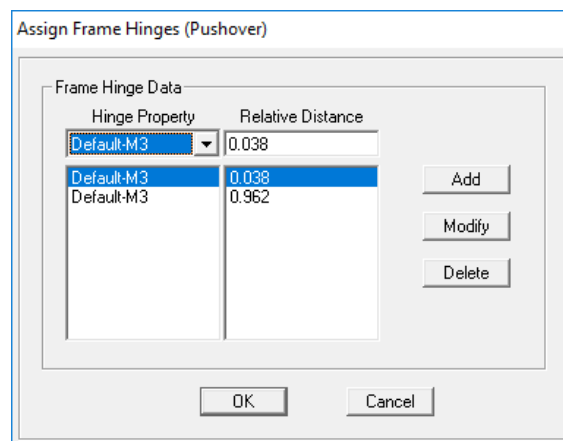


Figure IV.15: Introduction des rotules plastiques dans les poutres.

Poteaux : rotules de flexion (interaction moment-effort normal) (Default PMM) :

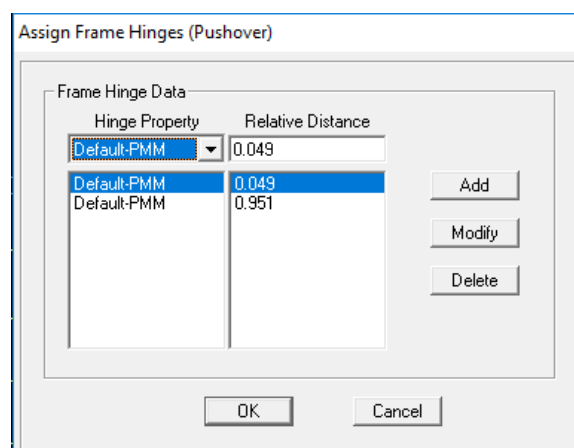


Figure IV.16 : Introduction des rotules plastiques dans les poteaux

Après lancement de l'analyse, le logiciel nous donne plusieurs types de rotules plastiques qui sont définies par défaut sur l'ETABS9.6.0 [18], qui sont extraites du règlements américaine ATC40 [10] et FEMA 356[21].

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation (figure IV.17)

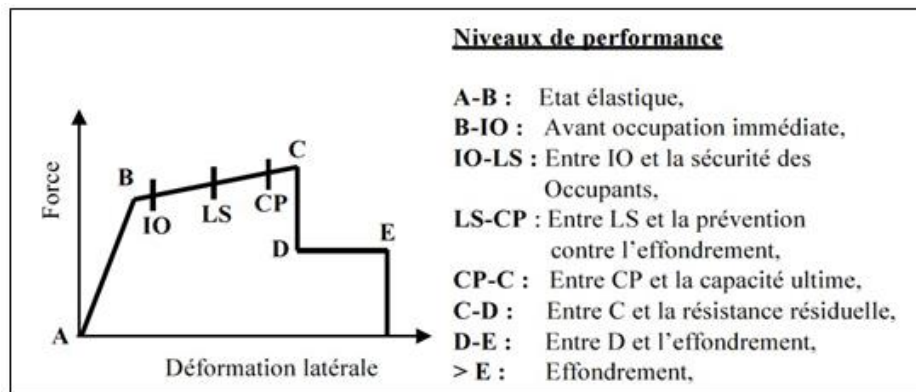


Figure IV.17 :Relation force déformation d'une rotule plastique FEMA356

Les codes parasismiques Américains tels que FEMA 356 [21] et l'ATC 40 [10] définissent cinq niveaux de performances structurels correspondant à l'endommagement perçu par la structure après un séisme (tableau IV.5).

Tableau IV.5 : Niveaux de performance, selon FEMA 356[21] et l'ATC 40[10]

Etat de performance	Definitions
Occupation immediate	Le bâtiment reste stable et habitable ; les réparations sont mineures et un déplacement relatif négligeable
Sécurité de vie	La structure est toujours stable avec des dommages permanents localisés et non structuraux
Prevention contre l'effondrement	La stabilité de la structure est mise en cause avec des dommages coûteux pour la réparation. Les deux autres niveaux sont des rangs de performance compris entre les niveaux suscités
État de ruine	La structure est très endommagée et ne peut supporter une autre action sismique, la résistance résiduelle permet uniquement à supporter les charges gravitaires. La majorité des éléments non Structuraux sont en ruine.
Endommagement sévère	La structure a subi un endommagement significatif, sa résistance se trouve réduite, des déformations permanentes y existent et sa reparation estcoûteuse

Nous rappelons que sur la courbe de capacité, la position du point de performance détermine un certain degré de dommage et niveaux d'endommagement, à travers la représentation graphique de la capacité sismique et selon l'EMS 98 [22] (annexe B).

La méthode EMS-98[22] fut la première à mettre en relation une définition du niveau de dommage appuyée sur des schémas et des photos, apportant ainsi une idée importante au diagnostic. De plus, la description structurelle des dégâts est une des plus fines qui soient données dans ce type d'approche d'ensemble.

IV.6.2.5. Définition du chargement de l'analyse pushover :

Après définition des rotules plastiques et du comportement non linéaire des éléments, on procède à la définition des charges Pushover. Cette définition passe par deux étapes :

a) Pushover charges gravitaires :

Pour cela on clique sur : Define→Static Non Linear /push Over Cases.

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name: PUSH1

Options:

- ☒ Load to Level Defined by Pattern
- ☐ Push to Disp. Magnitude
- ☐ Use Conjugate Displ. for Control
- Monitor: UZ, 1, STORY1
- Start from Previous Case: []
- ☒ Save Positive Increments Only
- Minimum Saved Steps: 1
- Maximum Null Steps: 50
- Maximum Total Steps: 100
- Maximum Iterations/Step: 10
- Iteration Tolerance: 1.000E-04
- Event Tolerance: 0.01

Member Unloading Method: Apply Local Redistribution

Geometric Nonlinearity Effects: P-Delta and Large Displacements

Load Pattern:

Load	Scale Factor
G	1.
PP	1.
Q	0.2

Active Structure:

Stage	Active Group
1	ALL

☐ Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

FigureIV.18 : Paramétrage pour le pushover (charges gravitaires).

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le [RPA99/version 2003] pour la détermination des charges sismiques : (G+0.2Q).

b) PUSHOVER charges horizontales :

Pour cela on clique sur : Define→Static Non Linear /push Over Cases.

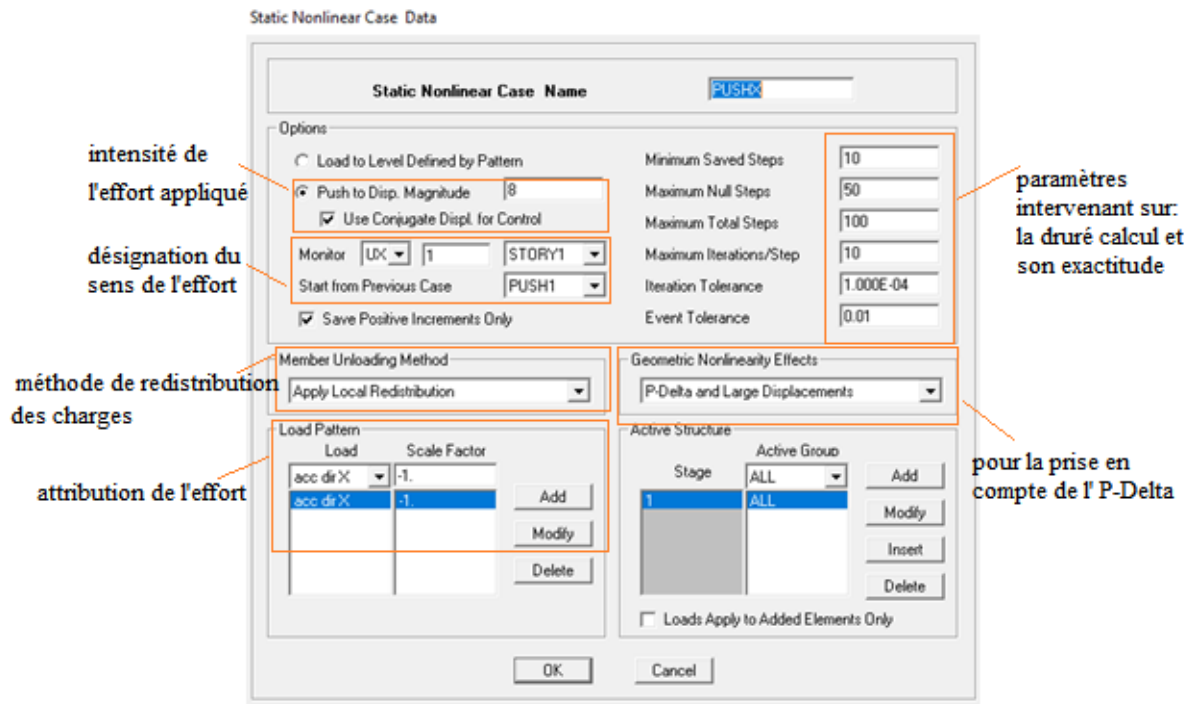


Figure IV.19: Paramétrage pour pushover le(sens x-x).

NB : même chose pour le paramétrage de push over dans le sens (y-y).

IV.6.2.6. Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure (figure IV.20). Cette courbe représente l'effort horizontal à la base de la structure en fonction du déplacement de celui-ci. 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 de rotules par flexion et par cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance).

NB : nous avons considéré uniquement la phase non linéaire correspondant à la formation de rotules par flexion.

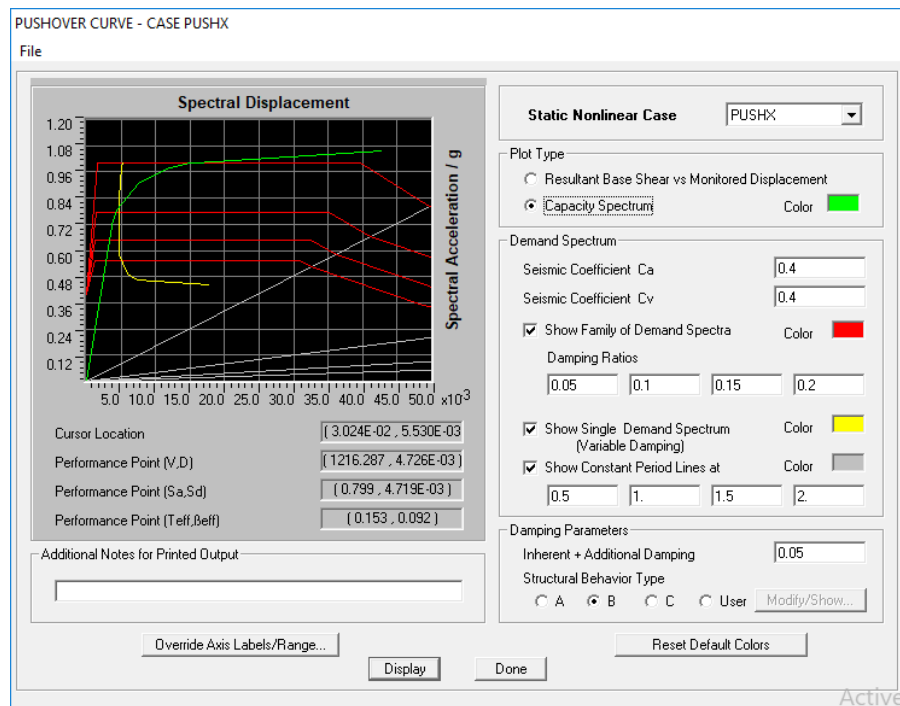


Figure IV.20 : Spectre de capacité donné par le logiciel ETABS (Sa-Sd). (Sens X-X)

PUSHOVER CAPACITY/DEMAND COMPARISON								
Step	Teff	βeff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF*Ø
0	0.039	0.050	0.000	0.000	2.609E-04	0.692	1.000	1.000
1	0.039	0.050	7.676E-04	2.037	2.609E-04	0.692	0.760	2.311
2	0.041	0.081	1.341E-03	3.156	2.631E-04	0.619	0.723	2.287
3	0.057	0.176	4.240E-03	5.279	4.171E-04	0.519	0.733	2.402

Figure IV.21: Résultats de la courbe de capacité de la figure IV.20

V.1. Introduction

Dans notre étude, nous avons choisi deux modèles de structures l'un est carré, l'autre rectangulaire, (qui comportent un total de 24 structures) comme présenté dans le chapitre précédent (chapitre IV), avec plusieurs variables : la hauteur du niveau du RDC, l'introduction d'un voile au niveau de base (RDC) en variant son épaisseur de 15cm et 20cm et aussi une dernière variable sur la hauteur totale, en passant d'une structure à un seul niveau à plusieurs niveaux (RDC+3).

L'interprétation se fait sur deux plans, une interprétation à l'échelle globale c'est-à-dire le domaine des degrés de dommage (selon l'échelle macrosismique européenne EMS 98) de la structure, et une deuxième interprétation se fera à l'échelle locale, en s'intéressant au développement des rotules plastiques au niveau du portique le plus éloigné du voile, dans le sens longitudinal (x-x) sous le dernier pas de chargement sismique (mode ruine) selon l'échelle américaine (FEMA 273).

V.2. Discussion et interprétation des résultats

Partie A :

On commence par la présentation des résultats du premier modèle de structure (25x25m) [tableau IV.1] du chapitre IV, ensuite leurs interprétations.

L'interprétation sera faite par une comparaison d'un groupe de 3 types de structures, la première est la structure de référence (sans voiles) et les deux autres sont avec l'injection des voiles avec différentes épaisseurs successivement (15cm et 20cm).

V.2.1. Interprétation à l'échelle globale : (Structures carrées 25x25m)

- a- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (1, 2 et 3),(Tableau IV.1) du chapitre IV.

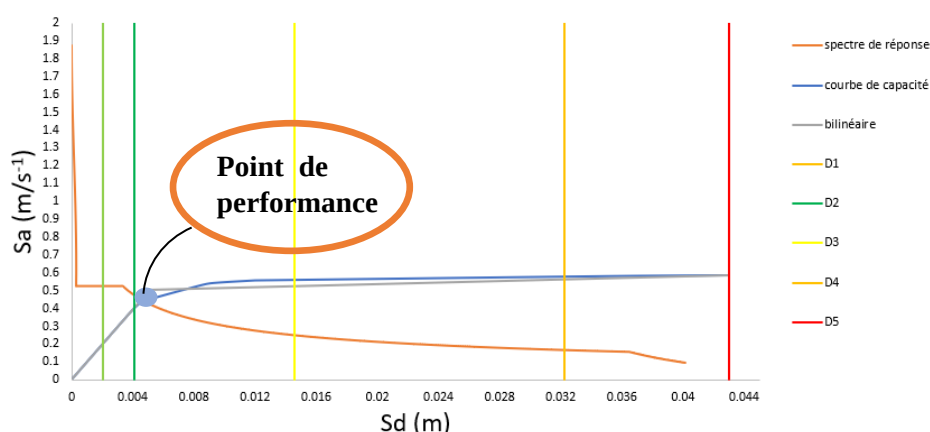


Figure (V.1) : Représentation du point de performance pour la structure 1

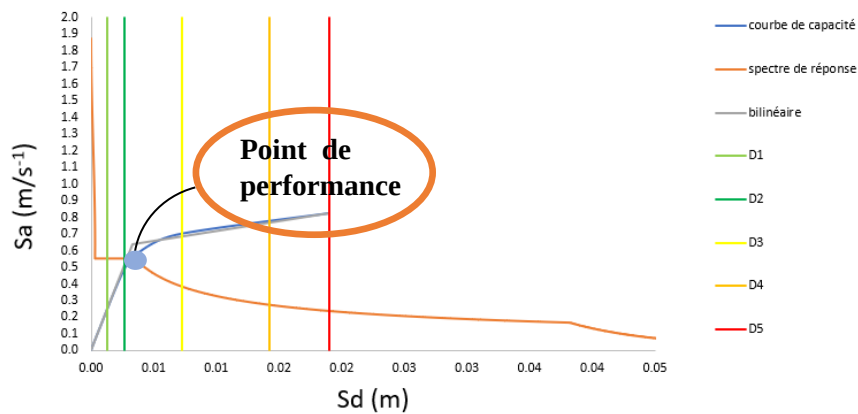


Figure (V.2) : Représentation du point de performance pour la structure 2

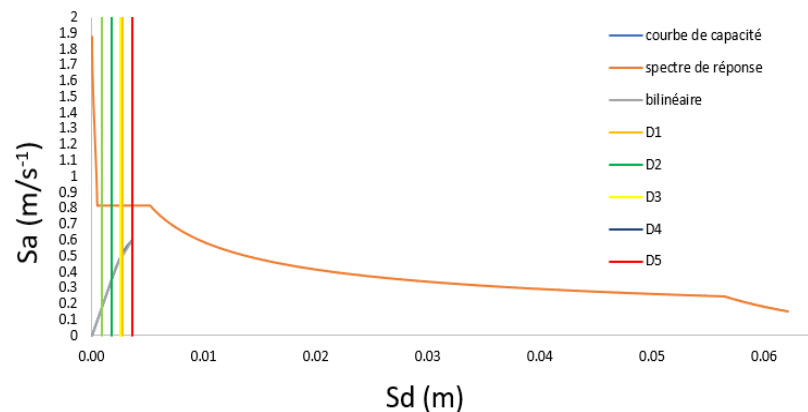


Figure (V.3) : Représentation du point de performance pour la structure 3

Interprétations :

- Les structures (1 et 2) subissent des dommages importants (D3) (**orange 3**), par contre la structure (3) est en état de ruine (**rouge**), car la demande est supérieure à la capacité.
- La structure (2) présente un comportement plastique moins bon que la structure (1), cette diminution est probablement due à l'injection du voile de 15cm.
- La ruine de la structure (3) est probablement due à la forte rigidité du voile d'épaisseur 20cm.
- La structure sans voile présente un bon comportement élasto-plastique, une bonne ductilité, la position de pp est dans le segment orange 3.
- Pour structure avec voile d'épaisseur 15 cm son comportement a diminué à cause de la rigidité du voile 15 cm.
- Mais la structure avec le voile de 20 cm, la demande sismique est supérieure à la capacité de la structure, la forte rigidité du voile 20 cm a causé la ruine de la structure.

- b- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (4, 5 et 6), (Tableau IV.1) du chapitre IV.

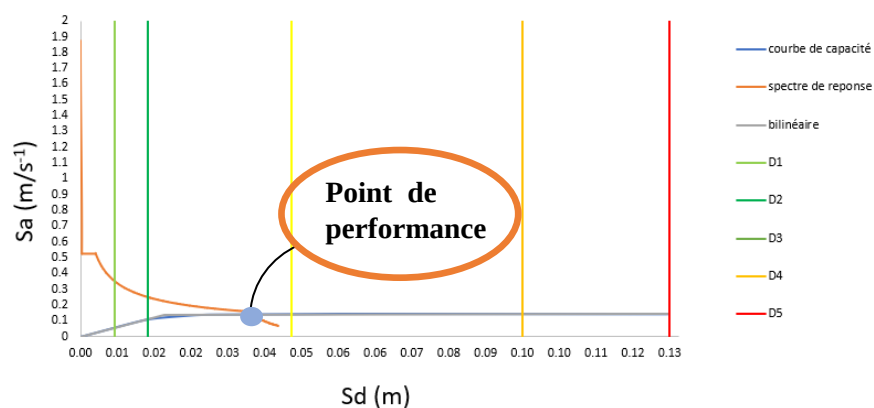


Figure (V.4) : Représentation du point de performance pour la structure 4

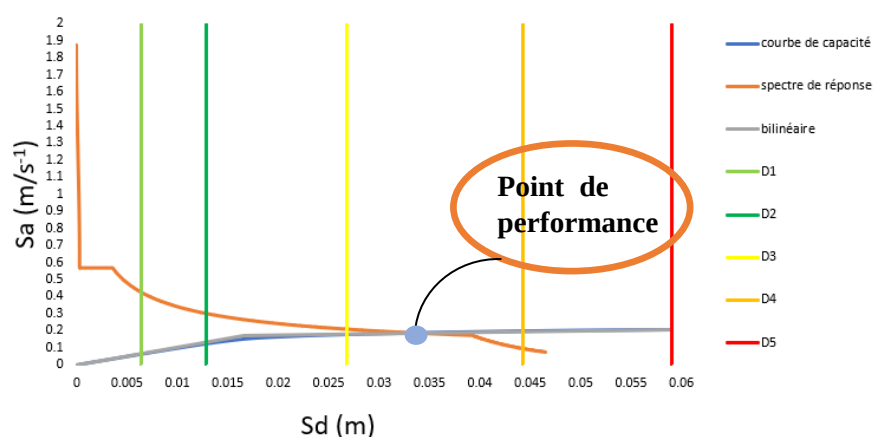


Figure (V.5) : Représentation du point de performance pour la structure 5

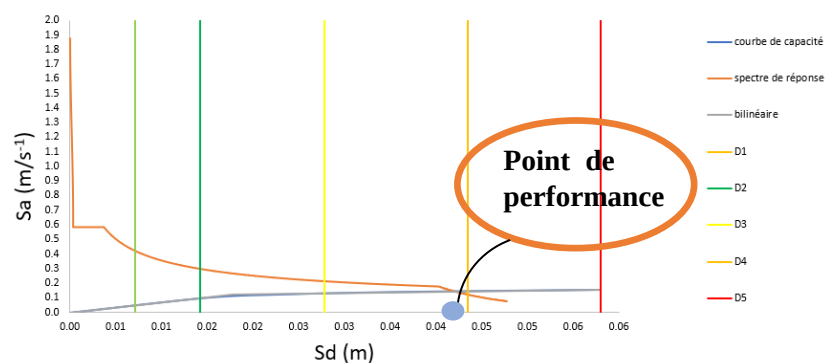


Figure (V.6) : Représentation du point de performance pour la structure 6.

Interprétations :

- La structure (4) subit des dommages importants (D3) (**orange 3**), Les structures (5 et 6) subissent des dommages très importants (D4) (**orange 4**) probablement dues aux voiles de (15 et 20cm).
- La structure (5) et (6) ont le même comportement plastique mais moins important que le comportement de la structure (4).
- La position du point de performance de la structure (6) est plus avancée dans le domaine (D4) (**orange 4**) par rapport à la position du point de performance de la structure (5), l'augmentation de l'épaisseur du voile est probablement responsable.
- La structure sans voile présente un bon comportement élasto plastique, la position du pp est dans le segment orange 3.
- Pour la structure avec le voile 15 cm, la position du pp est dans le segment rouge (effondrement) causé par l'ajout du voile
- La structure avec le voile 20 cm présente un comportement élasto-plastique mais moins bon que la structure sans voile.
-

c- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (7, 8 et 9), (Tableau IV.1) du chapitre IV.

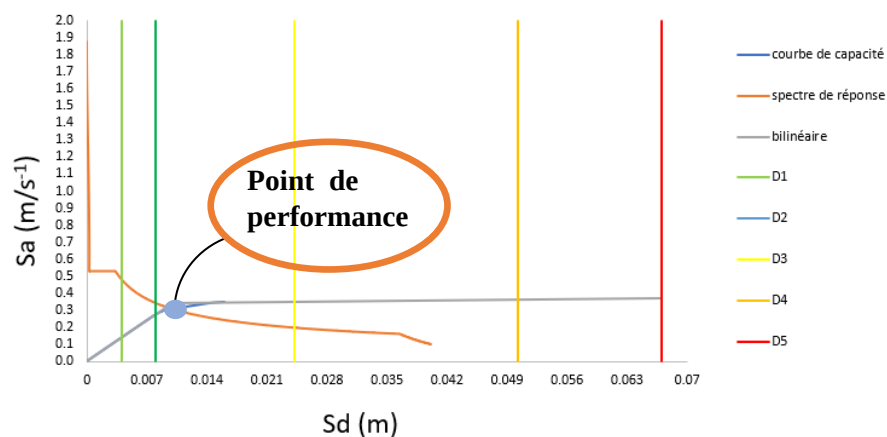


Figure (V.7) : Représentation du point de performance pour la structure 7

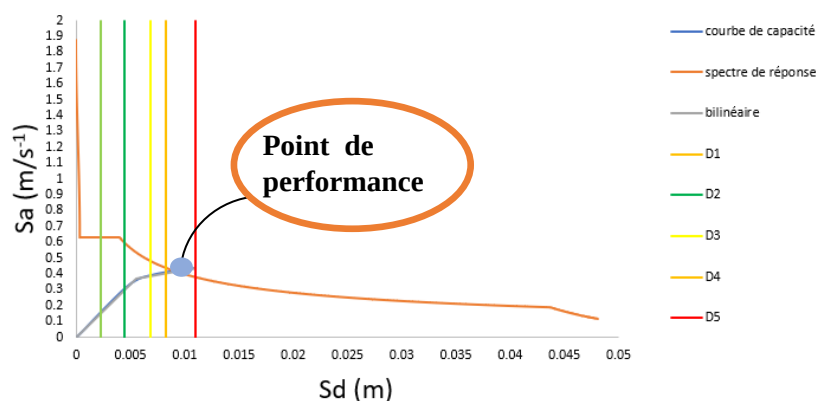


Figure (V.8) : Représentation du point de performance pour la structure 8

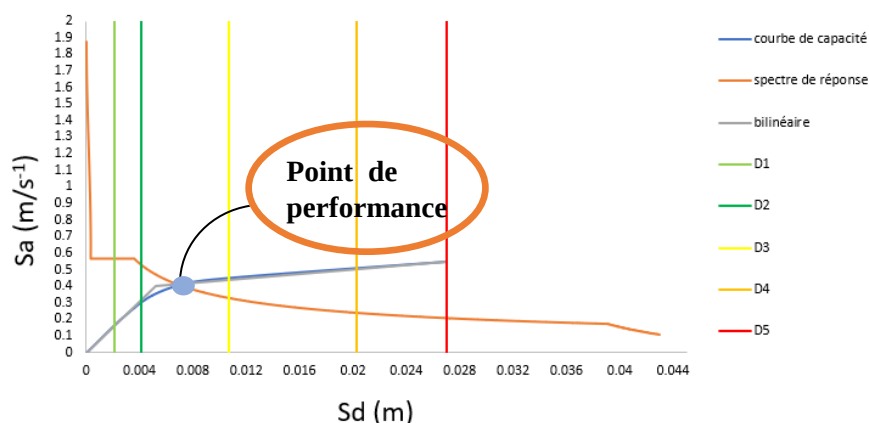


Figure (V.9) : Représentation du point de performance pour la structure 9

Interprétations :

- Les structures (7 et 9) subissent des dommages importants (D3) (**orange 3**) alors que la 8^{ème} structure est en destruction niveau (D5) (**rouge**).
- La structure (7) présente un bon comportement plastique avec un large palier de plasticité meilleur que le comportement de la structure (9), tandis que la structure (8) ne progresse pas dans le domaine plastique.
- La structure sans voile présente un bon comportement élasto-plastique, une bonne ductilité. La position du pp est dans le segment orange 3.
- Pour la structure avec voile 15 ou 20, y a une diminution du comportement élasto-plastique, mais la position du point de performance il a avancé dans le segment orange 4 (dommage très important)

Remarque : (l'augmentation de l'épaisseur du voile est défavorable) vu la position du point de performance de la structure avec voile 20 cm qui dans un état avancer dans le segment orange 4.

- d- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (10, 11 et 12), (Tableau IV.1) du chapitre IV.

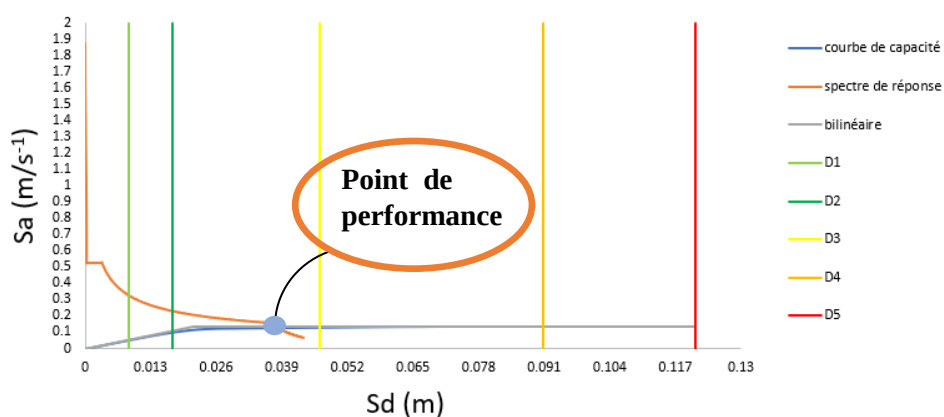


Figure (V.10) : Représentation du point de performance pour la structure 10

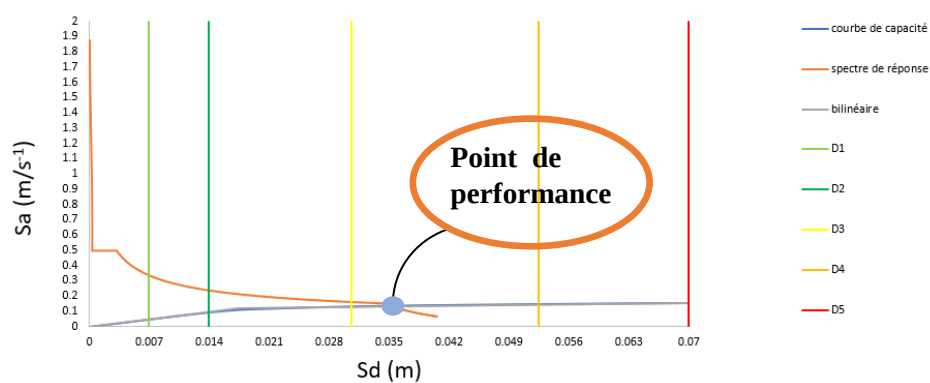


Figure (V.11) : Représentation du point de performance pour la structure 11

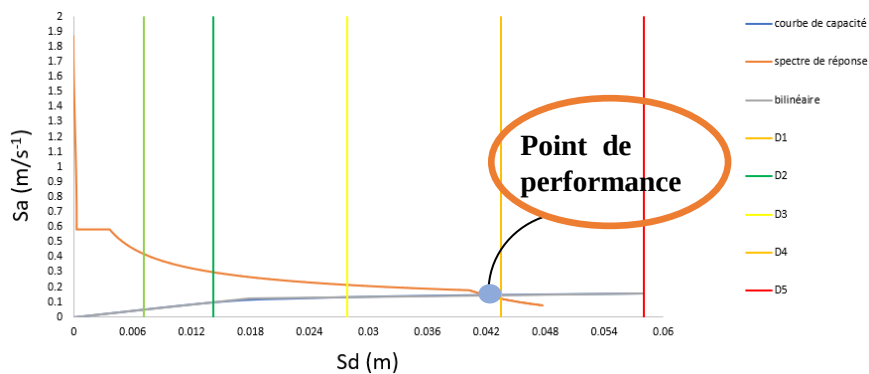


Figure (V.12) : Représentation du point de performance pour la structure 12

Interprétations :

- La structure (10) subit des dommages importants (D3) (**orange 3**), Les structures (11 et 12) subissent des dommages très importants (D4) (**orange 4**) probablement dues aux voiles de (15 et 20cm).
- La structure (11) et (12) ont le même comportement plastique mais moins important que le comportement de la structure (10).
- La position du point de performance de la structure (12) est plus avancée dans le domaine (D4) par rapport à la position du point de performance de la structure (11), l'augmentation de l'épaisseur du voile est probablement conséquente.
- Pour ces résultats on peut reprendre la même interprétation que les résultats précédents.

Remarque : les structures (10, 11 et 12) ont un comportement presque similaire que les structures (4, 5 et 6), donc la hauteur du niveau du RDC qui varie de (3.06 à 4.5m) n'a pas d'influence.

V.2.2. Interprétation à l'échelle locale : (pour les structures 25x25m)

On étudie le dernier portique dans le sens longitudinal (x-x). L'étude du développement des rotules plastiques se fait sous le dernier pas de chargement (mode ruine).

- a- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (1, 2 et 3), (Tableau IV.1) du chapitre IV.

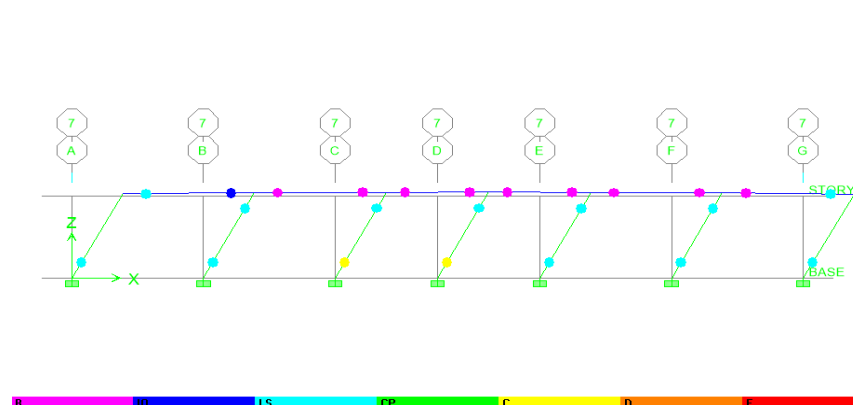


Figure (V.13) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (1)

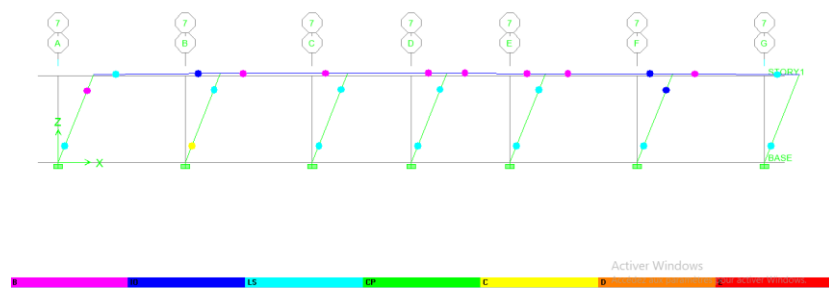


Figure (V.14) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (2)

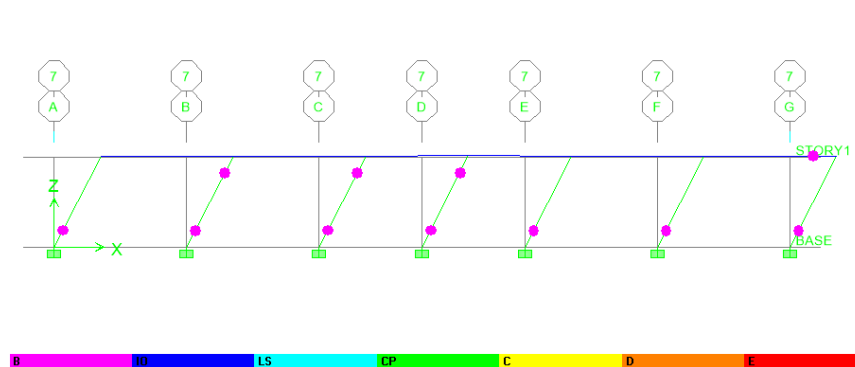


Figure (V.15) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (3)

Interprétations :

La structure (1) développe des rotules plastiques de type (LS) en tête et en pied des poteaux, deux rotules de type (C) en pied des poteaux centraux, deux rotules de type (LS) aux extrémités des poutres de rive et des rotules moins dangereuses de type (B) et (IO), avec l'injection du voile (15cm). La structure (2) présente des rotules de type (C) disparaissent pour se remplacer par des rotules moins dangereuses de type (LS), et qu'on aperçoit réapparue sur le deuxième poteau de gauche.

La structure (3) développe seulement des rotules faibles de type (B).

La structure sans voile présente une bonne dissipation d'énergie, vu l'apparition des rotules jaune du type (C), pour la structure avec voile 15 cm y a tjr une dissipation d'énergie mais moins important que la structure sans voile.

Pour la structure avec voile 20 cm n'a pas pu dissiper de l'énergie vu la rigidité du voile 20 cm.

- b- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (4, 5 et 6), (Tableau IV.1) du chapitre IV.

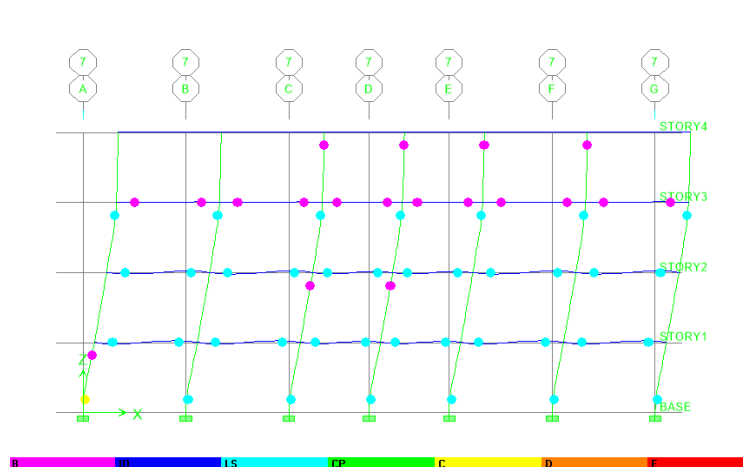


Figure (V.16) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (4)

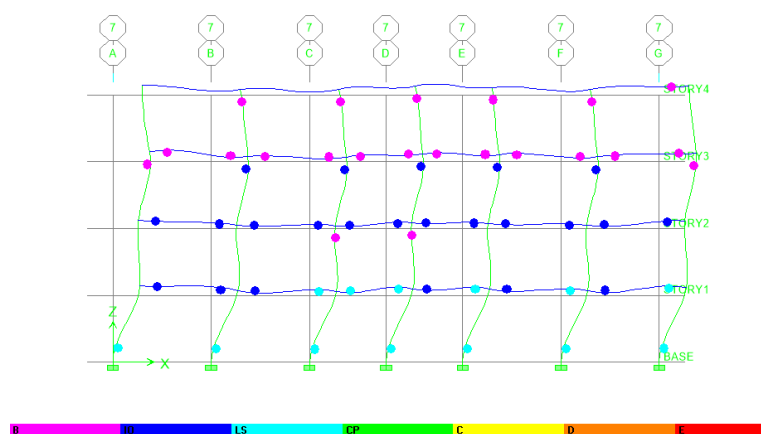


Figure (V.17) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (5)

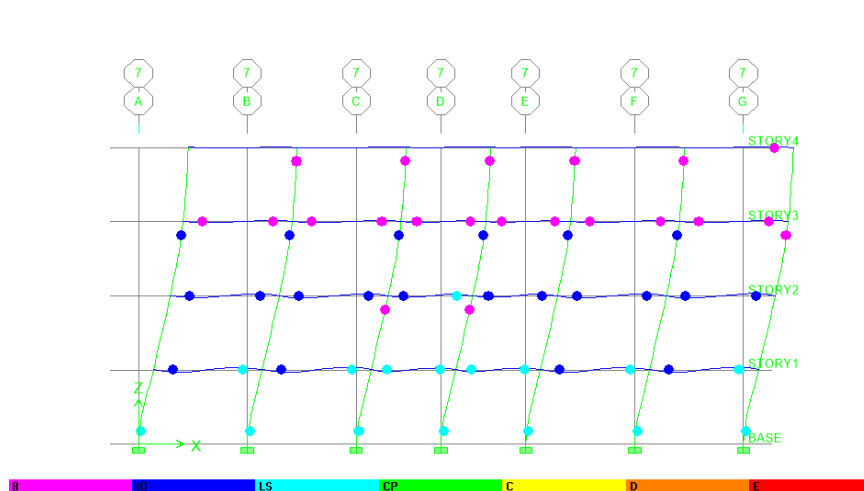


Figure (V.18) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (6)

Interprétations :

L'apparition des rotules plastiques sur la structure (4) du type (LS) en pied des poteaux du RDC, en tête des poteaux du deuxième niveau et sur les deux extrémités des poutres de RDC et 1^{er} niveau. Des rotules plastiques du type (B) moins dangereuses sur les derniers niveaux. On observe aussi une rotule plastique en pied du poteau de rive gauche du RDC.

La structure (5) et (6) présentent le même développement des rotules plastiques, à l'exception de quelques rotules sur la structure (5) qui basculent du type (B) à (IO) et de (IO) à (LS).

La structure (4) présente une bonne capacité de dissipation de l'énergie, meilleure que les structures (5 et 6) qui ont une capacité de dissipation de l'énergie similaire.

La structure sans voile présente aussi une bonne dissipation d'énergie, pour la structure avec voile 15 cm, n'y a pas de dissipation d'énergie alors que la structure avec le voile 20 cm présente une dissipation d'énergie mais reste moins bonne que la structure sans voile.

- c- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (7, 8 et 9), (Tableau IV.1) du chapitre IV.

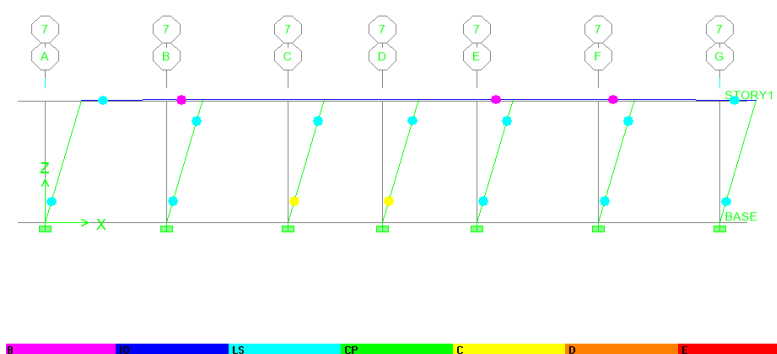


Figure (V.19) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (7)

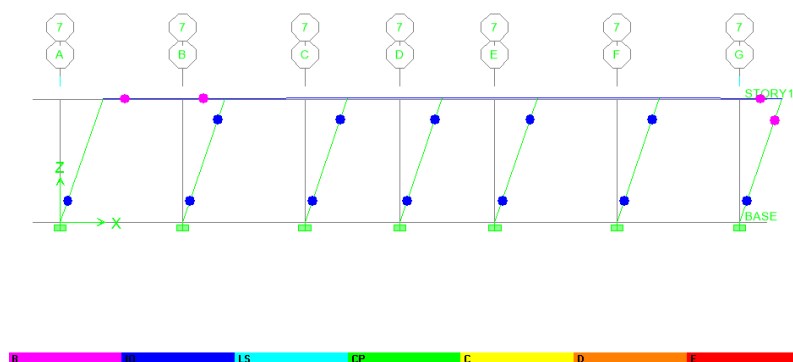


Figure (V.20) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (8)

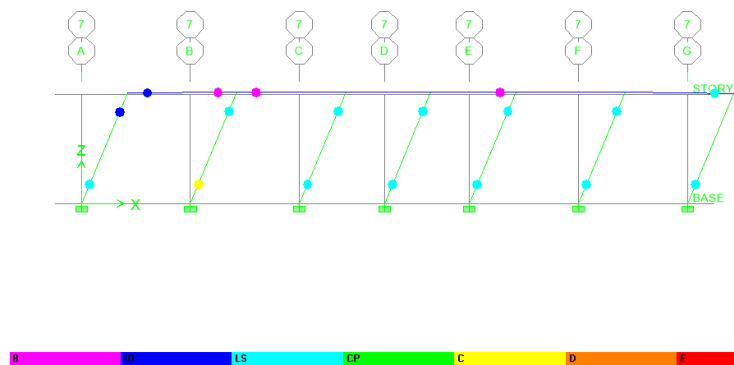


Figure (V.21) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (9)

Interprétations :

- La structure (7) développe des rotules plastiques sur les poutres et poteaux du type (LS) et seulement deux (2) rotules de type (C) au niveau des poteaux et trois(3) rotules du type (B) au niveau des poutres.
- La structure (8) où on a rajouté un voile d'épaisseur de (15 cm) il y a des rotules plastiques sur les poteaux de type (IO) et des rotules du type (B) sur les poteaux et les poutres.
- Sur la structure (9) où on a rajouté un voile d'épaisseur de (20 cm) il y a des rotules plastiques sur les poutres et poteaux du type (LS), une (1) rotule de type (C), deux (2) du type (IO) et trois (3) de type (B).
- La structure sans voile présente une bonne dissipation d'énergie, vu l'apparition de la rotule jaune du type (C),
- Les autres structures avec voile 15 et 20 cm, présente-le presque le même développement au niveau des rotules plastiques, avec une dissipation d'énergie moins importante que la structure sans voile.

Remarque : Donc l'épaisseur du voile n'a pas u d'influence.

- d- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (10, 11 et 12), (Tableau IV.1) du chapitre IV.

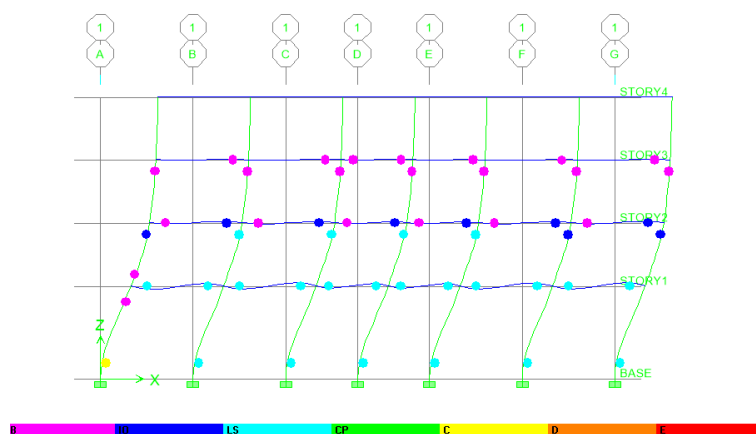


Figure (V.22) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (10)

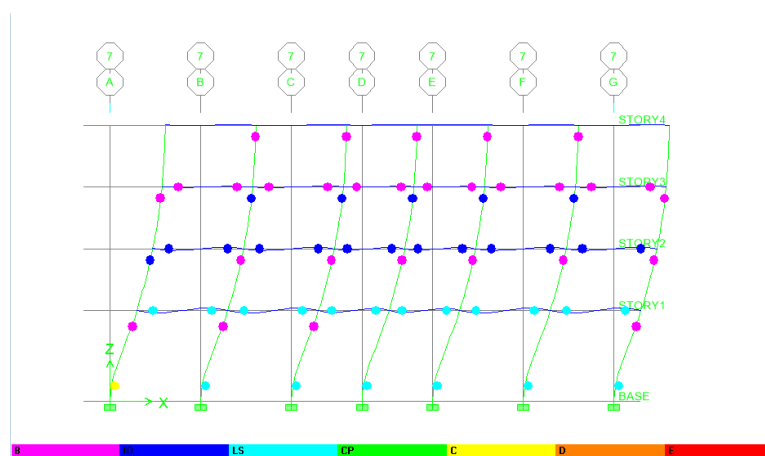


Figure (V.23) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (11)

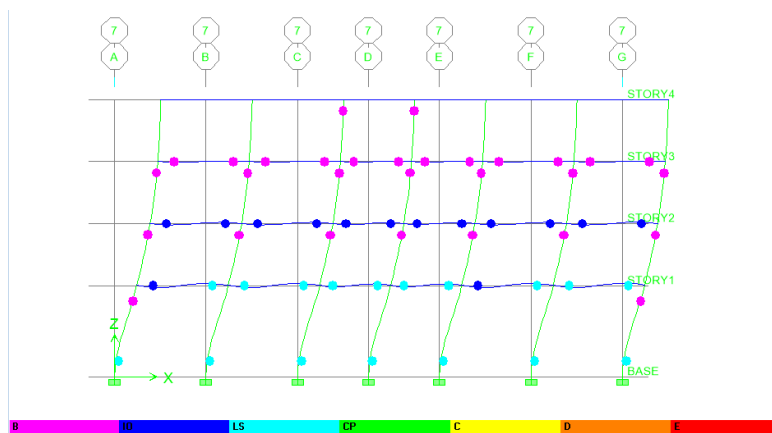


Figure (V.24) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (12)

Interprétations :

- Pour la structure (10), on constate l'apparition des rotules plastiques de type (LS) à la base des poteaux du RDC avec une rotule de type (C) en pied du poteau de rive gauche, des rotules de type (IO) en tête et extrémité droite des poutres au 1^{er} niveau et des rotules de type (B) sur l'avant dernier niveau et aucune rotule apparue dans le dernier niveau.
- Pour les structures (11 et 12), il y a presque une similitude au niveau des rotules plastiques, sauf que la structure (11) développe plus de rotules de type (B) au dernier niveau.
- La rotule de type (C) en pied du poteau de rive gauche (au niveau de RDC) présente sur les structures (10 et 11) disparaît dans la structure (12) une rotule moins dangereuse type (LS) prend sa place, ceci est probablement dû à la rigidité importante du voile (20 cm) qui diminue le niveau de dommage.
- La structure sans voile et la structure avec voile 15 cm ont une bonne dissipation d'énergie, on remarque le développement de la même rotule jaune au pied du poteau de rive gauche, la structure sans voile présente aucune rotule au dernier niveau, alors que la structure avec voile 15 cm présente des rotules de type (B).
- Pour la structure avec voile 20 cm, une dissipation d'énergie moins bonne que les deux autres structures, due à la forte rigidité du voile 20 cm.

V.2.2.1. Conclusion :

En se basant sur les résultats et observations à l'échelle locale et globale, on peut conclure que :

- A l'échelle globale :
 - Les structures sans voiles (structure de référence 1,4,7 et 10) ont un palier plastique important avec un déplacement plus grand que les structures avec voiles.
 - En termes de rigidité, les structures avec voile subissent des dommages plus importants que les structures sans voiles, d'après les résultats comparés à l'échelle macrosismique européenne EMS 98.
 - La variable (hauteur du niveau RDC, allant de 3.06 à 4.5m), n'apporte pas une grande influence sur le comportement de la structure, ceci est observé sur toutes les structures.
 - Les structures à plusieurs niveaux (avec voile), se comportent mieux que les structures à un seul niveau (avec voile), la rigidité des voiles est petite par rapport à l'ensemble de la structure dans le cas des structures à plusieurs niveaux, mais elle influence sur les structures à un seul niveau qui a tendance à les raidir.

- A l'échelle locale :
 - La rigidité des structures augmente à cause de l'injection des voiles et perdent leur plasticité et capacité à dissiper de l'énergie. En termes de capacité de dissipation de l'énergie, les structures sans voiles sont meilleures que les structures avec les voiles.

Partie B :

Maintenant on présente les résultats du deuxième modèle de structure (25x6.25m), [Tableau IV.2] dans le chapitre IV, l'interprétation des résultats sur les deux échelles globales et suite local.

L'interprétation sera par comparaison de groupe de 3 structures du même type, la première sans voile et les deux autres avec l'injection des voiles (15cm et 20cm).

V.2.3. Interprétation à l'échelle globale : (pour les structures 25x6.25m)

- a- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (13, 14 et 15), (Tableau IV.2) du chapitre IV.

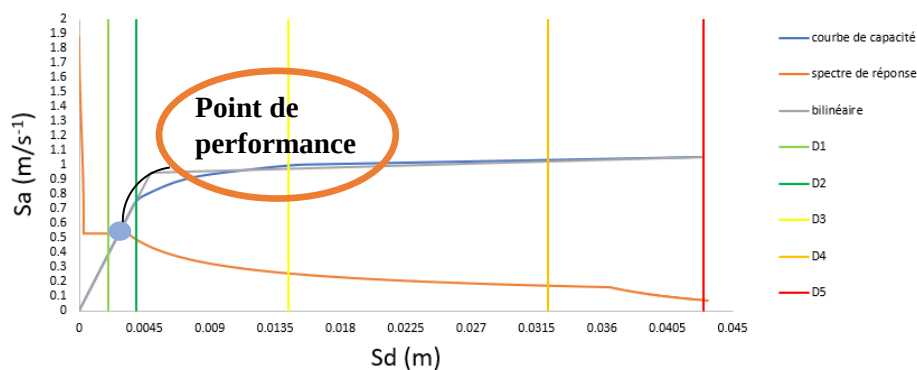


Figure (V.25) : Représentation du point de performance pour la structure 13

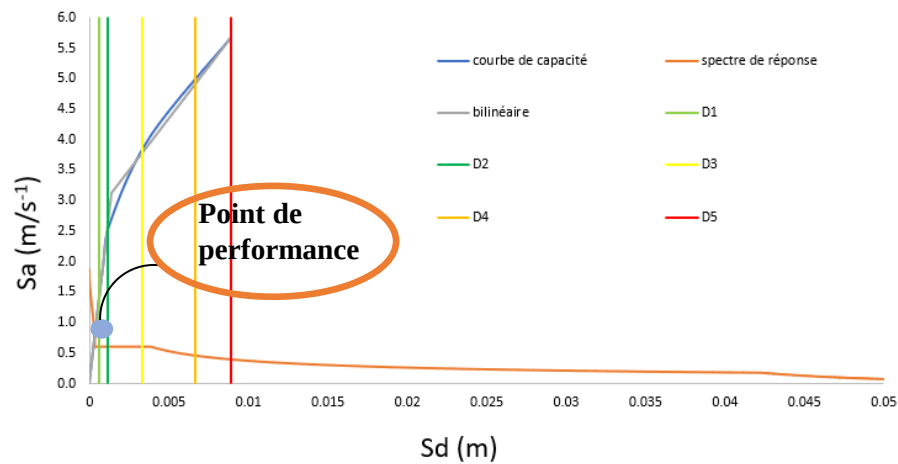


Figure (V.26) : Représentation du point de performance pour la structure 14

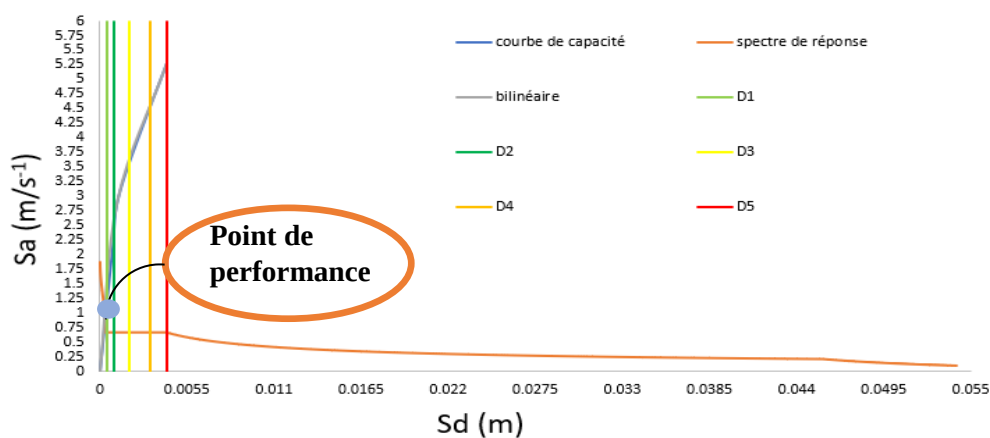


Figure (V.27) : Représentation du point de performance pour la structure 15

Interprétations :

- La structure (13) subit des dommages modérés (D2) (**vert 1**), tandis que les structures (14 et 15) qui portent les voiles (15 et 20 cm) respectivement se trouvent dans le domaine (D1) (**vert 1**).
- On remarque que les structures avec voile (14 et 15) ont un comportement plastique beaucoup moins important que la structure (13), probablement causé par l'ajout des voiles.
- La structure sans voile présente un bon comportement élasto-plastique (idéalisé) (une bonne ductilité), la position du pp est dans le segment vert 2
- Pour les structures avec voile 15 et 20 cm, on remarque une diminution du comportement élasto-plastique, une mauvaise ductilité, mais le point de performance se rapproche du segment vert 1.

- b- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (16, 17 et 18), (Tableau IV.2) du chapitre IV.

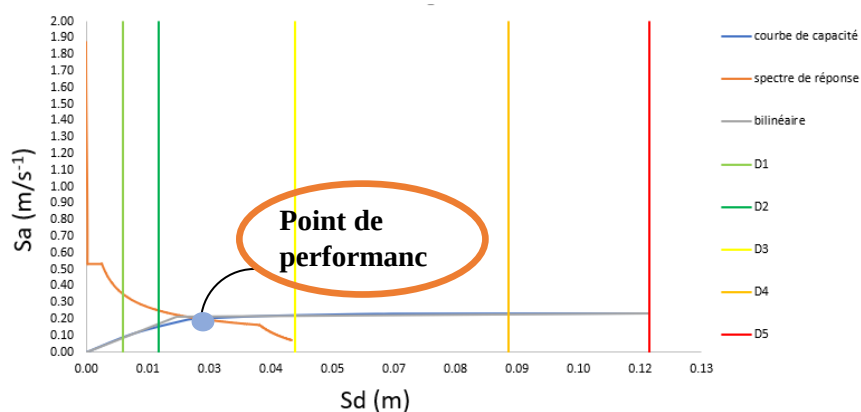


Figure (V.28) : Représentation du point de performance pour la structure 16

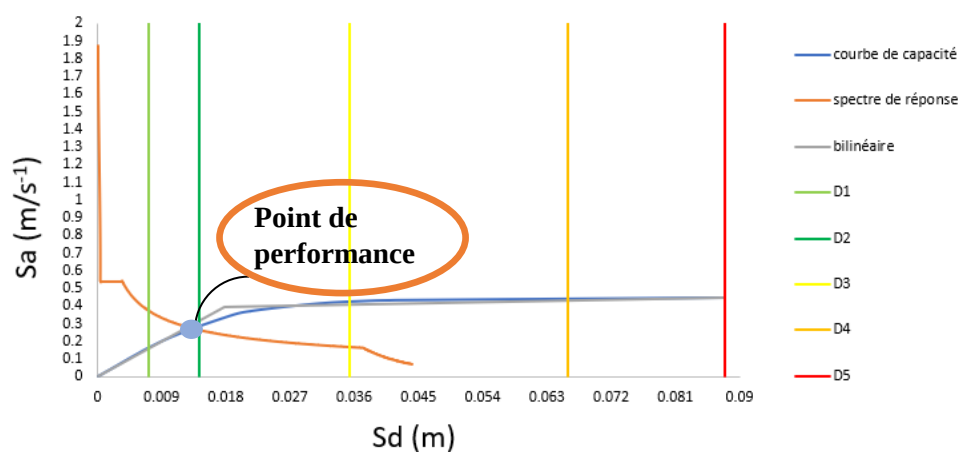


Figure (V.29) : Représentation du point de performance pour la structure 17

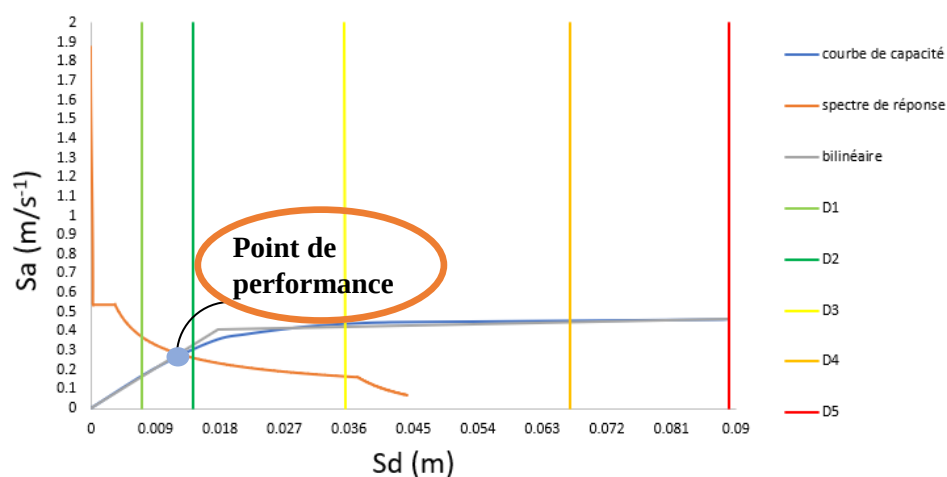


Figure (V.30) : Représentation du point de performance pour la structure 18

Interprétations :

- La structure (16) subit des dommages importants (D3) (**orange 3**), tandis que les structures (17 et 18) subissent des dommages modérées (D2) (**vert 1**), probablement dû à l'ajout du voile.
- Le comportement de la structure (17) et (18) est le même, on peut dire que l'augmentation de l'épaisseur du voile de (15 à 20 cm) n'a pas d'influence.
- L'interprétation de ces résultats est la même que les résultats précédents ; la variable du niveau de RDC passant de 3.06 à 4.5m de hauteur d'étage n'a pas d'influence considérable.

c- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (19, 20 et 21), (Tableau IV.2) du chapitre IV.

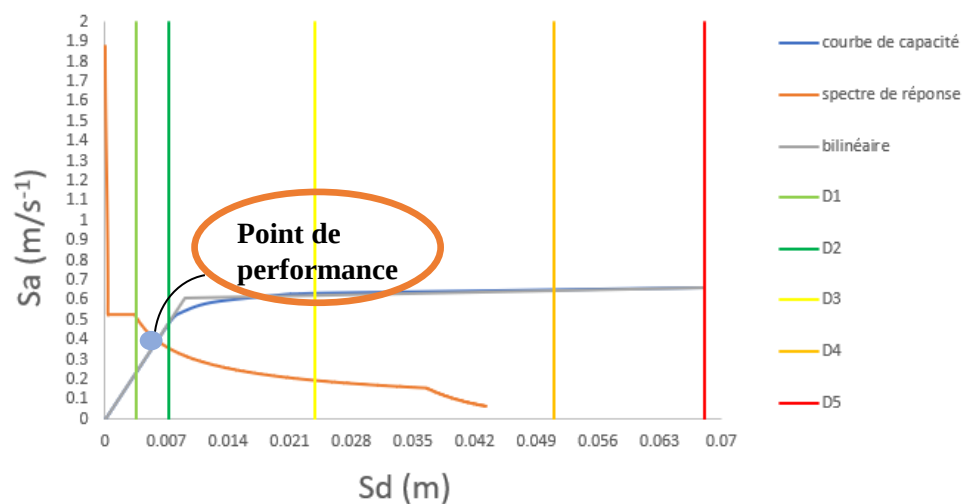


Figure (V.31) : Représentation du point de performance pour la structure 19

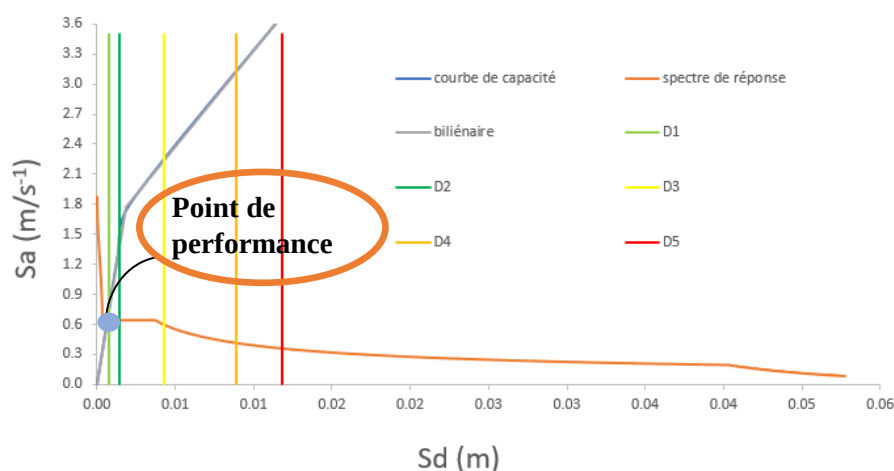


Figure (V.32) : Représentation du point de performance pour la structure 20

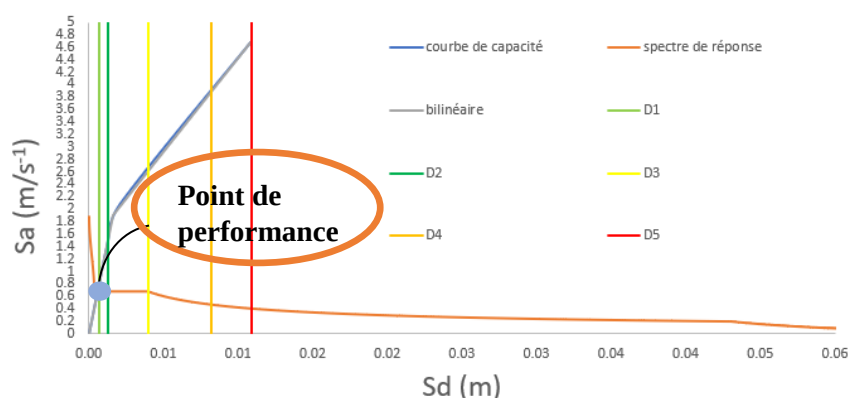


Figure (V.33) : Représentation du point de performance pour la structure 21

Interprétations :

- La structure (19) subit des dommages modérés (D2) (**vert 2**), tandis que les structures (20 et 21) qui comportent les voiles (15 et 20 cm) respectivement se trouvent dans le domaine (D1) (**vert 1**).
- On remarque que les structures avec voile (20 et 21) ont un comportement plastique beaucoup moins important que la structure (19), probablement causé par l'ajout des voiles.
- La structure sans voile, présente un bon comportement élasto-plastique, une bonne ductilité, la position du point de performance est dans le segment orange 3.
- Pour les deux autres structures avec voile 15 et 20 cm, présente un comportement élasto-plastique mais moins bon que la structure sans voile, et leur point de performance est dans le vert 2,
- Donc selon l'EMS 98 la rigidité du voile améliore la sécurité de la structure.

Remarque : les structures (19, 20 et 21) ont le même comportement que les structures (13, 14 et 15), donc la hauteur du niveau du RDC qui varie de (3.06 à 4.5m) n'a pas d'influence.

d- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (22, 23 et 24), (Tableau IV.2) du chapitre IV.

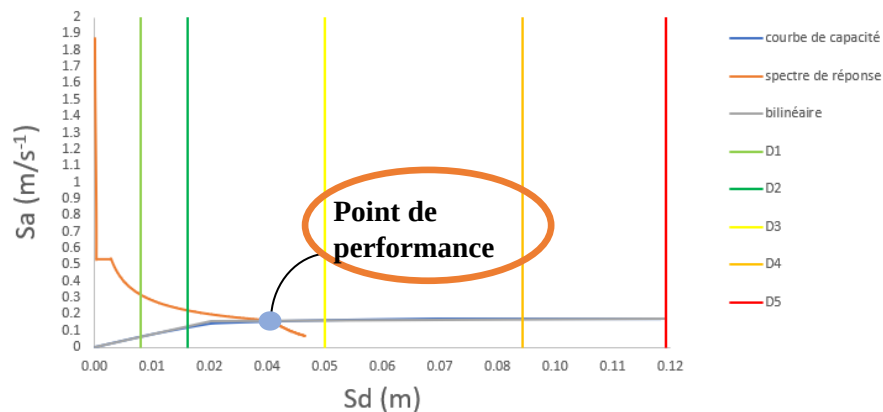


Figure (V.34) : Représentation du point de performance pour la structure 22

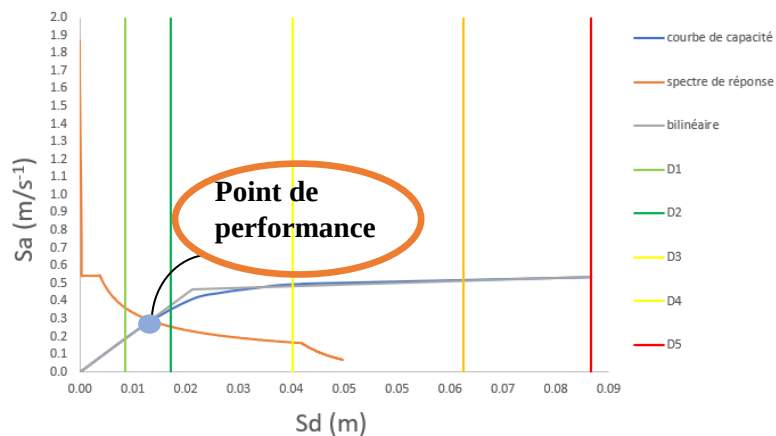


Figure (V.35) : Représentation du point de performance pour la structure 23

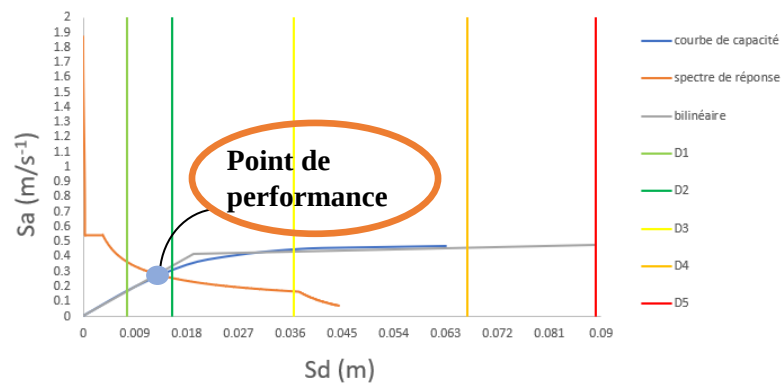


Figure (V.36) : Représentation du point de performance pour la structure 24

Interprétations :

- La structure (22) subit des dommages importants (D3) (**orange 3**), tandis que les structures (23 et 24) subissent des dommages modérées (D2) (**vert 2**), probablement dû à l'ajout du voile.
- Le comportement de la structure (23) et (24) est le même, on peut dire que l'augmentation de l'épaisseur du voile de (15 à 20 cm) n'a pas d'influence.
- la même interprétation que les résultat précédent, la différence de hauteur au niveaux du rdc n'a pas influence important.

Remarque : les structures (22, 23 et 24) ont un comportement presque similaire que les structures (16, 17 et 18), donc la hauteur du niveau du RDC qui varie de (3.06 à 4.5m) n'a pas d'influence.

V.2.3. Interprétation à l'échelle locale : (pour les structures 25x6.25m)

Remarque :

On étudie le dernier portique dans le sens longitudinal (x-x). L'étude du développement des rotules plastiques fait sous le dernier pas de chargement (mode ruine).

- a- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (13, 14 et 15), (Tableau IV.2) du chapitre IV.

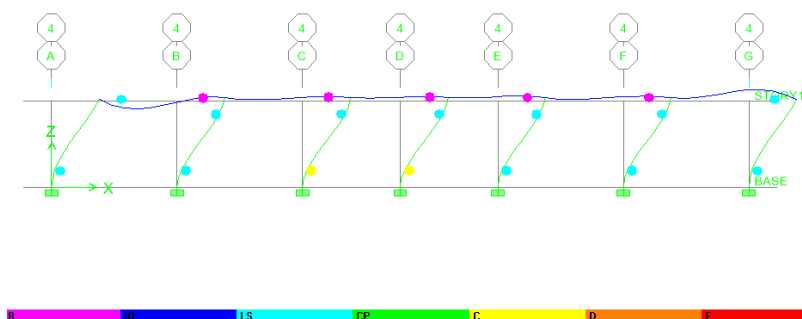


Figure (V.37) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (13)

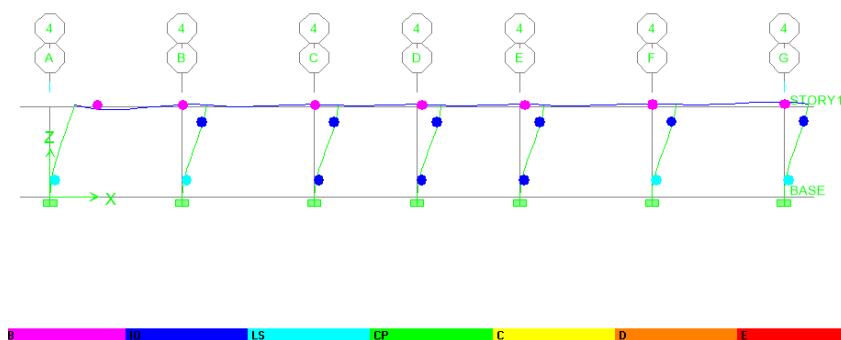


Figure (V.38) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (14)

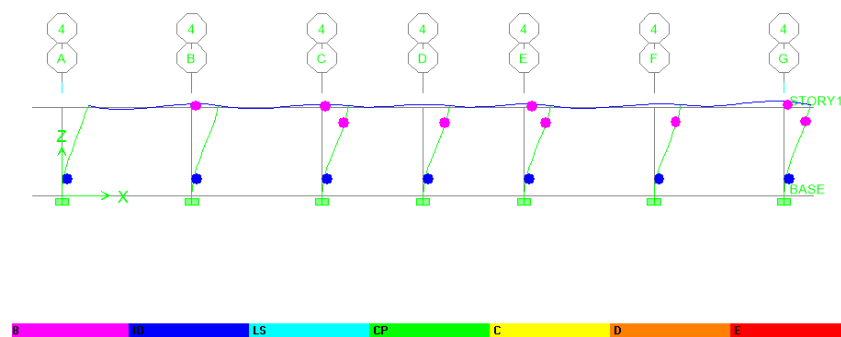


Figure (V.39) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (15)

Interprétations :

- L'apparition des rotules plastiques est plus importante dans la structure (13) que les deux autres structures (14 et 15), donc la structure (13) possède une meilleure capacité à dissiper de l'énergie que les structures (14 et 15).
- On remarque que la structure (13) développe des rotules plastiques du type (C) au niveau des poteaux et plusieurs de type (LS) sur les poteaux et poutres et aussi des rotules plastique de faible dangerosité de type (B).
- L'injection du voile 15cm enlève l'apparition des rotules dangereuses du type (C) et diminue celles du type (LS) pour les remplacer avec les rotules du type (IO) pour la structure (14), et celui de 20cm enlève les rotules de type (IO) en tête des poteaux pour les basculer vers des rotules des type (B).
- La structure (13) possède une meilleure capacité de dissipation de l'énergie.
- La structure sans voile présente une bonne dissipation d'énergie, on observe l'apparition des rotule jaune, type (C).
- Les structure avec voile 15 et 20 cm, n'ont pas bcp dissipé de l'énergie vu l'apparition des rotule plastique moins dangereuse, due à la rigidité augmentée par les voiles.

b- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (16, 17 et 18), (tableau IV.2) du chapitre IV.

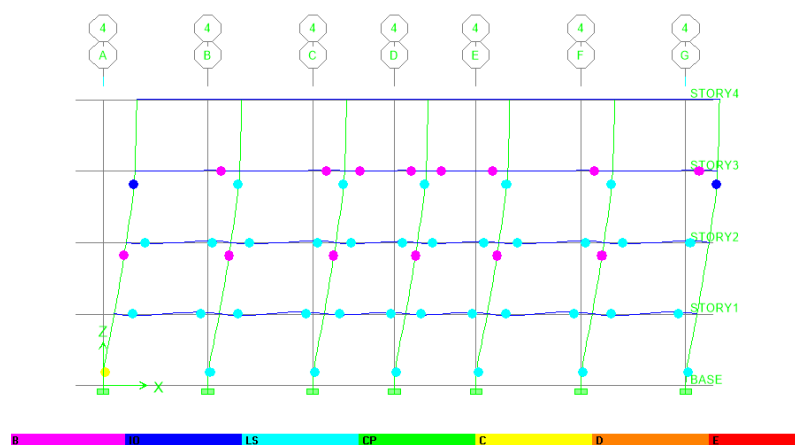


Figure (V.40) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (16)

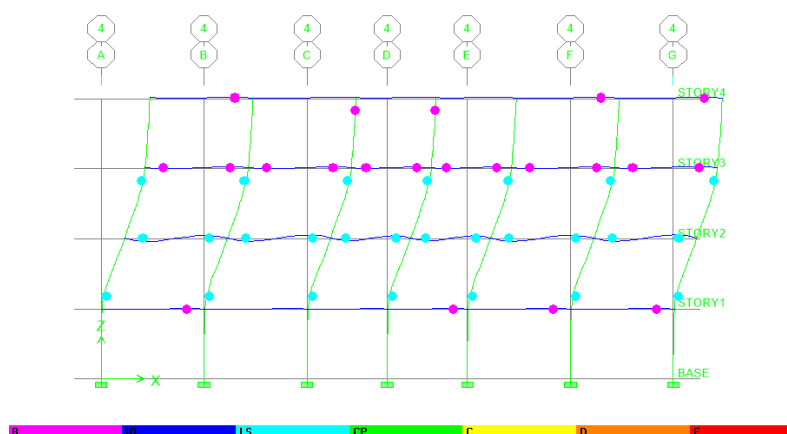


Figure (V.41) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (17)

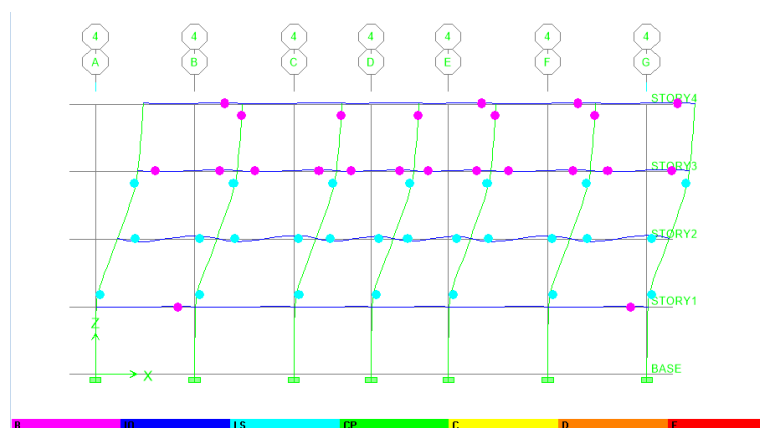


Figure (V.42) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (18)

Interprétations :

- Sur la structure 16 le développement des rotules plastiques du type (LS), (B) sur les poteaux et les poutres, (IO) en tête des poteaux de rive du deuxième niveau, une rotule de type (C) sur le poteau de rive gauche de RDC, et sans aucune rotule plastique au dernier niveau.
- Sur les deux autres structures (17 et 18) on peut voir pratiquement les mêmes rotules qui sont du type (LS) principalement en pied des poteaux et sur les poutres du 1^{er} niveau, dans les poteaux du 2^{ème} niveau, et aussi une apparition des rotules du type (B) qui sont plus développées sur les poutres du deuxième niveau et au dernier niveau de la structure (18).
- La structure sans voile, présente une bonne dissipation énergie, on observe l'apparition des rotules jaune (type c) ; pour la structure avec voile 15 cm présente aussi une dissipation d'énergie mais moins bonne que la structure sans voile.

- La structure avec voile 20 cm vu la rigidité du voile, la structure n'a pas dissipé de l'énergie, Qui a causé la ruine rapide

c- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (19, 20 et 21), (Tableau IV.2) du chapitre IV.

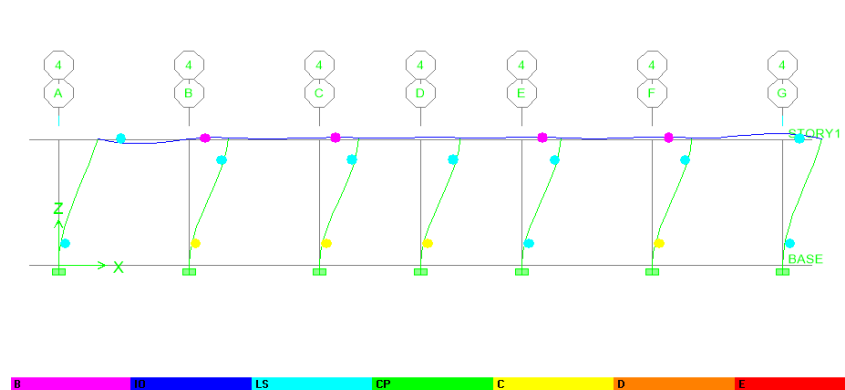


Figure (V.43) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (19)

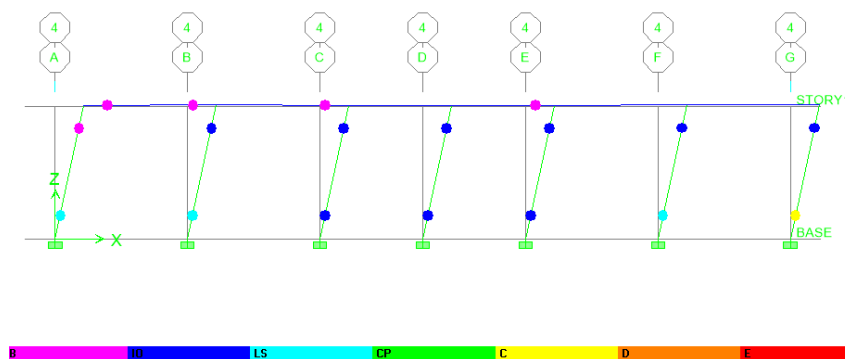


Figure (V.44) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (20)

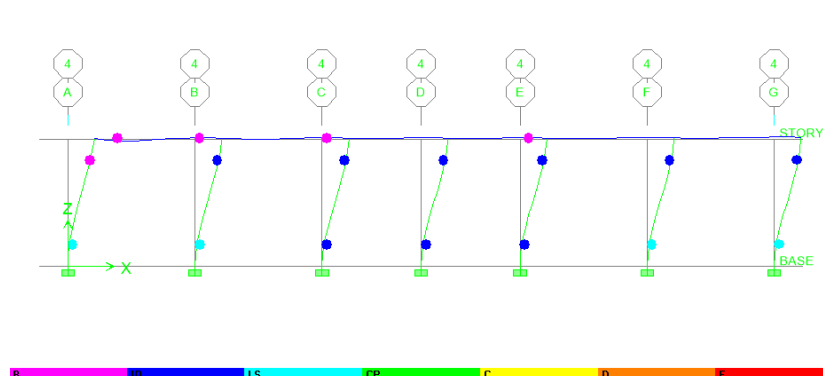
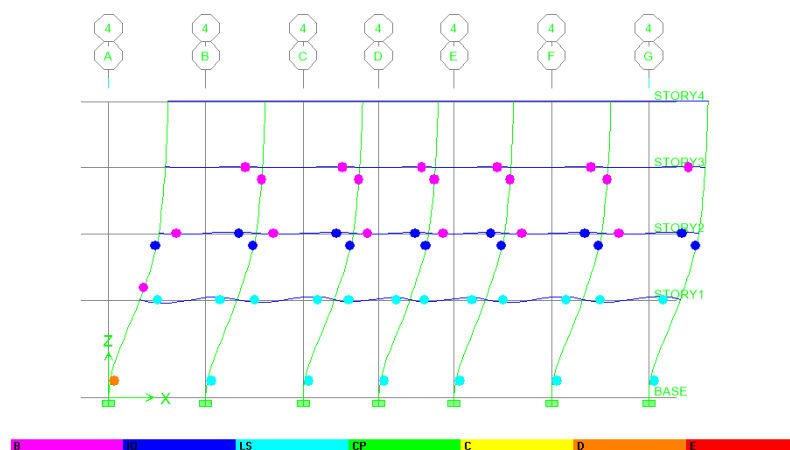


Figure (V.45) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (21)**Interprétations :**

- À première vue, l'apparition des rotules plastiques est plus importante dans la structure (19) que les deux autres structures (20 et 21), avec une meilleure capacité dissipation d'énergie.
- On remarque que la structure (19) développe des rotules plastiques du type (C) au niveau des poteaux et plusieurs de type (LS) dans les poteaux et les poutres, aussi des rotules plastiques de faible dangerosité de type (B), l'injection du voile enlève l'apparition des rotules dangereuses du type (C) et diminue celles du type (LS) pour les remplacer avec les rotules du type (IO).
- La structure sans voile a une bonne dissipation d'énergie, on observe une apparition de la rotule jaune type (c), et une absence des rotules au dernier niveau.
- Pour la structure avec voile 15 et 20 cm, la rigidité des voiles a empêché l'apparition des rotules au niveau des poteau du RDC, et on observe une remonté des rotules au niveau supérieur.
-

d- Les résultats suivants sont donnés pour les structures (22, 23 et 24), (Tableau IV.2) du chapitre IV.

**Figure (V.46) :** Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (22)

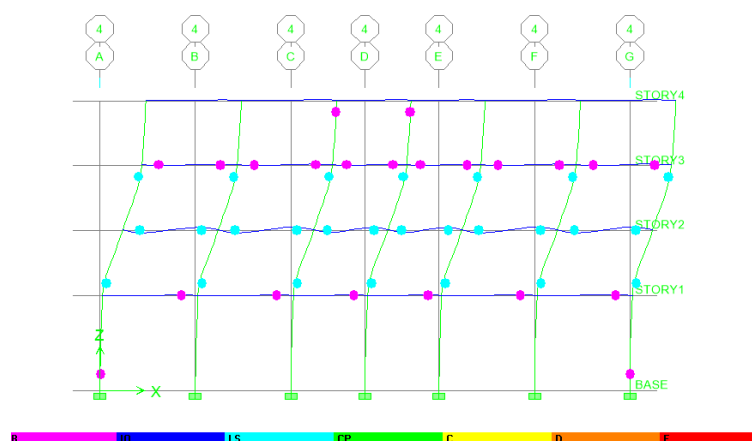


Figure (V.47) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (23)

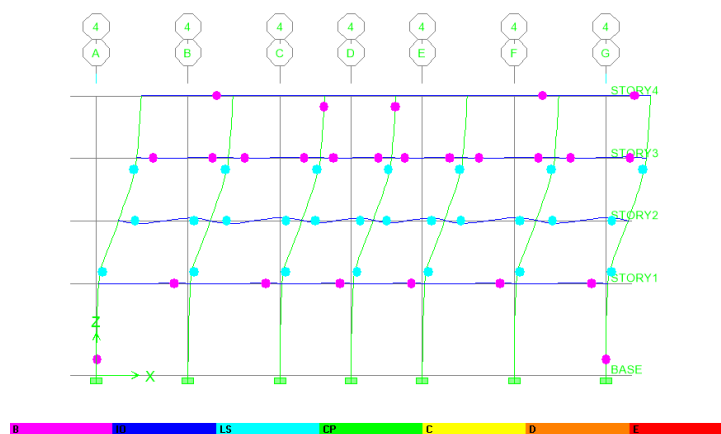


Figure (V.48) : Distribution des rotules plastiques à la ruine pour la structure (24)

Interprétations :

- Sur la structure (22) le développement des rotules plastiques de type (LS) au niveau des poteaux du RDC à l'exception du poteau de rive gauche qui est du type (D), des rotules de type (B) et (IO) au premier niveau et des rotules de faibles dangers type (B) au deuxième niveau, une absence totale des rotules plastiques au dernier niveau.
- Sur les deux autres structures (23 et 24) on peut voir pratiquement les mêmes rotules qui sont du type (LS) principalement en pied des poteaux et sur les poutres du 1^{er} niveau, dans les poteaux du 2^{ème} niveau, et aussi une apparition des rotules du type (B) qui sont plus développées sur les poutres du deuxième niveau et au dernier niveau de la structure (18).

- On remarque aussi la présence de rotules plastiques de faibles dangerosité type (B) en pied des poteaux de rive au niveau du RDC.
- L'interprétation de ce résultat est le même que les résultats précédents.

Remarque : on observe une apparition des rotules de type (B), due à la différence de hauteur du RDC. Passant de 3.06 à 4.5m.

V.2.2.1. Conclusion :

En se basant sur les résultats et observations à l'échelle locale et globale, on peut conclure que :

- A l'échelle globale :
 - Les structures sans voiles (structure de référence 13,16,19 et 22) ont un palier plastique important avec un déplacement plus grand que les structure avec voiles.
 - En termes de rigidité, les structures sans voile subissent des dommages plus importants que les structures avec voiles, d'après les résultats comparés à l'échelle macrosismique européenne EMS 98.
 - La variable (hauteur du niveau RDC, allant de 3.06 à 4.5 m), n'apporte pas une grande influence sur le comportement de la structure, ceci est observé sur toutes les structures.
 - Les structures à plusieurs niveaux (avec voile), se comportent mieux que les structures à un seul niveau (avec voile), la rigidité des voiles est petite par rapport à l'ensemble de la structure dans le cas des structures à plusieurs niveaux, mais elle influence sur les structures à un seul niveau qui a tendance à les raidir.
- A l'échelle locale :
 - La rigidité des structures augmente à cause de l'injection des voiles et perdent leur plasticité et capacité à dissiper de l'énergie. En termes de capacité de dissipation de l'énergie, les structures sans voiles sont meilleures que les structures avec les voiles.

VI. Conclusion générale :

L'évaluation du comportement sismique d'une structure peut se faire par l'évaluation de plusieurs paramètres tels que, la ductilité, l'indice de dégradation global au point de performance, les déplacements inter-étages, le mécanisme de ruine et l'évaluation des dommages etc.

L'étude de la vulnérabilité sismique des structures à travers l'analyse statique non linéaire PUSHOVER fournit une idée sur le comportement vis-à-vis les sollicitations sismiques. L'évaluation du comportement sismique des structures étudiées, est faite par l'estimation des dommages obtenues par la position du point de performance par l'échelle macrosismique européenne EMS 98 pour évaluer le comportement global. Une étude locale sur l'apparition des rotules plastiques au niveau du portique le plus éloigné du voile dans le sens longitudinal (sens x-x) a été aussi menée pour montrer l'influence du voile sur le comportement sismique global.

Notre étude a été menée sur deux modèles de structure auto-stable avec plusieurs variables :

- 1- Géométrie différente : carrée (25x25m) et rectangulaire (25x6.25m)
- 2- Pour chaque modèle, nous avons les variations de hauteur suivantes :
 - $\left. \begin{array}{l} \text{structure carrée} \\ \text{structure rectangulaire} \end{array} \right\}$ avec un niveau du RDC de 3,06m
 - $\left. \begin{array}{l} \text{structure carrée} \\ \text{structure rectangulaire} \end{array} \right\}$ avec un niveau du RDC de 4,5m
 - $\left. \begin{array}{l} \text{structure carrée} \\ \text{structure rectangulaire} \end{array} \right\} \text{RDC} + 3 \left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de rez – de – chaussée 3,06} \\ \text{hauteur de l'étage courant 3,06} \\ \text{hauteur totale 12,24m} \end{array} \right.$
 - $\left. \begin{array}{l} \text{structure carrée} \\ \text{structure rectangulaire} \end{array} \right\} \text{RDC} + 3 \left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de rez – de – chaussée 4,5m} \\ \text{hauteur de l'étage courant 3,06} \\ \text{hauteur totale 13,68m} \end{array} \right.$
- 3- L'intégration du voile pour chaque variante avec des épaisseurs différentes (15 et 20cm)

D'après les résultats trouvés, nous pouvons conclure :

- Les structures sans voiles ont un bon comportement élasto-plastique (idéalisé).
- Le 1^{er} modèle de structure (carrée de 25x25m) avec l'injection des voiles se dégrade, contrairement au 2^{ème} modèle de structure (rectangulaire de 25x6.25m). L'injection des voiles dans le deuxième modèle a tendance à diminuer l'état des dommages de la

structure en passant d'un domaine élevé de dommages à un domaine plus faible selon l'échelle macrosismique européenne EMS 98.

- Les voiles augmentent la rigidité des structures d'une façon significative, cela empêche la dissipation d'énergie par les structures, ce qui peut causer la ruine par effondrement.
- L'injection des voiles (mur de soutènement) solidaires des structures de dimensions carrées est très défavorable. Elle est peu défavorable pour des structures rectangulaires élancées ($L_x / L_y \geq 4$).
- Dans le cas d'une structure L_x / L_y très proche de 1, il y a lieu de désolidariser le voile (mur de soutènement) du reste de la structure. Le construire loin de la structure.

Référence bibliographique :

- [1] : K. Hamou, K.Ramdane, Etablissement de la courbe de fragilité pas la méthode push over. 7ème Colloque National AFPS- Ecole Central Paris
- [2] : Belaid Hania, réduction du risque sismique par l'amélioration de la ductilité des structures e portique auto-stables, mémoire de magister, U.M.M.T.O.
- [3] : FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency), NEHRP GUIDELINES FOR THE SIESMIC REHABILITATION OF BUILDINGS.
- [4] : Eurocode 8, Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et document d'application national.
- [5] : R. BENTO¹, S. FALCÃO², F. RODRIGUES³, non-linear static procedures in performance based seismic design, 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, B.C., Canada, august 1-6, 2004. Paper No. 2522
- [6] : PIERRE ALAIN NAZE, Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitation sismique, thèse de doctorat, INSA Lyon 2004.
- [7] : Mémoire du Magister dpt de génie civil, UMMTO « Méthode d'évaluation de la vulnérabilité du bâtiment existant vis-à-vis du risque sismique
- [8] : Mémoire du magister dpt de génie civil, UMMTO présenté par KAHIL Amar « Evaluation de la performance sismique des bâtiments »
- [9] : E.O.S.T Strasbourg. Document pédagogique.
- [10] : ATC 40 (Applied Technology Council), Seismic evaluation and retrofit of concrete buldings.
- [11] : Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 (RPA99, V2003)
- [12] : La méthode du « performance point » (ATC40). Principes de base et utilisation pratique. Application à un bâtiment existant. Les projets HAZUS et RISK-UE (P. MOUROUX)
- [13] : KAHIL A., HAMIZI M., HANNACHI N.E., « Estimate of seismic damage Methodology and application to buildings reinforced concrete », International Review of Civil Engineering (I.RE.C.E.), 2010.
- [14] : BELMOUDEN Youcef, PIERINO Lestuzzi. Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en suisse (EPFL).
- [15] : HAMOU KADA, RAMDANE KHEI EDDINE, « Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode PUSH OVER.

- [16] : KADID Abdelkrim. Projet de recherche (analyse sismique tri dimensionnelle des structures en béton armé).
- [17] : Thèse d'ingénieur [HABBI Djamel-HAMADI Sofiane-HASSANI Karim] « Evaluation de la performance sismique d'un bâtiment auto-stable (R+5) conforté par les palées de stabilité ».
- [18]. ETABS V9.6.0 (Extended three Dimensional Analysis of Bulding System Nonlinear),1995 University Avenue Berkeley, California 94704 USA.
- [19] : SAP2000, 1998, Detaied Tutorial Including Pushover Analysis, Computers and Structures, naturel and applied science of middle east technical university, turkey.
- [20] : LOUZAI Amar, 2016, Evaluation du Facteur de Comportement de Structures en Portique en Béton Armé sur la Base d'Analyses Statique et Dynamique Nonlineairs.
- [21] : FEMA, 2000, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of FRMA 356 Report, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [22] : Centre Européen de Géodynamique et de séismologie, Echelle Macrosismique Européenne, Ministère de la Culture, de l'Enseignement supérieur et de la Recherche, 2001, 103p.
- [23] : 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.
- [24] : AIT-RAMDANE Idir, 2014, Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques, Mémoire de Magister, UMMTO.
- [25] : Aicha, ROUABEH, 2012, comportement d'un mur de soutènement sous chargement sismique, Mémoire de Magister, Université m'Hamed bougara-boumerdes.
- [26] : Cahier Technique AFPS n°25-juillet 2005, vulnérabilité sismique du bâti existant.
- [27] : Prof. A. Kassoul : cours ossatures bâtiments (2013/2014), Université Hassiba Benbouali de Chlef, Département de Génie Civil, 2014.
- [28] : Mémoire de Magister dpt UMMTO, LEYLA BOUZID, « caractérisation des sols et leurs influences sur la vulnérabilité du bâtiment existant ».
- [29] : HEMSAS. Miloud. Modélisation pas macro-éléments du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique. Thèse de doctorat. Ingénieries. Université Bordeaux1 (France), 15 Avril 2010,238p.
- [30] : AKLI. Dehbia et RIHANE. Malika. Analyse fiabiliste du comportement non linéaire d'un réservoir surélever sur pilotis. Mémoire de master. Département de génie civil, UMMTO, 2017.99p.
- [31] : BATOU Belaid. Effets de la discontinuité de la masse du plancher sur la réponse sismique des structures de bâtiments. Mémoire de magister, université Hassiba Benbouali de Chlef, janvier 2015.

- [32] : Milan Zacek, 2004, Conception Parasismique Niveau D'avant-projet, Cahier Numéro 1, Collection Conception Parasismique, Milan Zacek.
- [33] : Cim béton, 2009, Béton et construction parasismique, collection CIM béton.
- [34] : V. Gioncu, F.M.Mazzolani, « Ductility of Seismic Resistant Steel Structures » Spon Press, Guilford U. K 2002.
- [35] : BALANDIER Patricia : Conception parasismique des bâtiments 5° partie : Le contreventement. Cours de constructions parasismiques -DDE Martinique 2001.
- [36] : Site officiel de la Wilaya de Tizi Ouzou www.wilaya-tiziouzou.dz
- [37] : Fatiha, CHERIFI, 2016, évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en Algérie, thèse de doctorat, UMMTO.
- [38] : Agence Nationale de Développement de l'Investissement (ANDI) www.andi.dz
- [39] BELKHEIR.M. A, influence de la disposition des voiles sur la performance sismique, mémoire de magister, université Mouloud Mammeri T.O, juillet 2012
- [40] : DJAFOUR TARIK, Incidence des contreventements sur le comportement dynamique des bâtiments en approche linéaire, mémoire master, UMMTO ,2017

ANNEXE A

Représentation des structures étudiées en 3D

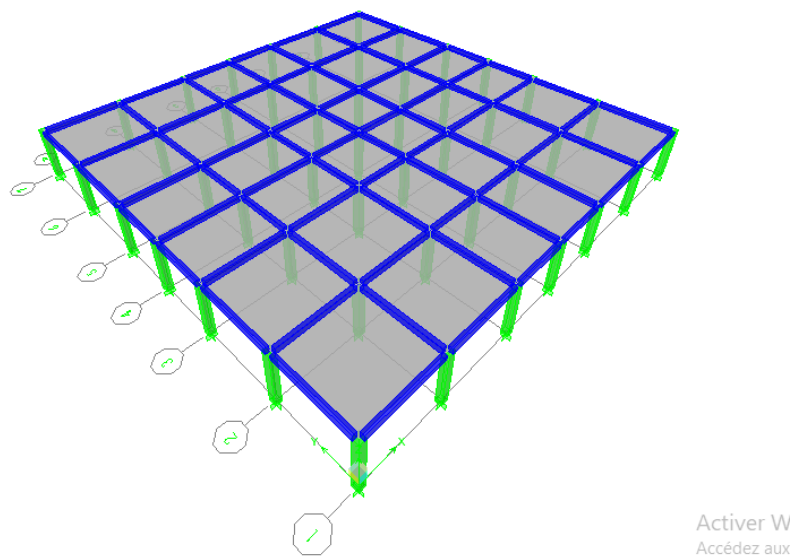


Figure A.1 : Modèle de structure carrée, un seul niveau sans voile
(3.06 et 4.5m de hauteur).

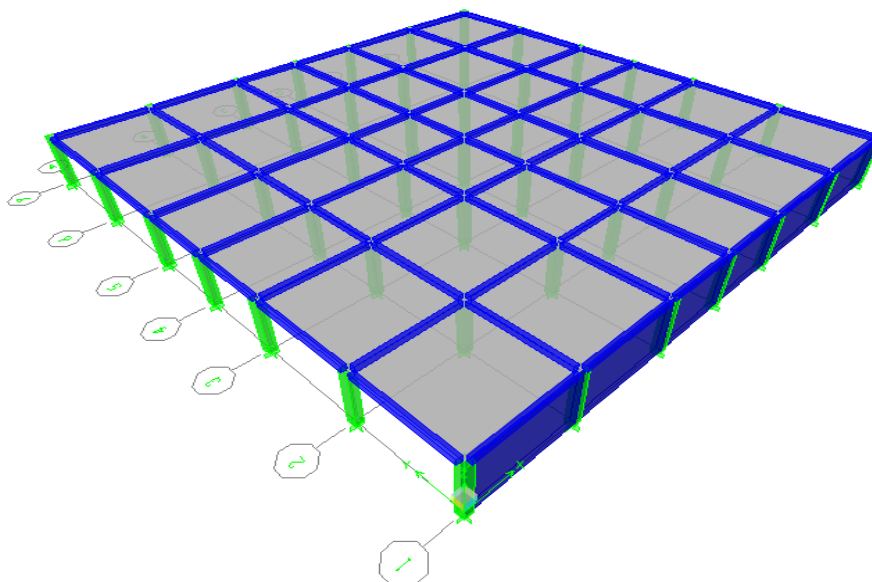


Figure A.2 : Modèle de structure carrée, un seul niveau avec voile,
(15 et 20cm), (3.06 et 4.5m de hauteur).

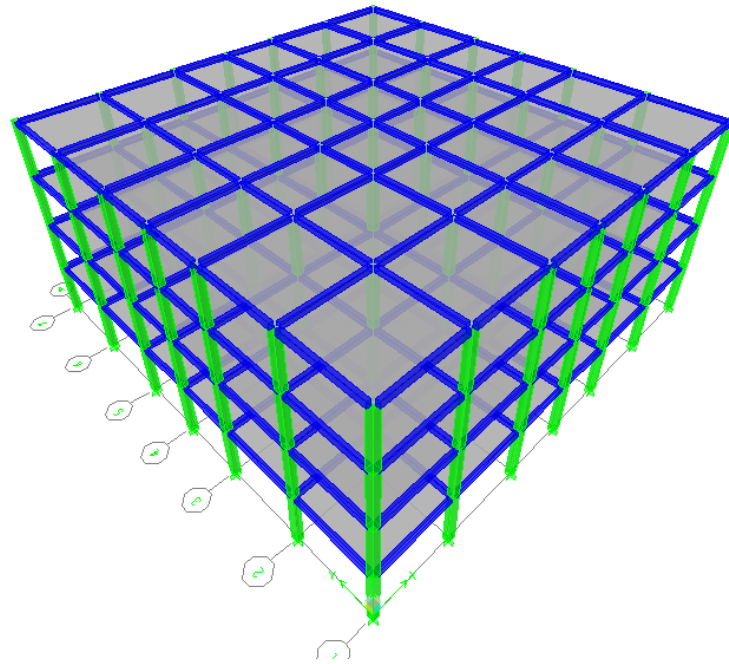


Figure A.3 : Modèle de structure carrée RDC+3 sans voile,
(Hauteur de RDC 3.06 et 4.5m).

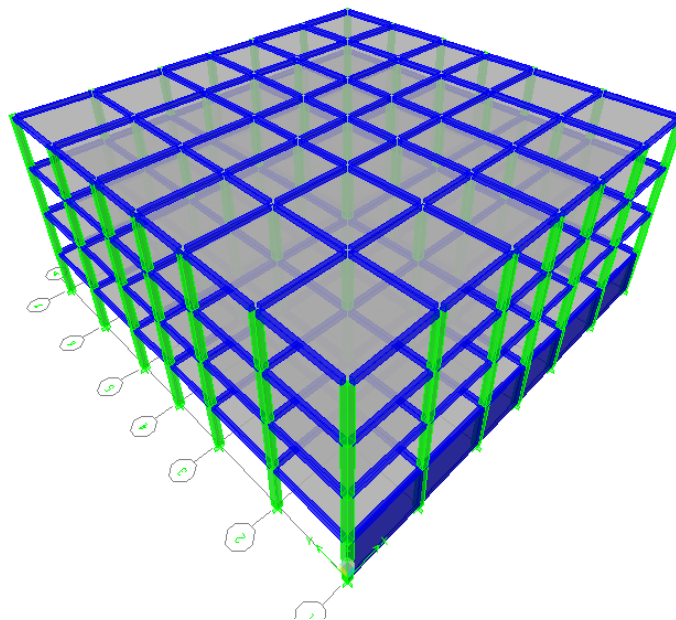
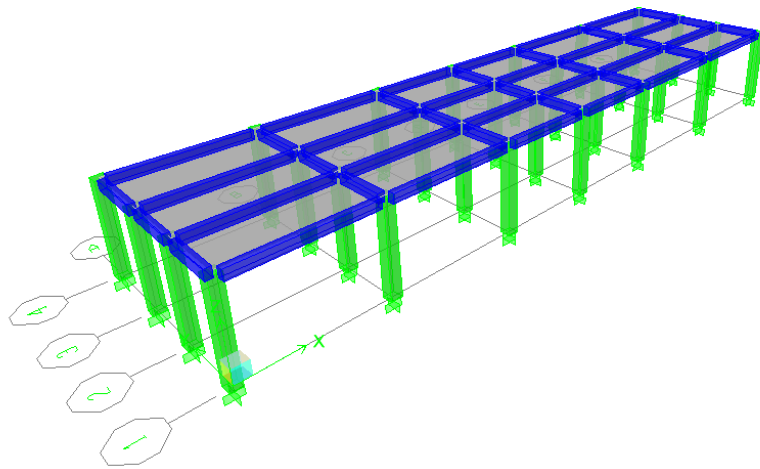


Figure A.4 : Modèle de structure carrée, RDC+3 avec voile de
(15 et 20cm) et (Hauteur de RDC 3.06 et 4.5m).



Activer W

Figure A.5 : Modèle de structure rectangulaire, un seul niveau sans voile, (3.06 et 4.5m de hauteur).

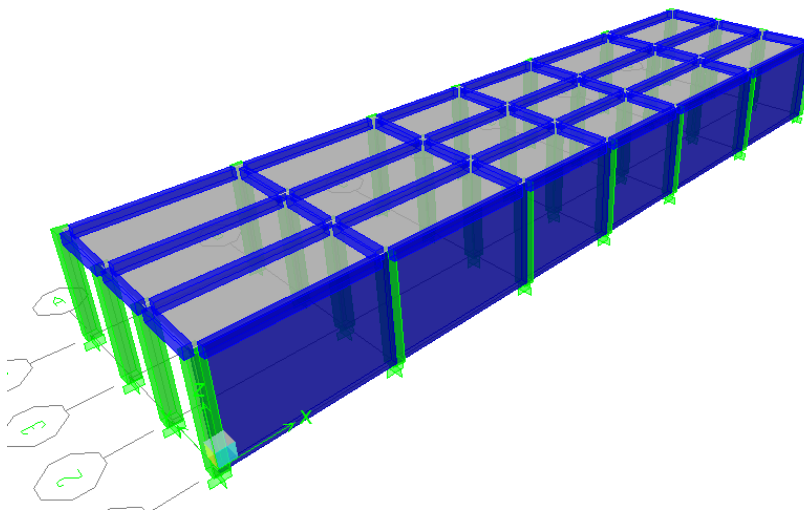


Figure A.6 : Modèle de structure rectangulaire, un seul niveau avec voile (15 et 20cm), (3.06 et 4.5m de hauteur).

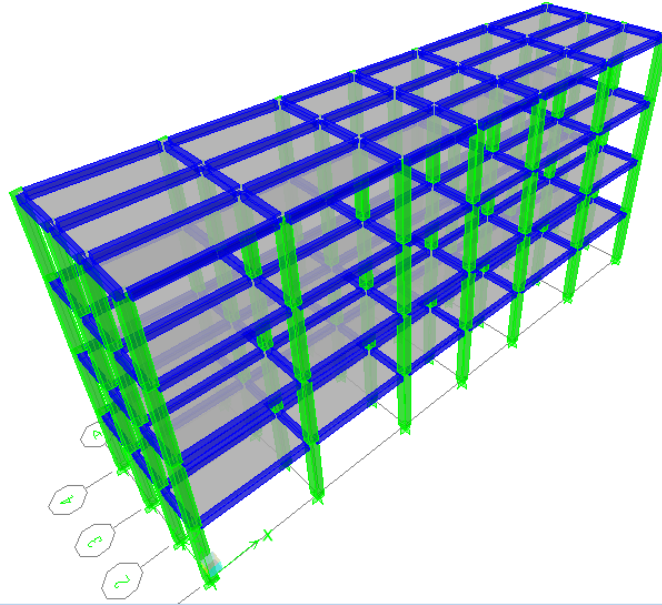


Figure A.7 : Modèle de structure rectangulaire RDC+3 sans voile, (Hauteur de RDC 3.06 et 4.5m).

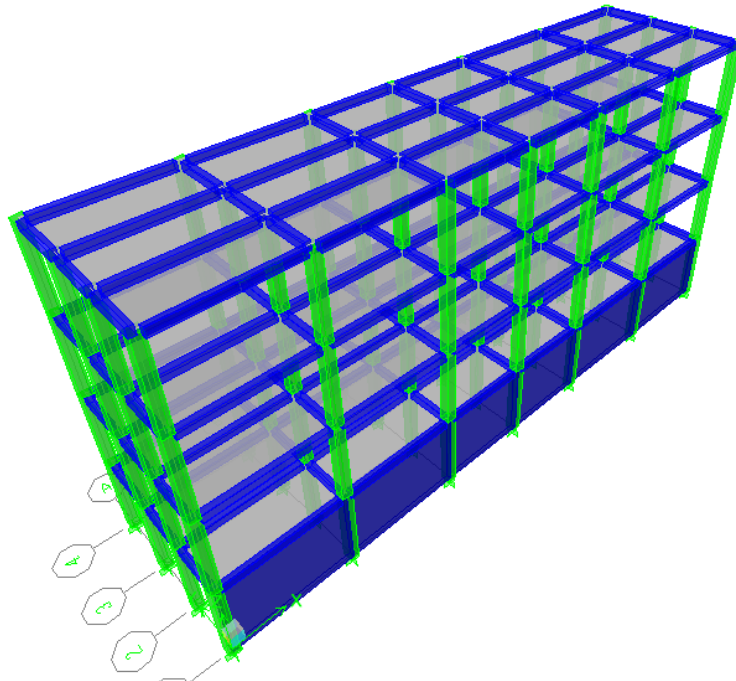


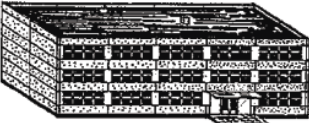
Figure A.8 : Modèle de structure rectangulaire RDC+3 avec voile (15 et 20cm) et (Hauteur de RDC 3.06 et 4.5m).

Annexe B

Échelle de dommage EMS -98.

La méthode EMS-98 [EMS-98, 2001], fut la première à mettre en relation une définition du niveau de dommage appuyé sur des schémas et des photos, apportant ainsi une idée importante au diagnostic. De plus, la description structurale des dégâts est une des plus fines qui soient données dans ce type d'approche d'ensemble.

Tableau B.1. Définition de l'échelle de dommage EMS -98

Domage EMS-98	Définition structurale EMS-98
D1: Légers 	[aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux] -Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. -Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.
D2: Modérés 	[dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés] -Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans 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.
D3: Importants 	[dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants] -Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. -Écaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. -Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage. -défaillance de certains panneaux de remplissage.
D4: Très Importants 	[dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants] -Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence. - Perte de l'adhérence barres-béton; basculement des poteaux. -Écroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.
D5: Destruction 	[dégâts structuraux très importants] -Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.