

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider– BISKRA
Faculté des sciences et de la Technologie
Département de génie civil et hydraulique
Réf :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع :

Mémoire présenté en vue de l'obtention
Du diplôme de
Magister en génie civil

Option : Modélisation des matériaux et des structures

ANALYSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME PAR LA METHODE PUSHOVER

Présenté par :

ABDESSLAM Issam

Soutenu publiquement le

Devant le jury composé de :

| | | | |
|--------------|------------------------|------|-----------------------|
| Président: | Mr GUETTALA Abdelhamid | Prof | Université de Biskra. |
| Rapporteur : | Mr MELLAS Mekki | MC | Université de Biskra. |
| Examineur: | Mr OUNIS Abdelhafid | MC | Université de Biskra. |
| Examineur: | Mr HAMADI Djamel | MC | Université de Biskra. |
| Examineur: | Mr ZATAR Abdallah | MC | Université de Biskra. |

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Durant les dernières décennies, le monde a connu plusieurs séismes de moyenne à grande magnitude, qui ont touchés plusieurs pays dont l'Algérie, causant de très grandes pertes tant humaines que matérielles, le niveau de performance de certaines constructions au cours de ces séismes était faible, et delà le niveau des dommages structurels très grand. Ce qui a eu pour conséquence, le besoin de détermination et l'évaluation des dommages dans les structures plus que jamais, les méthodes linéaires élastiques classiques insuffisantes, ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelles générations de méthodes de conception sismique, parmi lesquelles, l'analyse pushover.

L'analyse pushover est une analyse statique non linéaire conçue pour étudier la vulnérabilité des structures existantes vis-à-vis du séisme, elle est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à effondrement. Les différents résultats obtenus permettent d'apprécier la vulnérabilité de la structure.

Dans la majorité des codes sismiques récents, en Europe et aux USA, les réponses non élastiques des structures sont déterminées par l'utilisation des méthodes pushover, comme la méthode du spectre de capacité, la méthode N2, la méthode du coefficient de déplacement. Ces méthodes, se caractérisent par un pas essentiel commun, qui est la création d'une courbe pushover de la construction, qui représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement de sommet de cette construction.

Cette étude, concerne, primo, la définition et la formulation de la méthode pushover, comme elle concerne aussi l'application des techniques des méthodes pushover, proposées dans les codes internationaux, pour la détermination des réponses non élastiques de structures en béton armé, résultants d'un mouvement sismique.

Ce qui nous permet de conclure, de nouveaux concepts qui aident à l'enrichissement de la culture para-sismique en Algérie, les objectifs principaux de cette étude sont les suivants :

- Détermination du comportement non linéaire des structures en béton armé, régulières et irrégulières, verticales au moyen de l'analyse non linéaire pushover.

- Etude de l'effet du mode de chargement sur différents paramètres de contrôle du comportement des structures lors de l'application de l'analyse pushover.

- Détermination et évaluation la performance des constructions par l'utilisation des principales méthodes pushover , ce afin de maitriser les techniques de ces méthodes et l'estimation le degré de faiblesse de ces constructions.

Pour la réalisations des objectifs cités précédemment, plusieurs modèles analytiques bi-dimensionnelles sont modélisé et conçus conformément au code algérien RPA2003, ces modèles sont évalués au moyen de l'analyse pushover statique non-linéaire utilisant les modes de chargement latéral différents.

Avant d'entrer dans les détails, on présente d'abord la structure et le contenu des chapitres qui forment ce mémoire.

Ce mémoire est structuré en quatre chapitres :

- Chapitre I : Présente la philosophie de l'analyse pushover en détail, additivement à un résumé autour des études précédentes concernant l'analyse pushover, les avantages de la méthode pushover et ses limites. Les méthodes pushover comme la méthode du spectre de capacité, la méthode N2 et la méthode du coefficient de déplacement sont étudiées dans ce dernier. Ces méthodes sont appliquées dans les codes sismiques récents comme : ATC-40, FEMA-273 et EUROCODE8, qui sont conseillés en tant qu'alternative pratique pour l'analyse temporelle pour l'évaluation de la performance sismique des constructions.

- Dans le chapitre II, les principes et les particularités du programme SAP2000 pour l'exécution de l'analyse pushover sont relatées, les informations détaillées concernant les modèles analytiques et les modes de chargement latéral utilisés dans l'analyse pushover sont données.

- L'évaluation du comportement global des modèles additivement aux effets des modes de chargement latéral sur les différents paramètres de contrôle du comportement de ces modèles lors de l'application de l'analyse pushover, sont présentées dans le troisième chapitre.

- Le quatrième chapitre présente une évaluation de la performance des modèles analytiques par l'utilisation des méthodes pushover citées au premier chapitre, les

techniques de ces méthodes, sont présentées avec des exemples illustratifs et ce dans le cas de séisme de faible, moyenne et haute magnitude, et ce par l'utilisation du spectre de réponse conformément au code américain UBC97.

La performance des modèles analytiques est aussi évaluée par l'utilisation de ces méthodes avec le spectre de réponse du code algérien RPA2003, la comparaison entre les résultats de l'analyse pushover et les résultats de l'analyse dynamique élastique du code RPA2003 est présentée dans ce même chapitre.

Finalement, le travail s'achève par des conclusions et des recommandations suivies d'une bibliographie et d'annexes.

CHAPITRE 1

ANALYSE PUSHOVER DANS L'EVALUATION ET LA CONCEPTION SISMIQUE DES STRUCTURES

1.1. Introduction

Le génie parasismique est un secteur du génie civil qui œuvre pour la réduction des dommages des structures résultant des séismes et la minimisation en pertes matérielles et humaines. Au cours des 40 années écoulées, ce type de génie a avancé d'une façon considérable grâce notamment aux moyens expérimentaux améliorés, à l'avancée rapide dans le domaine informatique et au développement de nouvelles méthodes pour l'évaluation et la conception sismique des structures, parmi ces méthodes des méthodes de conception basée sur la performance, ces méthodes base leur méthodologie essentiellement sur la méthode d'analyse statique non linéaire, plus connue sous le nom de méthode pushover.

Dans ce chapitre, nous procédons à une description sommaire de la méthode de conception basée sur la performance.

Additivement aux méthodes de conception et d'évaluation citée dans les codes internationaux.

La formulation théorique de l'analyse pushover statique non linéaire est décrite en détail et cela avec les différentes méthodes pushover.

1.2. la conception basée sur la performance

Cette méthode est née pour mettre fin à l'élévation des frais économiques, résultat de la non utilisation des structures ou leur réparation suite à la dégradation due aux séismes, elle est basée sur différents niveaux de performance qui représentent l'état de la structure après le séisme [54].

Cette méthode est considérée comme une nouvelle Procédure réunissant entre les styles traditionnels de conception sismique avec l'introduction d'améliorations importantes[1], la méthode basée sur la performance demande l'estimation de deux quantités et cela dans le but de conception et évaluation, qui sont la capacité sismique et la demande sismique, la

capacité sismique désigne la capacité de la construction à résister aux effets sismiques, la demande sismique est la description des effets sismiques sur la construction, la performance est évaluée quand la capacité est supérieure à la demande[2].

Ces quantités peuvent être déterminées soit par la méthode d'analyse temporelle non linéaire ou la méthode d'analyse statique non linéaire pushover, la première analyse est la méthode la plus réaliste pour l'évaluation des performances de la construction, mais généralement il est complexe et consomme beaucoup de temps, suite à la nature complexe des mouvements terrestres sismiques sévères, ce complexe a mené à l'adaptation de la méthode d'analyse statique non linéaire comme outil pour l'évaluation et la conception. Il existe quatre procédures d'analyses dans le but de l'évaluation et la conception recommandée dans les directives FEMA-273 [24], ATC-40[2], EC8[18], qui sont :

- Procédure statique linéaire.
- Procédure dynamique linéaire.
- Procédure statique non linéaire.
- Procédure dynamique non linéaire.

Ces procédures sont classifiées avec un ordre croissant selon la complexité.

1.2.1. Procédures d'analyse linéaire

La procédure d'analyse statique linéaire utilise un mode de chargement latéral statique pour calculer les demandes de déplacement et force pour chaque élément de la structure , résultants des mouvements sismiques terrestres, ces demandes sont comparées avec les capacités des éléments structurels, mais néanmoins, cette procédure ne peut être utilisé si la structure est irrégulière en terme de rigidité, résistance, distribution de masse, etc..., si les éléments possèdent une grande ductilité ou un système de résistance à la force latérale est non orthogonal [30].

1.2.2. Procédure d'analyse dynamique linéaire

Cette méthode comprend l'estimation des demandes de déplacement et forces par l'utilisation l'analyse modale, l'analyse du spectre de réponse et l'analyse temporelle. Habituellement, l'analyse du spectre de réponse est favorisée comparativement aux deux (02) autres méthodes et cela car les demandes sont calculées directement par l'obtention de

la valeur maximale de l'accélération terrestre du spectre de réponse du mouvement terrestre ou du spectre de réponse de l'ensemble des mouvements terrestres.

1.2.3. Procédure d'analyse statique non linéaire (analyse pushover)

L'analyse pushover est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes d'effondrement commencent à apparaître dans la structures, les résultats de cette analyse sont représentés sous formes de courbes qui relie les efforts tranchants à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure [32]. Cette méthode sera expliquée plus en détail plus tard dans ce chapitre.

1.2.4. Procédure d'analyse dynamique non linéaire

Cette procédure est la procédure la plus évoluée car elle élimine les points faibles des autres procédures, elle est utilisé habituellement pour l'obtention des solutions exactes aux problèmes d'évaluation et de conception. L'exactitude de cette procédure est basée sur la modélisation de la structure, caractéristique du mouvement terrestre et les modèles non linéaires des matériaux utilisés dans cette analyse.

1.3. Analyse Pushover

L'analyse Pushover est utilisée généralement pour se référer aux procédures statiques non linéaires appliquées pour évaluer la performance sismique des structures existantes, aussi bien que la conception des nouveaux bâtiments [8,20,29,34,41,49].

L'analyse Pushover est un outil puissant pour la méthodologie de conception basée sur la performance [13,52,59,60], qui est présentée dans plusieurs règlements et directives sismiques récentes [2,18,24,25]. L'analyse Pushover est effectuée en appliquant une série d'analyses statiques inélastiques sur le bâtiment en utilisant un mode de chargement latéral présélectionné basé sur le premier mode de vibration de la structure ou les modes de chargement latéral statiques équivalents dans les règlements sismiques.

Le mode de chargement demeure sans changement pendant l'analyse Pushover, mais sa grandeur est augmentée incrémentalement jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un déplacement cible spécifique [3,58]. Généralement, ce déplacement cible est pris pour représenter le déplacement au sommet du bâtiment quand il éprouve une excitation sismique.

Les résultats de l'analyse Pushover sont employés pour estimer la capacité du bâtiment en traçant la variation du déplacement au sommet en fonction de l'effort tranchant à la base du bâtiment [17]. Cette courbe est connue sous le nom « Courbe Pushover » comme illustré dans la Figure 1-1

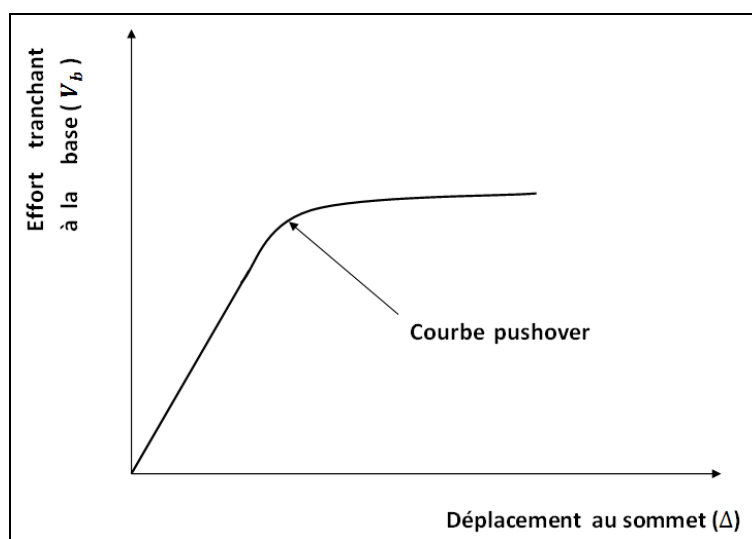


Figure 1-1 : la courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment.

L'analyse Pushover n'a pas une base théorique rigoureuse. Elle est basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Ceci que la réponse est dominée par un seul mode, et que la forme de ce mode reste constante tout au long de l'analyse figure 1-2 [10,36,45].

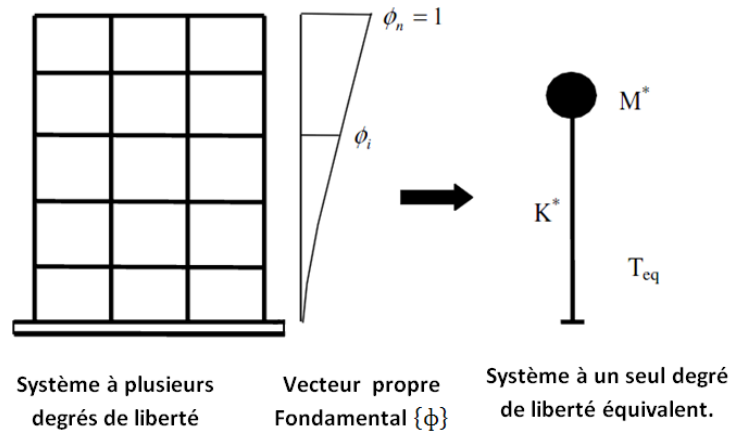


Figure 1-2 : diagramme conceptuel pour la transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté

Clairement, ces deux suppositions sont incorrectes [36], mais des études pilotes entreprises par de nombreux chercheurs ont indiqué que ces suppositions aboutissent à des prédictions plutôt bonnes de la réponse sismique maximale correcte d'un système à plusieurs degrés de liberté pourvu que leur réponse soit dominée par un seul mode [22,37,48].

La formulation du système à un seul degré de liberté équivalent n'est pas unique, mais la supposition fondamentale connue à toutes les approches est que la forme déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur propre $\{\phi\}$ qui reste constant durant toute l'analyse indépendamment du niveau de déformation.

L'équation différentielle du système à plusieurs degrés de liberté peut être écrite sous la forme [14]:

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + q = -M \{1\} \ddot{u}_g \quad (1,1)$$

Où \mathbf{M} et \mathbf{C} sont les matrices masse et amortissement du bâtiment respectivement, \mathbf{q} le vecteur des forces dans les niveaux, $\{\mathbf{1}\}$ est le vecteur d'unité et $\boldsymbol{\mu}$ est le vecteur du déplacement relatif et $\ddot{\boldsymbol{\mu}}_{\underline{g}}$ est l'action sismique.

Puisque dans l'analyse Pushover, la réponse du bâtiment est supposé être dominée par un seul vecteur propre $\{\boldsymbol{\phi}\}$ qui reste constant durant toute l'analyse.

Le vecteur du déplacement relatif peut être exprimé en termes de $\{\boldsymbol{\phi}\}$ et le déplacement au sommet du bâtiment (Δ) comme suit :

$$\boldsymbol{\mu} = \{\boldsymbol{\phi}\} \Delta \quad (1,2)$$

En substituant l'équation (1.2) dans l'équation (1.1) et en multipliant par $\{\boldsymbol{\phi}\}^T$ nous obtenons :

$$\{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\boldsymbol{\phi}\} \ddot{\Delta} + \{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{C} \{\boldsymbol{\phi}\} \dot{\Delta} + \{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{q} = -\{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\mathbf{1}\} \ddot{\boldsymbol{\mu}}_{\underline{g}} \quad (1,3)$$

Nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté μ^* par

$$\mu^* = \frac{\{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\boldsymbol{\phi}\}}{\{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\mathbf{1}\}} \Delta \quad (1,4)$$

Et alors, le remplacement (Δ) dans l'équation (1.3) en utilisant l'équation (1.4), on obtient l'équation différentielle suivante pour la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent :

$$m^* \ddot{\mu}^* + C^* \dot{\mu}^* + q^* = -m^* \ddot{\boldsymbol{\mu}}_{\underline{g}} \quad (1,5)$$

m^* , C^* et q^* représentent les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent et sont données par :

$$m^* = \{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\mathbf{1}\} \quad (1,6)$$

$$C^* = \{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{C} \{\boldsymbol{\phi}\} \cdot \frac{\{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\mathbf{1}\}}{\{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\boldsymbol{\phi}\}} \quad (1,7)$$

$$q^* = \{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{q} \quad (1,8)$$

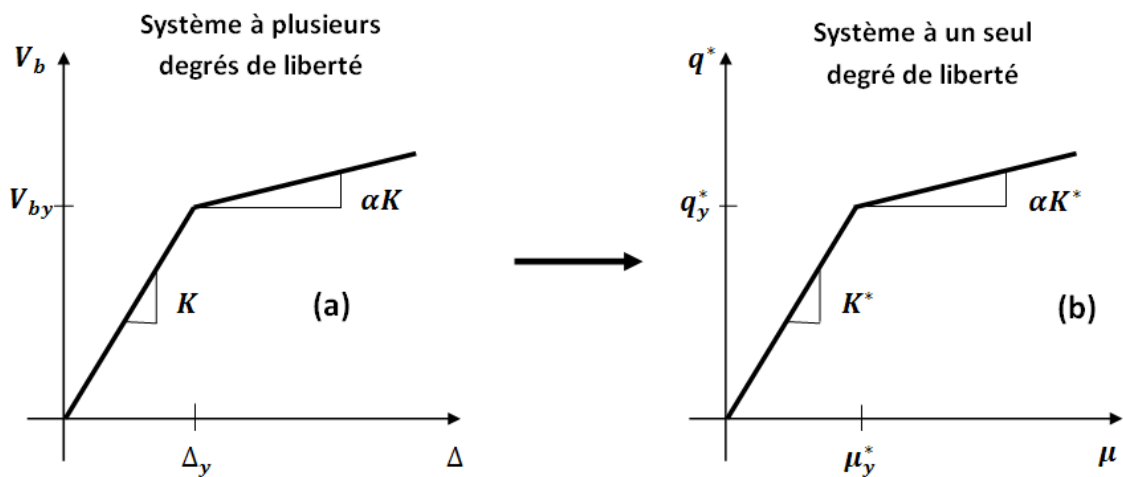


Figure 1-3 : caractéristiques Force-déplacement de système à plusieurs degrés de liberté et de système à un seul degré de liberté équivalent

Présumant, que le vecteur propre $\{\Phi\}$ est connu, les caractéristiques force/déformation du système à un seul degré de liberté équivalent (la relation $q^* - \mu^*$) (voir la fig 1.3 b) peuvent être déterminées à partir des résultats d'une analyse non linéaire incrémentale du système à plusieurs degrés de liberté qui résulte en un diagramme Effort tranchant à la base -déplacement au sommet comme indiqué sur la figure (1.4) . Dans le but d'identifier la résistance nominale globale et les déplacements, le diagramme multilinéaire ($V_b - \Delta$) doit être représenté par une relation bilinéaire qui définit une résistance plastique V_{by} , une rigidité élastique effective $K_e = \frac{V_{by}}{\Delta_y}$ et une rigidité raidie ou adoucie $K_s = \alpha K_e$ pour la structure [36]

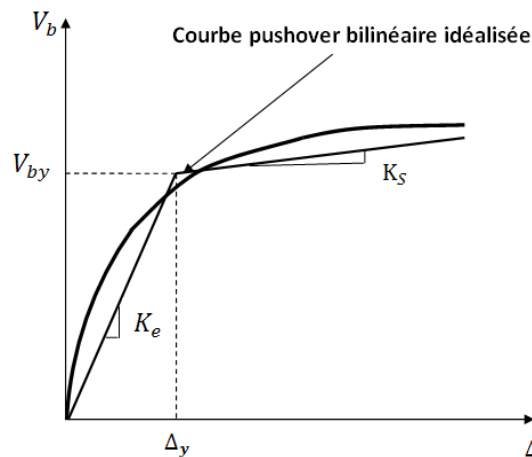


Figure 1-4 : Courbe pushover bilinéaire idéalisée

Cette courbe bilinéaire simplifiée (effort tranchant à la base - déplacement au sommet), qui est montrée sur la figure (1.3 a), est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

La valeur de plastification de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet correspondant de la figure (1.3.a) sont utilisés avec les équations (1.4) et (1.8) pour calculer la relation force-déplacement pour le système à un seul degré de liberté équivalent comme suit :

$$\mu_y^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{1\}} \Delta y \quad (1,9)$$

$$q_y^* = \{\Phi\}^T q_y \quad (1,10)$$

Où, q_y est le vecteur des forces de niveau à la plastification, en d'autres termes :

$$V_{by} = \{1\}^T q_y \quad (1,11)$$

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

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \mu_y^*}{q_y^*}} \quad (1,12)$$

Les propriétés de base d'un système à un seul degré de liberté équivalent sont maintenant connues

L'analyse Pushover est exécutée jusqu'à ce qu'on atteigne un déplacement cible auquel la performance sismique du bâtiment est évaluée. Le déplacement cible est comme une estimation du déplacement globale prévu du bâtiment en vertu d'un tremblement de terre de conception [21]. Il peut être estimé en appliquant l'analyse temporelle (chronologique) non linéaire sur un système à un seul degré de liberté équivalent [38], ceci exige en premier lieu la construction de la demande de déplacement non élastique pour déterminer le déplacement cible, puisque l'analyse Pushover est un outil de conception. L'exécution de mouvement terrestre est représentée par un spectre de réponse élastique plutôt que par son véritable spectre de réponse.

Dans ce cas, la demande de déplacement non élastique doit être déduite des données spectrales et de l'information auxiliaire qui expliquent les différences entre la demande de

déplacement élastique et non élastique. Il existe plusieurs études qui se concentrent sur ce point et conçoivent des relations pratiques entre une demande de déplacement élastique et non élastique [12,19,22,40].

La demande de déplacement élastique S_d peut être directement déterminée à partir de la pseudo-accélération S_a du spectre de réponse comme suit :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (1,13)$$

Dans lequel T est la période naturelle de vibration du système à un seul degré de liberté.

Cette demande de déplacement est la ligne de base pour prévoir la demande de déplacement non élastique, qui doit être accomplie avec la considération due à la résistance plastique et les caractéristiques hystérétique du système à un seul degré de liberté [36].

Alternativement, la réponse inélastique et les spectres des conceptions pour la demande de déplacement peuvent être construits en utilisant un système à un seul degré de liberté équivalent [8,39].

Dans ce cas, la courbe de capacité du bâtiment représenté par la relation force-déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent et la courbe de demande représentée par le spectre inélastique sont tracées sur le même graphe, en considérant le format (ADRS) Pseudo-accélération- déplacement comme illustré dans la figure (1.5).

Le point d'intersection de ces deux courbes représente une approximation adéquate du déplacement maximal du système à un seul degré de liberté équivalent qui, après la conversion, donne une évaluation raisonnable du déplacement cible de l'analyse Pushover pour le bâtiment.

Une fois que le déplacement cible est estimé, le bâtiment est poussé incrémentablement en utilisant un mode de chargement latéral prédéfini jusqu'à ce que le déplacement au sommet du bâtiment atteigne le déplacement cible.

A cet état, les réponses et les forces induites sont prévues à représenter en juste proportion les quantités de réponses du bâtiment sous l'excitation de tremblement de terre de conception.

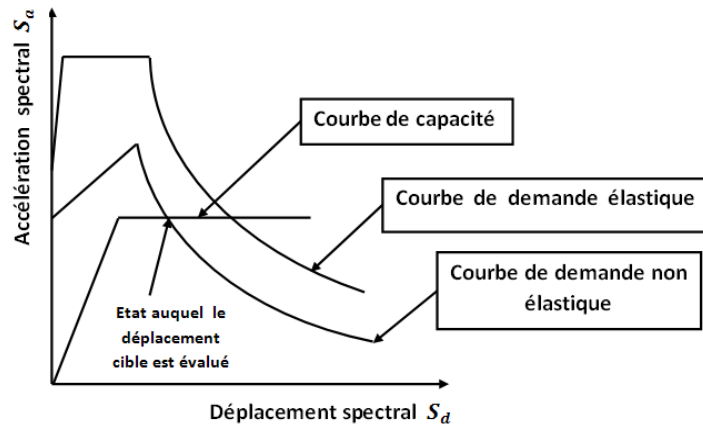


Figure 1.5 : spectre de demande inélastique et courbe de capacité tracé dans le format (AD)

1.4. Les études antérieures sur l'analyse pushover

Durant la formulation l'analyse pushover, nous avons noté qu'elle se distingue par quelques approximations, ces approximations ont fait que ces procédures présente certaines faiblesses comme ne pas prendre en considération les effets de mode supérieur et ne se base pas sur un mode de chargement invariable. Pour cela, plusieurs chercheurs ont étudié cette faiblesse et essayé de l'améliorer, comme exemple **Fajfar** et **Fischinger**[23] ont offert l'utilisation des force de niveau invariable proportionnelle avec la forme de déviation de la structure.

Dans le même sujet **Eberhard** et **Sozen** [16] ont offert des modes de chargement latéral basés sur les formes de mode (mode propre) extraite de la rigidité sécante à chaque étape de charge.

Dans une étude similaire **Park** et **Eom** [46] ont offert une nouvelle procédure de conception qui utilise la rigidité sécante et ont démontré que cette nouvelle méthode calcule directement la résistance non linéaire et les demandes de déformation plus efficace, **Moghaddam** [41] a étudié une méthode de détermination des effets de mode supérieur dans les constructions élevées, une suite d'analyse pushover est exécutée sur les constructions dans lesquelles les formes de modes élastiques sont utilisés comme mode de charge.

Sasaki, **Freeman** et **Paret** [51] ont proposé un procédé multimodal pour prévoir les effets de mode supérieur, le procédé proposé serait réussi dans la prévision dans des effets de mode élevé mais il ne peut pas fournir la réponse sismique exacte de telles structures.

Différemment des procédures citées plus haut, **Chopra** et **Goel** [9] ont formé une procédure d'analyse pushover et l'ont nommé Analyse Pushover Modale (Modal Pushover Analysis,MPA), la comparaison des résultats obtenus par cette procédure avec les différents mode de chargement a indiqué que le MPA est le plus précis des méthodes d'analyse pushover dans l'estimation des déplacements de niveau, la déviation de niveau, la rotation des rotules plastiques et l'emplacement des rotules plastiques alors que les autres méthodes pushover sous-estiment la déviation de niveau et mènent à de grandes erreurs dans les rotations de la rotule plastique.

En outre, ils ont affirmé que les résultats MPA sont semblables aux résultats d'analyse temporelle, dans une autre étude, **Chintanapakdee** et **Chopra** [6] ont évalué l'exactitude du procédé MPA et démontré que les résultats MPA étaient en bonne corrélation avec les analyses dynamiques non linéaires. Dans cette étude, le procédé MPA est également utilisé dans l'estimation des demandes sismiques pour les systèmes non élastiques. Avec la demande sismique est définie au moyen du spectre élastique de conception.

Les mêmes auteurs ont étudié l'exactitude du procédé d'analyse pushover des portiques irréguliers, dans cette étude, ils ont démontré que le MPA était le plus fiable que la méthode FEMA356.

Attard et **Fafitis** [4] ont étudié une méthode MPA modifiée dans laquelle le mode de chargement est obtenu à partir de la forme de mode (mode propre) d'une limite élastique, dans cette étude, après exécution de l'analyse temporelle, la méthode utilisée donne les mêmes résultats.

Dans une autre étude, par **Chopra** et **Goel** [11] le rôle des effets du mode supérieur dans l'analyse pushover est étudié, ils ont découverts que les courbes pushover du mode supérieur mènent aux mécanismes de rotule non détectés par le mode de chargement du premier mode effectif ou par la distribution des forces données par FEMA 356, d'une part, ils affirment que ces mécanismes ne se développent pas pendant le mouvement terrestre dans une construction régulière sans étage souple ou faible.

Gupta et **Kunnath** [31] ont étudié les procédures FEMA-356 [25] et présenté une nouvelle procédure appelée Procédure Pushover Adaptive (Adaptive Pushover Procedure, APM) pour expliquer les effets de mode supérieur et surmonter les points faibles du procédé FEMA356, ils ont constaté que le procédé FEMA-356 a échouer dans la

détermination exacte des demandes de ductilité et APM est plus précis dans la détermination des demandes sismiques.

Janv. et al [33] ont proposé une nouvelle forme d'analyse pushover qui considère les effets de mode supérieur, appelés Upper Bound Pushover Analysis Procedure, donnant de très bons résultats pour les constructions de haute élévation, par contre dans les constructions de basse élévation l'analyse pushover avec le chargement triangulaire et l'analyse pushover MPA donnent les meilleurs résultats, comparativement avec les résultats de l'analyse dynamique non linéaire.

Additivement aux études sur les procédures statiques non linéaires pushover, citées précédemment, d'autres études sur les différents modes de chargement ont été également effectués.

Mwafy et **Elnashai** [44] ont étudié l'application et l'exactitude de l'analyse pushover statique non linéaire dans la prédiction la réponse sismique de construction en béton armé, ils ont affirmé que si le mode de chargement est choisi soigneusement, le modèle peut représenter la réponse non élastique des constructions de basse ou moyenne élévation, pour les constructions élevées en raison des effets de mode supérieur, ils ont recommandé l'utilisation d'un grand nombre de mode de chargement. Comme, ils font ressortir aussi que les résultats du chargement triangulaire sont très liés aux résultats d'analyse dynamique non linéaire, ces prédictions sont très conservateurs de la capacité, son estimation est raisonnable pour les déformations et sont suffisants pour la prédiction de la réponse des structures spécialement celles de basse et moyenne élévation.

Krawinkler et **Seneviratna** [36] ont résumé les concepts fondamentale sur lesquels peut se baser l'analyse pushover, additivement à cela, ils ont estimé l'exactitude des prédictions des procédures pushover et déterminé les conditions par lesquelles l'analyse pushover présente des informations suffisantes, comme ils ont déterminé les cas où les prédictions de l'analyse pushover sont insuffisantes et peut être même trompeur, et cela par l'exécution d'une étude détaillée qui discute les avantages et les inconvénients de l'analyse pushover, ils recommandent l'application de cette analyse avec prudence et sagesse car il contient plusieurs limitations, vu que la méthode est de nature approximative. Comme cette étude contient plusieurs issues non définies et qui doivent être étudiées.

1.5. Les avantages de l'analyse pushover statiques non linéaires

Les procédures dynamiques non linéaires sont considérées pour être les procédures les plus précises pour l'analyse des structures exposées aux excitations de mouvement terrestres[42,56].

La profession d'ingénierie fait face à quelques difficultés en appliquant les procédures dynamiques non linéaires, tel que la complexité de la modélisation tridimensionnelle de la structure, de l'incertitude des propriétés structurales et le caractère aléatoire des données de mouvement de terrains exigés pour l'analyse [55,58].

En outre, un comportement hystérétique détaillé des éléments structuraux exigé pour l'analyse, qui ne peut pas être prédit avec fiabilité. Du point de vue pratique, l'analyse dynamique non linéaire ne sont pas appropriés pour l'usage quotidien de conception, et pour l'instant, il est approprié pour la recherche et la conception des structures importantes[21].

D'autre part, les procédures statiques non linéaires n'ont pas besoin de toutes les données d'entrée exigées pour les procédures dynamiques non linéaires, dans l'analyse statique non linéaire, la structure est soumise à un mode de chargement latéral croissant qui est prédéfini en utilisant des règles sismiques, jusqu'à ce qu'un mécanisme local ou global soit réalisé.

La performance prévue de la structure peut être estimée par l'évaluation des demandes de la force et la déformation. La procédure statique non linéaire fournit des informations sur la force et la déformation de la structure et donne de la perspicacité sur la performance de la structure. D'ailleurs, la procédure statique non linéaire prévoit la distribution critique des demandes dans tous les éléments structuraux, qui permet l'identification des éléments critiques pendant le mouvement terrestre, et qui devraient être pris en compte pendant le processus de conception, du point de vue pratique, les procédures statique non linéaires sont plus simples dans l'utilisation quotidienne de conception que les procédures dynamiques non linéaires.

La procédure statique non linéaire est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues à partir d'une procédure dynamique non linéaire, dans ce qui suit, on présentera des exemples de telles caractéristiques [36]:

- 1- 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.
- 2- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- 3- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- 4- Identification des zones critiques dans les quelles les demandes en déformation sont supposées être particulière durant la conception.
- 5- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent en des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- 6- Estimation 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- Δ .
- 7- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

Dans les procédures statiques non linéaires, un modèle incorporant la propriété matérielle inélastique est exposé à un modèle de charge invariable jusqu'à ce que le déplacement cible au sommet soit atteint.

Après cela, les déformations et les forces internes induites sont déterminées. Les caractéristiques charge-déformation non linéaires de composants individuels et les éléments de la structure sont modélisés directement. Le modèle du bâtiment est soumis à des forces latérales croissantes monotoniquement jusqu'au dépassement du déplacement cible ou la formation d'un mécanisme global.

Le déplacement cible est destiné pour représenter le déplacement maximum susceptible d'être éprouver pendant le tremblement de terre de conception [24].

Le déplacement cible peut être calculé par toute procédure qui prend en compte les effets de la réponse non linéaires sur l'amplitude de déplacement, puisque le modèle mathématique compte directement les effets de réponse non élastique matérielle, les forces internes calculées seront des approximations raisonnables de ceux prévus pendant le tremblement de terre de conception, semblables aux procédures dynamique non linéaires, les résultats des procédures statiques non linéaires seront vérifiées en utilisant des critères d'acceptation applicables, ou les déplacements et les forces internes calculés sont comparés directement avec les valeurs permises.

1.6. Limites de l'analyse pushover statique non-linéaire

Malgré que l'analyse pushover nous fournit des réponses adéquates dans plusieurs cas, il garde toujours des cas non résolus, qui ont besoin d'être résolus à travers le recherche et le développement, parmi ces cas, nous citerons [36]:

- Incorporation des effets de torsion (due aux irrégularités dans la masse, la rigidité et la résistance).
- problèmes en 3-D (effets orthogonalité, la direction de chargement, les diaphragmes semi-rigide, etc...).
- Problèmes de dommages cumulatifs.
- Plus important encore, l'examen des effets de mode supérieur une fois qu'un mécanisme local s'est formé.

Car l'analyse pushover de nature approximative et basé sur le chargement statique, il ne peut représenter les phénomènes dynamiques avec un grand degré d'exactitude, comme il ne peut détecté quelques modes de déformations importantes qui se produisent dans la structure soumis à un séisme sévère, comme il amplifie dans d'autres.

-La réponse dynamique non-élastique, se différencie dans la majorité d'une façon significative de la réponse basée sur les modes de chargement statiques adaptatifs ou invariables spécialement si les effets de mode supérieur deviennent importants [35].

1.7. La déformation inélastique et le spectre de réponse

Les déplacements latéraux induits par des mouvements de tremblement de terre jouent un rôle important dans les dommages structuraux et non structuraux subis par les bâtiments. La plupart des structures éprouveront des déformations non élastiques quand elles sont soumises à des tremblements de terre sévères.

En raison de l'importance de l'évaluation précise de ces déformations non élastiques dans la conception sismique basée sur la performance, le grand soin devrait être pris pour estimer la demande de déplacement latéral de mouvement terrestre particulièrement quand le contrôle de dommages est une préoccupation [40].

Généralement, la demande sismique d'une excitation terrestre influant sur une structure peut être déterminée par analyse de spectre de réponse pour un système à un seul degré de liberté équivalent régi par sa vibration non élastique. Le spectre de demande inélastique devrait être déterminé par l'analyse dynamique non linéaire du système. Dans la pratique, le spectre des demandes inélastique peut être déterminé en utilisant le spectre élastique de réponse du tremblement de terre de conception.

un certain nombre de critères désigné sous le nom critère $R-\mu-T_n$, ont été proposés pour évaluer les spectres de demandes inélastiques basées sur le point de force ou résistance. Récemment, plusieurs études se sont concentrées sur l'évaluation de la proportion de déformation inélastique, qui est la proportion entre les déplacements inélastiques maximaux et les déplacements élastiques maximaux du système [7,40]. Les relations empiriques diverses ont été développées pour évaluer la proportion de déformation inélastique, en termes de la période de vibration naturelle de la structure en utilisant des données de réponse pour de nombreux tremblements de terre induit par les mouvements terrestres et l'analyse de régression. En utilisant ces relations empiriques, des spectres de demande inélastiques peuvent être construits à partir des spectres de conception élastique standard.

1.8. La formulation théorique pour les déformations inélastiques

Pour un système à un seul degré de liberté, élastique- plastique parfait soumis à l'accélération induite par un tremblement de terre, l'équation du mouvement est exprimée comme suit [14]:

$$\ddot{\mu} + 2 \xi w_n \dot{\mu} + \left(\frac{w_n^2}{K} \right) f_s = - \ddot{\mu}_g \quad (1,14)$$

Où K la rigidité élastique, ξ Est le facteur d'amortissement, w_n est la fréquence de vibration naturelle, μ est la déformation du système élasto-plastique, et f_s est la force de résistance du système élasto-plastique : $f_s = K \mu$ pendant le chargement et le déchargement élastique et $f_s = f_y$ pendant la plastification, cette équation du mouvement est intégrée numériquement (par exemple, la méthode étape-par étape de New Mark) pour déterminer l'histoire de réponse pour les déformations élasto-plastique du système, où la déformation élasto-plastique maximum absolue est dénotée par μ_m .

La proportion entre la déformation inélastique maximale μ_m et la déformation élastique maximale μ_0 , en supposant que les vibrations linéaire dans le système équivalent (voir la fig 1.6) est défini comme la proportion de déformation inélastique [7].

$$C = \frac{\mu_m}{\mu_0} \quad (1,15)$$

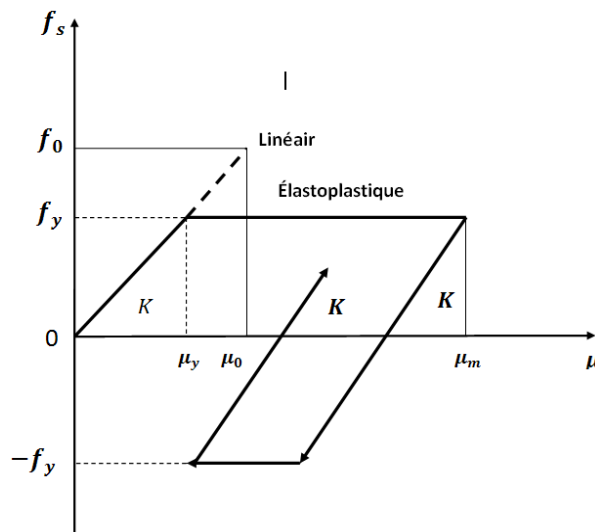


Figure 1.6 : la relation force- déformation du système élasto-plastique

Pour le système élasto-plastique, le facteur de ductilité est défini par :

$$\mu = \frac{U_m}{U_y} \quad (1,16)$$

Et le facteur de réduction de la résistance plastique est défini par :

$$R = \frac{f_0}{f_y} = \frac{U_0}{U_y} \quad (1,17)$$

Où f_0 est la force de résistance élastique maximale par suppositions de vibrations linéaires. A partir des équations (1.15) à (1.17) , le rapport de déformation inélastique peut être exprimé en termes de facteur de ductilité et le facteur de réduction de la résistance plastique comme suit :

$$C = \frac{\mu}{R} \quad (1,18)$$

Le rapport de déformation inélastique pour un système de capacité de ductilité connue (μ) est dénotée par C_μ ; tandis que le rapport de déformation inélastique pour un système de résistance plastique connue R est dénoté par C_R

Deux cas sont considérés pour déterminer les limites appropriées pour ces rapports de déformation inélastique. Le premier cas de limitation considère un système de période très courts pendant que la période de vibration naturelle T_n se rapproche de zéro où, $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$,

Le deuxième cas de limitation considère un rapport de période très long pendant que T_n tend vers l'infini.

En conséquence, les rapports de déformation inélastique sont limités par :

$$1 \leq C_\mu \leq \mu \quad (1,19)$$

$$1 \leq C_R \leq \infty \quad (1,20)$$

Les limites inférieures basées sur la réponse de systèmes de période très longues qui satisfont la règle de déplacement égal traditionnelle dans la gamme de période longue: le déplacement du système inélastique est égal au déplacement du système linéaire correspondant avec la même période de vibration naturelle.

Les limites supérieures basées sur la réponse de systèmes de période très courte qui indiquent que les déformations inélastiques considérables peuvent se produire dans la

gamme de période courte des structures avec une grande demande de ductilité, même si leur résistance est proche de la valeur élastique.

Par conséquent, de telle structures de période courte devraient être conçues pour rester élastique pendant un tremblement de terre.

1.9. Les méthodes Pushover et leur application dans les règlements sismiques récents

La communauté d'ingénierie parasismique n'a pas prêté beaucoup d'attention aux méthodes de Pushover jusqu'au milieu des années 90, quand une percée de ces méthodes s'est produite. Les exemples actuels des méthodes basées sur **Pushover**, incluent la méthode du spectre de capacité et la méthode N₂.

Les différentes variantes de la méthode du spectre de capacité sont appliquées dans les directives sismiques d'ATC-40 .

Les différentes variantes de la méthode N₂ sont appliquées dans FEMA-273 – FEMA-356 et l'eurocod-8.

Toutes les méthodes combinent une analyse Pushover d'un modèles à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent.

Les spectres inélastiques ou les spectres élastiques avec l'amortissement équivalent et la période sont appliqués.

1.9.1. La méthode du spectre de capacité

La méthode du spectre de capacité est une méthode qui permet une comparaison graphique entre la capacité de la structure et la demande de tremblement de terre [19,28].

La capacité de résistance latérale de la structure est représentée par une courbe force-déplacement obtenue à partir de l'analyse Pushover, et la demande de tremblement de terre est représentée par sa courbe de spectre de réponse.

Les deux courbes sont tracées sur un graphique, en utilisant les mêmes coordonnées dans le format (ADRS) (Accélération Displacement Response Spectrum) [36], comme illustré dans la figure (1.7) où S_a est la Pseudo-accélération spectral et S_d est le déplacement spectral.

L'intersection de la courbe de capacité avec la courbe de demande rapproche la performance prévue et les réponses maximales de la structure sous un séisme donné. Cette méthode graphique montre la relation entre la capacité du bâtiment et la demande sismique.

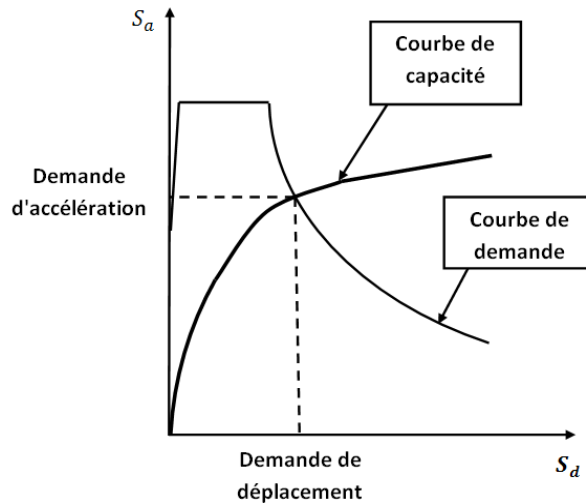


figure 1.7 : représentation graphique de la méthode de spectre de capacité

La méthode de spectre de capacité peut être résumée comme suit [27]:

- (1) Analyse Pushover du bâtiment.
- (2) tracer la courbe de capacité du bâtiment qui représenté par la relation entre l'effort tranchant à la base (V_b) et le déplacement au sommet (Δ).
- (3) transformer la relation (V_b - Δ) d'un système à plusieurs degrés de liberté à la relation (S_a - S_d) qui considèrent les caractéristiques dynamique d'un système à un seul degré de liberté équivalent, où S_a et S_d sont la pseudo-accélération spectral et le déplacement spectral, respectivement
- (4) tracer la courbe de demande de l'excitation de tremblement de terre désiré représentée par son spectre de réponse dans le format (ADRS) de l'étape (3) et finalement
- (5) l'intersection de la capacité et la demande dans le format (ADRS) définit la demande de déplacement maximale d'un système à un seul degré de liberté qui est ensuite transformé pour évaluer la réponse prévue du bâtiment.

Les caractéristiques globales force-déplacement de la structure sont définies par sa courbe de capacité obtenue en traçant la relation entre l'effort tranchant à la base (V_b) et le déplacement au sommet (Δ) de la structure au cours de l'analyse Pushover.

Les valeurs de l'effort tranchant à la base et les valeurs de déplacement au sommet sont converties à des valeurs de pseudo-accélération spectrale (S_a) et des valeurs de déplacement spectral (S_d), respectivement par l'utilisation de certains facteurs déterminés à partir des caractéristiques dynamiques de la structure, dont les réponses sont supposées être dominées par un seul mode propre $\{\Phi\}$.

La courbe de demande est représentée par le spectre de réponse du tremblement de terre de conception. Généralement, le spectre de réponse de 5 % de pourcentage d'amortissement est utilisé pour représenter la courbe de demande lorsque la structure a une réponse élastique. Les spectres de réponse pour un pourcentage d'amortissement de 10% et 20% sont utilisés pour représenter la demande réduite dans le domaine inélastique pour expliquer l'amortissement hystérétique et les effets non linéaires.

Le spectre de réponse est un diagramme montrant la variation de la pseudo-accélération spectrale (S_a) avec la période naturelle (T) de la structure.

Dans la méthode du spectre de capacité, le spectre de réponse est transformé au format (ADRS) (Accélération Displacement Response Spectrum) dans lequel (S_a) est tracée en fonction des valeurs de déplacement spectral (S_d).

Dans le format (ADRS), les périodes de vibration naturelles sont représentées par des lignes radiales comme indiqué dans la Figure (1.8)

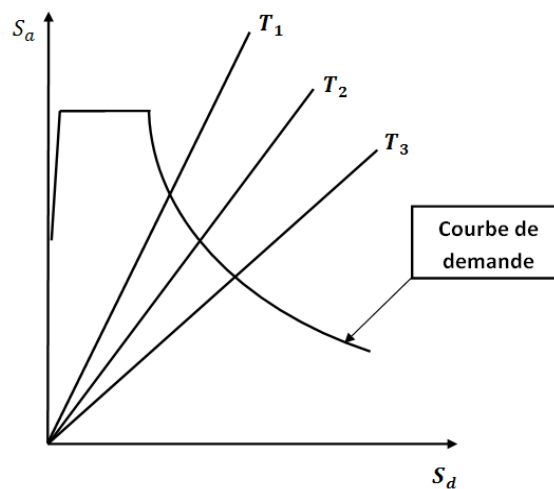


Figure 1.8 : représentation de format (ADRS) où les périodes naturelles sont données par lignes radiales

Finalement, l'intersection des courbes de capacité et de demande représente l'état auquel la performance du bâtiment est évaluée. Cet état de performance définit une estimation adéquate de l'accélération maximale et le déplacement maximale prévue pour être éprouvée par la structure pendant le tremblement de terre de conception.

La méthode du spectre de capacité exige l'utilisation des spectres élastique fortement amortis pour la détermination de la demande sismique .

L'avantage principal de la méthode du spectre de capacité est la capacité de visualiser la relation entre la capacité de la structure et la demande de tremblement de terre, qui peut, à son tour, mettre en évidence plusieurs concepts de comportement.

Les inconvénients incluant le manque d'un principe physique qui justifie la relation entre la dissipation d'énergie par hystérésis de la forme déformée extrême et l'amortissement visqueux équivalent [19]. Aussi, la méthode du spectre de capacité implique une approche itérative pour évaluer l'amortissement visqueux équivalent du système linéaire qui consomme le temps de calcul et n'est pas toujours convergente.

- **La méthode du spectre de capacité de ATC-40 [2]**

La méthode du spectre de capacité a été présentée pour la première fois par Freeman et al[26] en tant qu'outil d'évaluation sismique des constructions rapide, suite à cela, la méthode a été acceptée en tant qu'outil de conception sismique. Les étapes de la méthode sont les suivantes :

- **Analyse statique non linéaire d'un modèle à plusieurs degrés de liberté**

Une distribution verticale de chargement latéral appliquées sur la construction est supposée basée sur le mode fondamental de vibration, d'autres modes de chargement latéral peuvent être utilisés. Une analyse statique non linéaire est ensuite effectuée pour déterminer la courbe de capacité (l'effort tranchant à la base-déplacement au sommet).

- **Définition d'un système équivalent inélastique à un seul degré de liberté**

La courbe de capacité est rapprochée en tant que relation bilinéaire avec le choix d'une limite élastique globale (V_y, μ_y) du système structurel et un déplacement final (V_{pi}, μ_{pi}) .

La limite élastique (V_y, μ_y) est définie de telle sorte que la zone A_1 , figure 1.9, est approximativement égale à la zone A_2 , afin de s'assurer qu'il y a une énergie égale associée à chaque courbe.

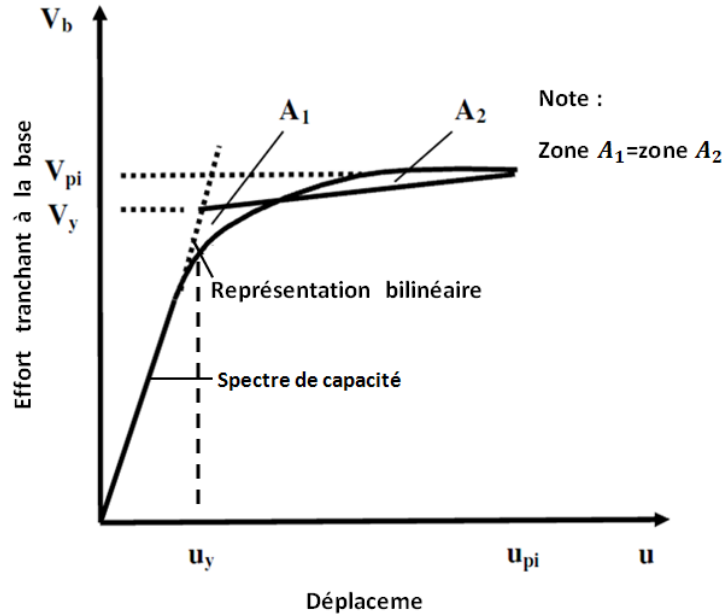


Figure 1.9 : approximation bilinéaire de la courbe de capacité.

En utilisant les équations (1.9), (1.10) et (1.12), les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent inélastique peuvent être définies.

- Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité

La courbe de capacité est ensuite convertie en spectre de capacité en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha_m \cdot M} \quad (1,21)$$

$$S_d = \frac{\mu}{PF_1 \phi_{ij}} \quad (1,22)$$

Où, M est la masse totale du bâtiment, ϕ_{ij} est l'amplitude modale au niveau de l'étage « i » pour le mode j, PF_1 le facteur de participation modal et α_m le coefficient de masse modal donnés par :

$$PF_1 = \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (1,23)$$

$$\alpha_m = \frac{[\sum_{j=0}^n m_i \phi_{ij}]^2}{\sum_{i=1}^n m_i \sum_{j=1}^n m_i \phi_{ij}^2} \quad (1,24)$$

- Spectre de réponse élastique et spectre d'accélération-déplacement, format ADRS

La conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité rend nécessaire que le spectre élastique de réponse ou de conception est tracé dans le format d'accélération-déplacement, ADRS, plutôt que le format d'accélération-période, figure 1.10, le spectre (ADRS) est aussi dénoté comme le spectre de demande.

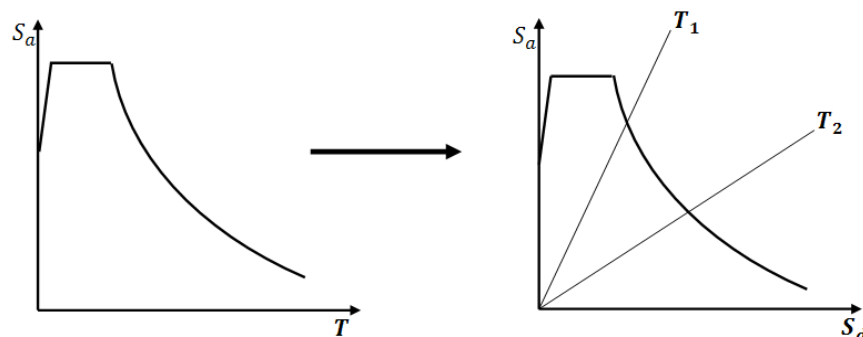


Figure 1-11 : Conversion du spectre élastique au spectre d'ADRS

- Superposition du spectre de capacité sur le spectre de demande élastique amorti

Une fois que le spectre de capacité et le spectre de demande élastique pour un pourcentage 5 % d'amortissement sont tracés ensemble dans le format ADRS, figure (1.11), une estimation initiale du point de performance (a_{pi} , d_{pi}) en utilisant la règle de déplacement égal peut être obtenu en prolongeant la partie linéaire du spectre de capacité jusqu'à ce qu'elle intersecté le spectre de demande élastique de 5% de pourcentage d'amortissement. Alternativement, on peut supposer que le point de performance est le point final du spectre de capacité ou peut être un autre point choisi sur la base de l'expérience en ingénierie comme proposé dans ATC-40[2].

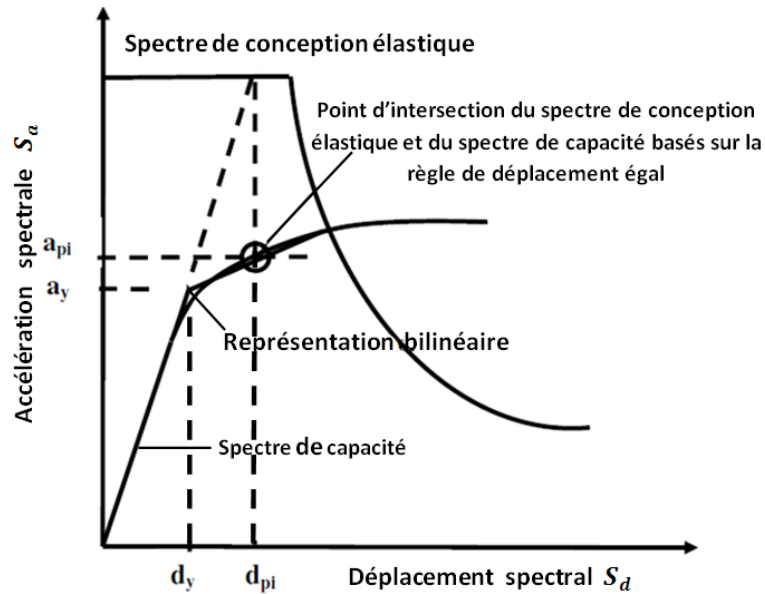


Figure 1.11 : l'estimation initiale du point de performance en utilisant la règle de déplacement égal.

- L'amortissement visqueux équivalent

L'amortissement qui survient lorsque le séisme pousse la structure à la domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux qui existe originairement à la structure et l'amortissement hystérétique.

L'amortissement hystérétique est l'amortissement lié à la surface situé en bas des boucles qui sont formées quand la force de séisme (l'effort tranchant à la base) est tracée contre le déplacement de structure.

L'amortissement hystérétique peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent en utilisant les équations qui sont disponible dans la dynamique des structures.

L'amortissement visqueux équivalent (B_{eq}), associé au déplacement maximal d_{pi} peut être estimé à partir de l'équation suivante :

$$B_{eq} = B_0 + 0.05 \quad (1,25)$$

B_0 : l'amortissement hystérétique représenté comme amortissement visqueux équivalent 0.05 représente 5% d'amortissement visqueux qui existe originalement à la structure (supposé être constant).

Le terme B_0 peut être calculé comme suit :

$$B_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (1,26)$$

E_D : l'énergie dissipée par l'amortissement.

E_{S_0} : l'énergie de déformation maximale.

L'importance physique des limites E_D et E_{S_0} dans l'équation (1.36) est illustrée à la figure (1.12) où E_D est l'énergie dissipée par la structure dans un seul cycle de mouvement et la surface confinée dans une seule boucle hystérétique, E_{S_0} l'énergie de déformation maximale associée au cycle de mouvement qui est la surface hachurée dans la figure.

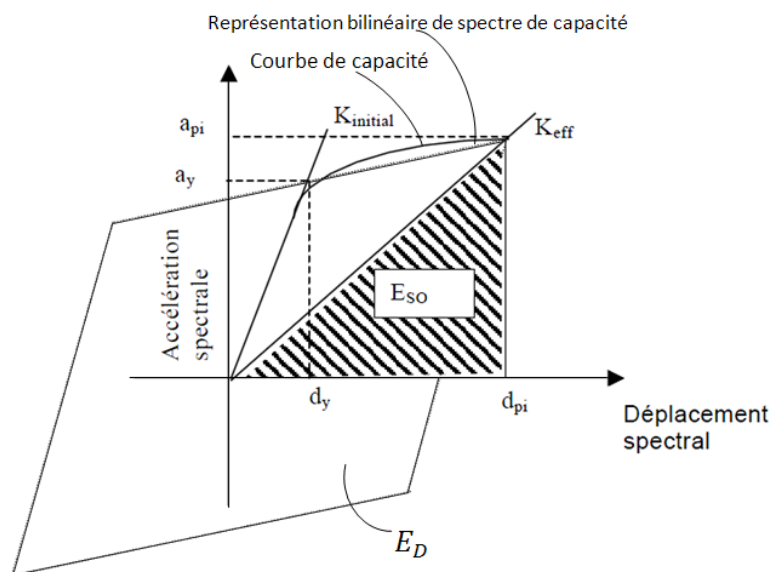


Figure 1.12: Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (ATC-40)

- Point de performance d'un système à un seul degré de liberté équivalent

Le nouveau spectre de demande doit intersecté le spectre de capacité ou à une distance suffisante pour l'estimation du point de performance, figure 1.13, si le spectre de demande intersecté le spectre de capacité dans une tolérance acceptable, l'estimation est alors acceptée, sinon le point de performance est ré-estimé et la procédure répétée à partir de l'étape de superposition du spectre de capacité sur le spectre ADRS.

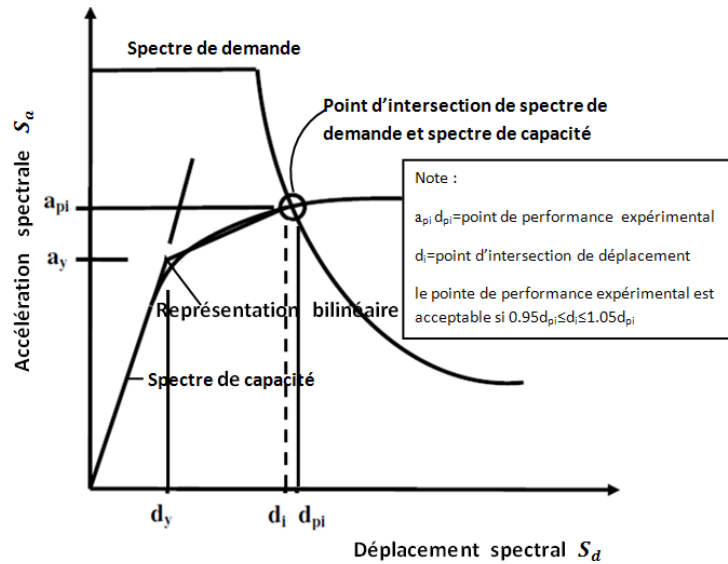


Figure 1.13 : estimation de déplacement cible en utilisant la méthode du spectre de capacité.

- Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté

Quand le point de performance est calculé, il est converti au déplacement cible d'un système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation suivante :

$$\mu_t = PF_1 \Phi_{ij} S_d \quad (1.27)$$

Où PF_1 est le facteur de participation défini dans l'équation (1.23)

Et S_d ont le déplacement spectral du système à un seul degré de liberté équivalent qui est défini dans l'équation (1.24).

1.9.2. La méthode N2

Le développement de la méthode de N2 a commencé dans le milieu des années 80. L'idée de base est venue du modèle Q développé par Saidii et Sozan [48]. Cette méthode combine l'analyse Pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent.

Contrairement, à la méthode de spectre du capacité qui est basée sur l'utilisation des spectres élastique avec l'amortissement visqueux équivalent, la méthode N2 est basée sur

l'utilisation des spectres inélastique pour éviter des itérations lors de l'évaluation des quantités de réponse de demande requises.

En général, la méthode de N2 est convenable pour les structures dominées par le premier mode.

La méthode de N2 est considérée semblable à la méthode de spectre du capacité, si elle est basée sur des spectres de réponse inélastique.

La méthode N2 peut être présentée dans les étapes suivantes [21]:

1- Création d'un modèle structural d'un système à plusieurs degrés de liberté dans le plan de la construction, additivement à cela, des relations non linéaires (force-déplacement) des éléments structurels sous une charge monotonique sont exigés.

2- Déterminer le spectre inélastique à partir du spectre élastique par un système à un seul degré de liberté élastique, ayant une période de vibration fondamental T et un facteur d'amortissement visqueux spécifique ζ , la relation suivante s'applique :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (1,28)$$

Où, S_{ae} et S_{de} sont respectivement les valeurs du spectre de pseudo-accélération élastique et du spectre de déplacement élastique, pour un système à un seul degré de liberté inélastique avec une relation bilinéaire (force-déformation), le spectre d'accélération S_a et le spectre de déplacement S_d peuvent être déterminés en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (1,29)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (1,30)$$

Où, μ est le facteur de ductilité qui est défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement plastique, et R_μ est le facteur de réduction du à la ductilité, c'est-à-dire, une raison de la dissipation d'énergie hystérétique des structures ductiles, dans la méthode N2, μ et R_μ sont liés par la relation bilinéaire suivante :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (1,31)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (1,32)$$

Où, T_c est la période caractéristique du mouvement terrestre, qui est définie comme la période de transition où le segment d'accélération constant du spectre de réponse (la gamme de période courte) passe à travers le segment de vitesse constant du spectre (la gamme de période moyenne).

Cette relation bilinéaire ($R_{\mu} - \mu$) suggère que, dans les gammes de période moyen et long, la règle de déplacement égale s'applique, qui est le déplacement d'un système à un seul degré de liberté inélastique est égal à la déplacement d'un système à un seul degré de liberté élastique avec la même période, en appliquant les équations (1.29) – (1.32) et en utilisant les spectres de conception élastique, les spectres de demande, pour des facteurs de ductilité constants μ dans le format (ADRS) peuvent être déterminé comme indiqué dans la figure (1.14)

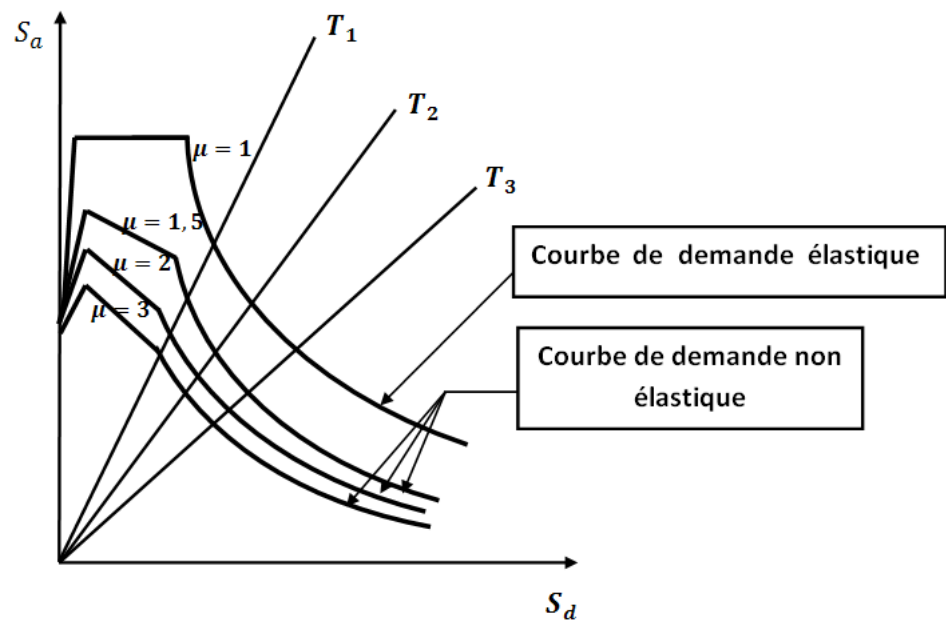


Figure 1.14 : les spectres de demande pour des facteurs de ductilité constants dans le format ADRS.

3- Appliquer l'analyse Pushover pour déterminer la relation non-linéaire force-déplacement pour le système à plusieurs degrés de liberté, lorsqu'il est soumis à une forme monotoniquement croissante de forces latérales représentant les forces d'inertie qui seraient éprouvées par la structure lors d'un tremblement de terre sous des charges incrémentalement croissantes, les différents éléments structuraux se plastifient séquentiellement, en conséquence la rigidité du système à plusieurs degrés de liberté est dégradée.

Le vecteur des charges latérales f qui est utilisé dans l'analyse Pushover est déterminé comme suit :

$$f = \mathbf{P}\mathbf{M}\{\phi\} \quad (1,33)$$

Où, \mathbf{M} est la matrice de masse diagonale du système à plusieurs degrés de liberté et \mathbf{P} est un facteur contrôlant la magnitude de charge latérale. Par conséquent, la charge latérale à l'étage « i » est proportionnelle au composant « ϕ_i » de la forme supposée de déplacement ϕ , et la masse de l'étage m_i .

$$P_i = P m_i \phi_i \quad (1,34)$$

Cette approche assure que le profil de force latérale serait égal à la distribution des forces de tremblement de terre efficaces, si la forme de déplacement supposée était exacte et constante pendant l'excitation de terrestre.

En outre, la transformation d'un système à plusieurs degrés de liberté, soumis à la charge latérale dans l'équation (1.33), à un système à un seul degré de liberté équivalent et vice-versa suit des mathématiques simples et aucune approximations additionnelle ne sont requises.

4- développer les caractéristiques de base d'un système à un seul degré de liberté équivalent qui est basé sur l'analyse Pushover du système à plusieurs degrés de liberté. Premièrement, il est supposé que la forme de mode de déplacement $\{\phi\}$ est invariable pendant la réponse du bâtiment au mouvement de terre \ddot{u}_g . C'est l'hypothèse de base et la plus critique dans la procédure. Normaliser $\{\phi\}$ de sorte que sa composante à l'étage dernier est l'unité.

Le vecteur de déplacement relatif μ est défini comme suit :

$$\mu = \{\phi\} D_t \quad (1,35)$$

Où, D_t le déplacement au sommet dépendant du temps.

Pour la simplicité, l'amortissement n'est pas inclus dans la dérivation, cependant, son influence sera incluse dans le spectre de conception.

En substituant $q=f$ dans l'équation du mouvement du système à plusieurs degrés de liberté, l'équation (1.1) et en la multipliant par $\{\phi\}$, nous obtenons l'équation suivante :

$$\{\phi\}^T M \{\phi\} \ddot{D}_g + \{\phi\}^T M \{\phi\} P = - \{\phi\}^T M \{1\} \ddot{u}_g \quad (1,36)$$

Après la multiplication et la division du côté gauche par $\{\phi\}^T M \{1\}$, l'équation du mouvement du système à un seul degré de liberté équivalent est exprimé comme suit :

$$m^* \ddot{D}^* + q^* = - m^* \ddot{u}_g \quad (1,37)$$

Où, m^* est la masse équivalent du système à un seul degré de liberté équivalent

$$m^* = \{\phi\}^T M \{1\} = \sum_{i=1}^N m_i \phi_i \quad (1,38)$$

Dans lequel N est le nombre total d'étages dans le système à plusieurs degrés de liberté. Dans l'équation (1.37), D^* et q^* sont le déplacement et la force du système à un seul degré de liberté équivalent, respectivement :

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (1,39)$$

$$q^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (1,40)$$

Où, V_b est l'effort tranchant à la base du système à plusieurs degrés de liberté exprimé par :

$$V_b = \sum P_i = \{\phi\}^T M \{1\} P = P \sum_{i=1}^N m_i \phi_i = P m^* \quad (1,41)$$

Le constant Γ qui contrôle la transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un modèle du système à un seul degré de liberté équivalent et vice-versa est le facteur de participation modale :

$$\Gamma = \frac{\{\phi\}^T M \{1\}}{\{\phi\}^T M \{\phi\}} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} \quad (1,42)$$

Comme on le voit, le même constant s'applique pour la transformation des déplacements et des forces, en conséquence, la courbe de Pushover déterminée pour un système à plusieurs degrés de liberté (la relation $V_b - \Delta$), s'applique également au système à un seul degré de liberté équivalent (la relation $q^* - D^*$), à condition que les valeurs de force et de déplacement sont divisés par Γ .

La méthode de N2 exige que la rigidité de post-plastification du système à un seul degré de liberté équivalent est égale à zéro, puisque le facteur de réduction R_{μ} est défini comme le rapport entre la résistance élastique exigée et la résistance plastique.

L'influence de l'écroûissage modéré peut être incorporée dans les spectres de demande. Il devrait être souligné que l'écroûissage modéré n'a pas d'influence significative sur la demande de déplacement, et que les spectres proposés s'appliquent approximativement pour les systèmes avec l'écroûissage nul ou petit.

La période de vibration élastique pour le système bilinéaire idéalisé (T^*) est donnée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{q_y^*}} \quad (1,43)$$

Où, q_y^* et D_y^* sont la résistance plastique et le déplacement plastique, respectivement.

Enfin, le diagramme de capacités de format (ADRS) est obtenu en divisant les forces dans la relation ($q^* - D^*$) par la masse équivalente m^*

$$S_a = \frac{q^*}{m^*} \quad (1,44)$$

5- Evaluation de la demande sismique du système à un seul degré de liberté équivalent est illustrée par la procédure graphique dans la figure 1.16 où les spectres de demande et le diagramme de capacité ont été tracés. L'intersection de la radiale correspondant à la période élastique du système bilinéaire idéalisé (T^*) avec le spectre de demande élastique définit la demande d'accélération (S_{ae}) ou la résistance requise pour le comportement élastique et la demande de déplacement élastique correspondant (S_{de}).

La pseudo-accélération plastique (S_{ay}) représente respectivement la demande d'accélération et la capacité du système inélastique.

Le facteur de réduction R_{μ} est déterminé comme le rapport entre les demandes d'accélération correspondant aux systèmes élastiques et inélastique :

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (1,45)$$

Noter que l'accélération de conception S_{de} est généralement plus petite que l'accélération plastique S_{ay} .

Si la période élastique (T^*) est plus grande ou égale à T_c , la demande de déplacement inélastique S_d est égale à la demande de déplacement élastique S_{de} . C'est-à-dire $S_d = S_{de}$ pour $T^* \geq T_c$

Dans ce cas, la demande de ductilité est donnée par :

$$\mu = R_\mu \quad (1,46)$$

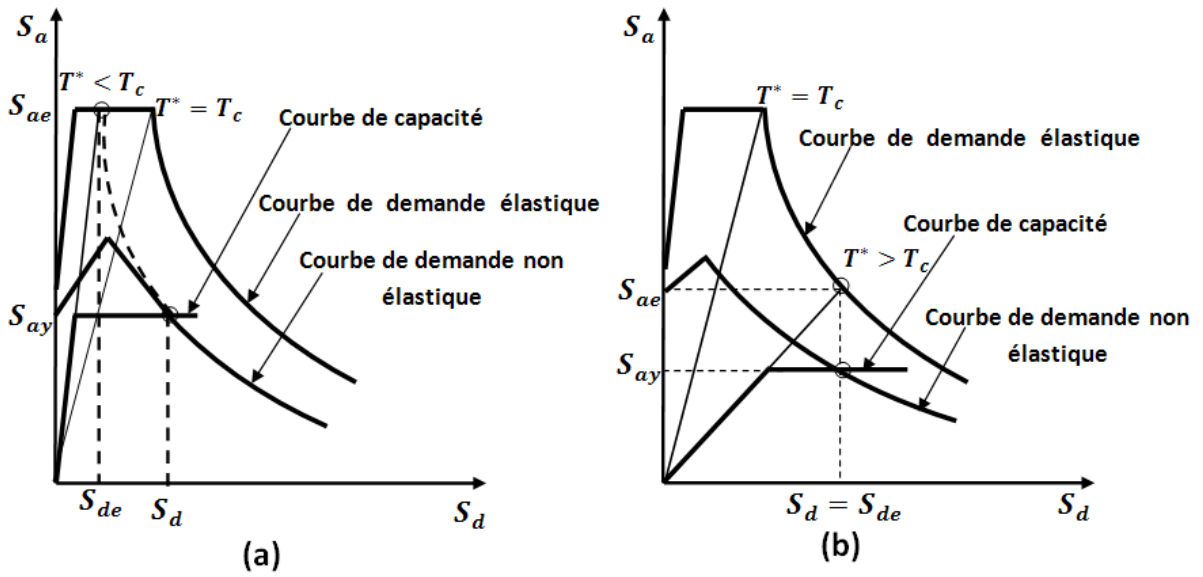


Figure 1.15 : la procédure graphique pour évaluer la demande sismique du système à un seul degré de liberté équivalent

Si la période élastique T^* du système est inférieure à T_c , la ductilité est donnée par :

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \quad T^* < T_c \quad (1,47)$$

La demande de déplacement inélastique peut être déterminée à partir de la définition de la ductilité ou à partir des équations (1.30) et (1.47) comme suit :

$$S_d = \mu \Delta_y^c = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \quad (1,48)$$

Dans les deux cas ($T^* < T_c$ et $T^* \geq T_c$) la demande inélastique en terme d'accélération et les déplacements correspondant au point d'intersection du diagramme de capacité avec le spectre de demande correspondant à la demande de ductilité μ_0 à ce point, le facteur de ductilité qui est déterminé à partir du diagramme de capacité et le facteur de ductilité associé à l'intersection du spectre de demande sont égales.

Noter que toutes les étapes de la procédure peuvent être exécutées numériquement sans employer le graphique

6- transformer la demande de déplacement inélastique S_d du modèle d'un système à un seul degré de liberté à un déplacement maximal au sommet D_z du système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation (1.39).

Ce déplacement transformé du système à plusieurs degrés de liberté est appelé le déplacement cible.

Les demandes sismiques locales (par exemple, le déplacement de niveau, les rotules plastiques) sont déterminées par l'analyse Pushover dans laquelle le bâtiment est poussée jusqu'au déplacement cible. On suppose que la distribution des déformations dans la structure par l'analyse Pushover correspond approximativement à celle obtenue dans l'analyse dynamique.

- **La méthode Pushover dans l'eurocod 8 [18]**

Eurocode 8 (EC8) inclut deux méthodes d'analyse non linéaire:

L'analyse statique non linéaire (Pushover) et l'analyse dynamique non linéaire. L'analyse statique non linéaire consiste en l'application monotone des charges latérales croissantes à la structure, dans l'eurocod 8, elle est basée sur la méthode N2 développée par prof. Fajfar [43].

Les étapes de la méthode Pushover dans l'eurocod 8 sont similaires aux étapes de la méthode de N2 mentionnée ci-dessus, et sont expliquées dans l'annexe A

1.9.3. La méthode de coefficient du déplacement de FEMA -273 [24]

La méthode de coefficient du déplacement diffère de la méthode de spectre de capacité et à la méthode N2 dans l'évaluation du déplacement cible, qui n'exige pas la conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité.

La méthode de coefficient du déplacement proposée dans FEMA-273[24] estime le point de performance structurel en termes de déplacement cible représentant le déplacement au sommet maximal prévu. Le déplacement cible dans FEMA-273[24] est donné par la relation suivante :

$$\delta_c = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1,49)$$

Où, T_e est la période fondamentale effective (en secondes) du bâtiment dans la direction étudiée, S_a est l'accélération du spectre de réponse (en g) à la période fondamentale effective et le facteur d'amortissement du bâtiment dans la direction étudiée, et g l'accélération de la pesanteur. Les facteurs correctifs C_0 , C_1 , C_2 et C_3 sont définis comme suit : le facteur C_0 est le facteur de modification pour relier entre le déplacement spectral et le déplacement de toit.

Les valeurs approximatives de C_0 données dans le tableau 1.1

Tableau 1.1 : les valeurs du facteur de modification C_0

| | | | | | |
|-------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|
| Nombre de niveau | 1 | 2 | 3 | 5 | 10 |
| Facteur de modification | 1.0 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 |

Le facteur C_1 , est le facteur de modification pour relier entre les déplacements inélastiques maximaux prévus et les déplacements calculés pour la réponse élastique linéaire :

$$C_1 = 1.0 \quad \text{pour} \quad T_e > T_0 \quad (1,50)$$

$$C_1 = \frac{1}{R} (1.0 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e}) \quad \text{pour} \quad T_e < T_0 \quad (1,51)$$

Où, T_0 est la période caractéristique du spectre de réponse, qui est défini comme la période associée a la transition du segment d'accélération constant du spectre au segment de vitesse constante, et R est un coefficient représentant le rapport entre la demande de résistance élastique et la résistance plastique calculée. C_1 ne doit pas être moins de 1.0, et également il ne doit pas dépassé les valeurs données dans (FEMA-273 [24]) en fonction de la période fondamentale du bâtiment T :

$$C_1 = 1.5 \quad \text{pour} \quad T < 0.10 \text{ sec} \quad (1,52)$$

$$C_1 = 1.0 \quad \text{pour} \quad T > T_0 \quad (1,53)$$

Le coefficient R est exprimé en termes de l'effort tranchant à la base à la limite d'élasticité (résistance plastique) V_{by} comme suit :

$$R = \frac{S_a}{V_{by}/W} \cdot \frac{1}{C_0} \quad (1,54)$$

Où, W est la charge permanente totale et la charge d'exploitation prévue. V_{by} est déterminée en utilisant l'analyse Pushover, où la courbe de Pushover est définie par une relation bilinéaire comme illustré dans la figure (1.16)

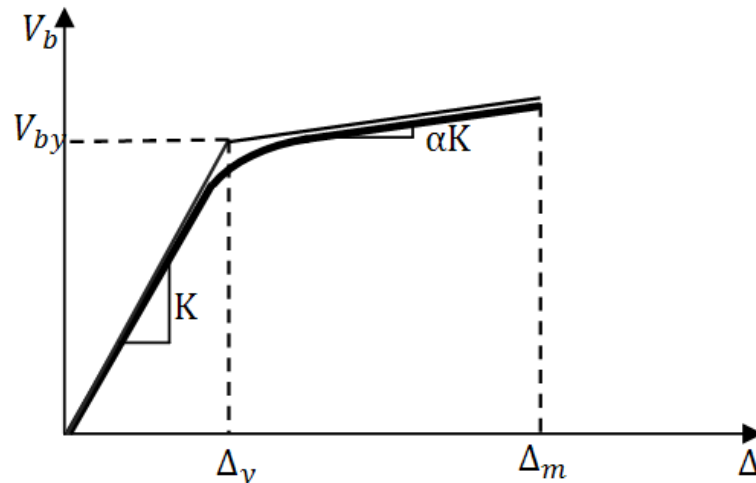


Figure 1.16 : Idéalisation bilinéaire de courbe de Pushover

Le facteur C_2 est le facteur de modification pour représenter l'effet de la forme d'hystérésis sur la réponse de déplacement maximale. Les valeurs de C_2 varient entre 1 et 1.5 selon le type du système de contreventement et le niveau de performance, quand $T = 0,1$ seconds ou $T \geq T_0$ seconde. Les valeurs de C_2 sont données dans l'annexe A.

Le facteur C_3 est le facteur de modification pour représenter les effets de P-delta croissants. Pour les bâtiments à rigidité positive après la plastification, C_3 sera placé égal à 1.0. Pour les bâtiments à rigidité négative après la plastification, C_3 est calculé en utilisant l'équation suivante :

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (1,55)$$

Où, α est le rapport entre la rigidité après la plastification et la rigidité élastique effective.

Les valeurs de C_3 ne doivent pas dépasser ce qui suit :

$$C_3 = 1.0 \quad \text{pour} \quad \theta_m \leq 0.1 \quad (1,56)$$

$$C_3 = 1 + 5(\theta_m - 0.1) \quad \text{pour} \quad \theta_m \geq 0.1 \quad (1,57)$$

Où θ_m est la valeur maximale de θ_i pour tous les étage, où θ_i est donnée par :

$$\theta_i = \frac{P_i d_i}{V_i h_i} \quad (1,58)$$

Où P_i est la partie du poids total de la structure au niveau de l'étage i , V_i est l'effort tranchant latéral total dans la direction étudiée à l'étage i en raison du séisme en supposant que la structure reste élastique .

h_i est la hauteur de l'étage i et d_i est le dérivé latéral dans l'étage i , dans la direction étudiée, à son centre de rigidité, en utilisant les mêmes unités que pour mesurer h_i .

La période fondamentale effective du bâtiment T_e dans la direction étudiée est calculée en utilisant la courbe Pushover.

La relation non linéaire entre l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud cible est remplacée par une relation bilinéaire pour estimer la rigidité latérale effective K_e du bâtiment dans la direction étudiée, et l'effort tranchant à la plastification V_{By} . La rigidité latérale effective est prise comme la rigidité sécante calculée à l'effort tranchant à la base égal à 60% de la résistance plastique (limite d'élasticité) comme illustré dans la figure (1.17).

La période fondamentale effective T_e est calculé comme suite :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1,59)$$

Où, T_i la période fondamentale élastique dans la direction étudiée calculée par l'analyse dynamique élastique, et K_i la rigidité latérale élastique du bâtiment dans la direction étudiée.

CHAPITRE 2

MODELISATION DES STRUCTURES

2.1. Introduction

Pour l'évaluation du comportement global de structures en béton armé par l'analyse pushover, plusieurs modèles analytiques bidimensionnels, sont considérés dans cette étude. Le programme SAP2000 est considéré comme l'un des programmes qui facilitent l'exécution de ce type d'analyse, dans ce chapitre, les principes et les caractéristiques de ce programme lors de l'analyse pushover sont détaillées.

Et ce chapitre clarifie en détail, les modèles analytiques utilisés dans cette étude avec des informations sur les différents modes de chargements utilisés dans l'analyse pushover, pour la représentation la distribution probable des forces d'inertie imposée aux modèles lors des séismes.

2.2. Analyse Pushover avec SAP2000[15]

L'analyse statique non linéaire ou l'analyse Pushover pourrait être exécutée directement par des logiciels spéciaux qui peuvent modéliser le comportement non linéaire pour les éléments de la structure qui résistent aux charges latérales. Parmi ces logiciels, le logiciel SAP2000 [15].

Le programme d'analyse structurelle SAP2000 est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis pour la modélisation et l'analyse.

L'analyse Pushover est une caractéristique très puissante offerte dans la version non-linéaire de SAP 2000, et elle peut être exécutée sur les deux modèles structuraux bidimensionnels et tridimensionnels.

L'analyse Pushover peut comprendre tout nombre de cas de Pushover et chaque cas peut avoir une distribution différente de charge latérale sur la structure. Un cas de Pushover peut commencer à partir des conditions initiales zéro ou à partir de la fin d'un cas de Pushover précédent [50].

SAP 2000 exécute l'analyse Pushover en contrôlant soit la force ou soit en contrôlant le déplacement.

Le figure 2-1 ci-dessous illustre la boîte de dialogue, des données d'analyse pushover ,elle représente la phase la plus importante dans l'analyse pushover au moyen de SAP2000 et elle comprend les options suivantes:

The image shows the 'Static Pushover Case Data' dialog box. It has a blue title bar. Below the title bar, there is a section for 'Pushover Case Name' with a text box containing 'PUSH2'. The main area is divided into several sections:

- Options:** Contains two radio buttons: 'Push to Load Level Defined by Pattern' (unselected) and 'Push to Displ. Magnitude' (selected). The 'Push to Displ. Magnitude' option has a text box with '0,2013'. Other options include 'Use Conjugate Displ. for Control' (checked), 'Monitor' (U1), 'at Joint' (6), 'Start from Previous Pushover' (PUSH1), and 'Save Positive Increments Only' (checked). Numerical input fields are provided for 'Minimum Saved Steps' (10), 'Maximum Null Steps' (50), 'Maximum Total Steps' (500), 'Maximum Iterations/Step' (10), 'Iteration Tolerance' (1,000E-04), and 'Event Tolerance' (0,01).
- Member Unloading Method:** Contains three radio buttons: 'Unload Entire Structure' (selected), 'Apply Local Redistribution', and 'Restart Using Secant Stiffness'.
- Geometric Nonlinearity Effects:** Contains three radio buttons: 'None' (selected), 'P-Delta', and 'P-Delta and large Displacements'.
- Load Pattern:** A table with two columns: 'Load' and 'Scale Factor'. The first row shows 'PUSH1' in the 'Load' column and '1.' in the 'Scale Factor' column. Below the table are 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons. To the right of the table are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figure 2-1 boîte de dialogue des données d'analyse pushover

Le bouton d’option ‘**Push to load level defined by Pattern**’ est utilisé pour effectuer l’analyse dans laquelle la force est contrôlée.

Cette option est utile pour l'application de la charge gravitaire sur la structure.

L’analyse Pushover procède typiquement à la valeur de chargement totale qui est la somme de toutes les charges incluses dans la boîte ‘ **Load pattern**’

Le bouton ‘**the push to displacement magnitude**’ est utilisé pour effectuer l’analyse dans laquelle le déplacement est contrôlé.

Cette option est utile pour l'application de la charge latérale sur la structure.

L’analyse Pushover procède typiquement au déplacement spécifié dans la direction de contrôle spécifiée au nœud de contrôle spécifié [50].

Les paramètres dans la partie droite de la zone '**options**' (figure 2.1) contrôlent l'analyse Pushover :

- Les options '**minimum saved steps**' et '**maximum total steps**' sont utilisées pour contrôler le nombre de points réellement sauvegardés dans l'analyse Pushover.

Seulement les étapes aboutissant aux changements significatifs dans la forme de courbe de Pushover sont sauvegardés pour la sortie.

- L'option '**the maximum null steps**' est un compteur cumulatif durant toute l'analyse pour prendre en compte la non-convergence dans une étape en raison de la sensibilité numérique dans la solution ou une défaillance catastrophique dans la structure.

Les options '**iteration tolerance**' et '**maximum iteration/step**' sont des paramètres de contrôle pour vérifier l'équilibre statique à la fin de chaque étape d'une analyse Pushover.

La charge non équilibrée est calculée comme étant la différence entre les charges extérieurement appliquées et les forces internes dans les éléments, si le rapport entre la charge non équilibrée et la charge appliquée dépasse la valeur de l'option '**itération tolérance**' la charge non équilibrée est appliquée sur la structure dans une deuxième itération pour cette étape. Ces itérations continuent jusqu'à ce que la valeur de la charge non équilibrée est compatible avec la valeur de l'option '**itération tolérance**' ou le nombre maximal d'itérations spécifié dans l'option '**maximum iteration/step**' atteint.

La constante '**event tolerance**' pour tous les éléments est employée pour déterminer quand un événement se produit réellement pour une rotule

La non-linéarité géométrique peut être considérée à partir des effets de P-delta ou des effets de P-delta plus de grands déplacements [50]. (figure 2-1).

Des modes de charge latérale modale et uniforme peuvent être directement définis par SAP 2000 en plus de n'importe quel cas de charge latéral statique défini par l'utilisateur.

Le mode de charge modale est défini pour n'importe quel mode 'd'Eigen' ou 'Ritz'. Tandis que le mode de charge uniforme est défini par l'accélération uniforme agissant dans l'une des trois directions globales (acc dir X, acc dir Y, acc dir Z)

La case '**membre unloading method**' est utilisé pour résoudre le problème du déchargement de rotule, il y a trois méthodes incluses dans le programme utilisées pour résoudre ce problème, ces méthodes sont : '**unload entire structure**', '**apply local redistribution**' et '**restart using secant stiffness**'.

Bien que les courbes Pushover obtenus à partir de chaque méthode aient la même capacité de l'effort à la base et le même déplacement latéral maximal, l'analyse Pushover est généralement exécutée en utilisant la méthode de déchargement **'unload entire structure'** avec l'option **'save positive increments only'** car cette méthode est la méthode la plus efficace et utilise un nombre modéré d'étapes totales et nulles.

2.3. Les propriétés des rotules dans SAP 2000

Dans SAP 2000, le comportement linéaire des éléments d'ossature est déterminé par les dimensions des sections et les propriétés des matières assignées à ces éléments. Les caractéristiques non linéaires force-déplacement pour les éléments d'ossature individuels sont modélisées comme des rotules plastiques représentées par une série de segments de droite.

Dans cette étude, les rotules plastiques sont situées aux extrémités des éléments parce que ce site représente la zone des contraintes maximales pour les poteaux et les poutres.

La courbe de déformation plastique est une courbe force-déplacement (moment-rotation) qui donne la valeur de plastification et déformation plastique après plastification. Cette courbe se compose de cinq points comme illustré dans la figure (2-2) :

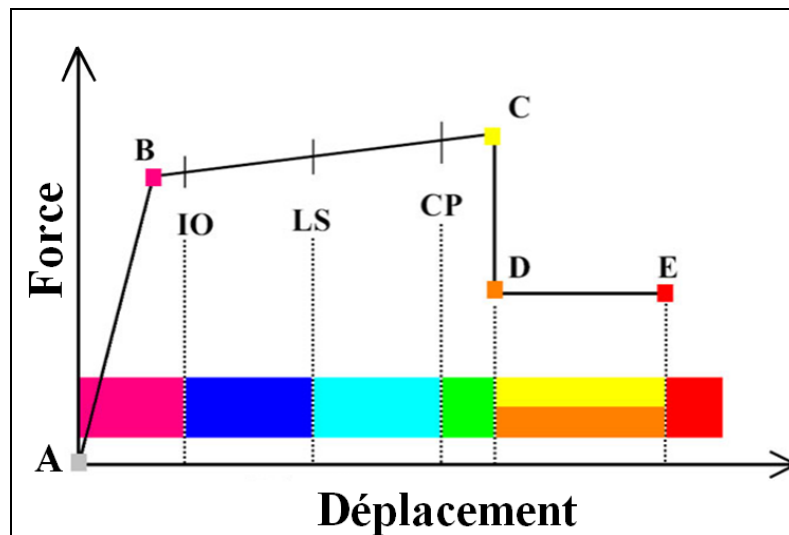


Figure 2-2 : Courbe force-déplacement ou moment- rotation pour une définition de rotule utilisée dans SAP2000 (courbe de déformation plastique)

Le point (A) représente l'origine

Le point (B) représente l'état de plastification

Le point (C) représente la capacité ultime pour l'analyse Pushover

Le point (D) représente la résistance résiduelle pour 'analyse Pushover

Le point (E) représente l'échec total.

Avant d'atteindre le point B, la déformation est linéaire et se produit dans l'élément d'ossature lui-même, et non dans la rotule.

La déformation plastique au-delà du point B se produit dans la rotule en plus de n'importe quelle déformation élastique pouvant se produire dans l'élément, la résistance résiduelle à partir de D à E permet aux éléments d'ossature de supporter des charges de gravité

L'utilisateur peut spécifier des mesures additionnelles de déformation aux points IO (le début d'exploitation), LS (l'état d'exploitation sécuritaire) et CP (l'état de dommage), ceux-ci sont des mesures informationnelles qui sont rapporté dans les résultats d'analyse et utilisées pour la conception basé sur la performance, n'ayant aucun d'effet sur le comportement de la structure

Selon FEMA-273 [24] :

- Le niveau IO (début d'exploitation)

Indique que l'état des dommages suite au séisme est très limité, les systèmes de résistances des forces horizontales et verticales de la construction conservent à peu près leur résistance et rigidité antérieur au séisme. Le danger sur la vie présenté par les dommages structurels est très faible, malgré cela, certaines réparations structurelles simples doivent avoir lieu qui ne sont pas généralement exigibles avant la réutilisation de la construction.

- Le niveau LS (l'état d'exploitation sécuritaire)

Indique que l'état des dommages après le séisme subit par la structure est importante, mais, il existe une marge contre l'effondrement, certains éléments et composants structurels sont très endommagés, mais ceci n'entraîne pas la chute de débris importants tant à l'intérieur qu'à l'extérieur de la construction. Les dommages peuvent avoir lieu durant le séisme, mais le danger sur la vie résultant de ces dommages est faible, l'utilisation de la construction peut être interdit jusqu'à réparation.

- Le niveau CP (l'état des dommages)

Il indique que la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total, comme il indique que le grand dommage subit par les éléments structurels et non structurels avec la probabilité d'une très grande dégradation dans la rigidité des systèmes de résistance de chargement latéral avec la présence d'une marge infime contre l'effondrement, à ce niveau et en présence d'une grande dégradation des systèmes de résistances des chargement latéral, il est impératif pour les éléments principaux des systèmes de résistance aux forces de gravité doit continuer à résister. Il peut exister un grand danger à cause de la chute des débris structurels et il n'est pas pratique techniquement de réparer la structure, sécuritairement il est inutilisable, par l'existence de répliques. Qui peut entraîner l'effondrement de la construction.

- Il y a trois types de propriété de rotule dans SAP 2000 : les propriétés de rotule par défaut, les propriétés de rotule définies par l'utilisateur et les propriétés de rotule engendrées.

Seulement, les propriétés de rotule par défaut et les propriétés de rotule définies par l'utilisateur peuvent être assignées aux éléments d'ossature

Quand ces propriétés de rotules (par défaut et définies par l'utilisateur) sont assignées à un élément d'ossature, le programme crée automatiquement une nouvelle propriété de rotule engendrée pour chaque rotule. Les propriétés de rotule par défaut ne peuvent être modifiées et dépendent de la section.

Quand les propriétés de rotule par défaut sont utilisées, le programme combine ses critères par défaut intégrés avec les propriétés de section définie pour chaque élément pour produire les propriétés de rotule finales. Les propriétés de rotule par défaut intégrées pour les membres en acier et en béton sont basées sur des critères de FEMA-273[24] et l'ATC-40[2]. Les propriétés de rotule définies par l'utilisateur peuvent être basées sur les propriétés par défaut ou ils peuvent être complètement définies par l'utilisateur.

Quand les propriétés définies par l'utilisateur ne sont pas basées sur les propriétés par défaut, alors les propriétés peuvent être Affichées et modifiées, les propriétés de rotule engendrées sont utilisées dans l'analyse, ils peuvent être affichés, mais non modifiés.

Dans cette étude, seulement deux types de rotule basées sur les propriétés par défaut sont utilisés, pour simuler la formation de rotule plastique lors du comportement non- linéaire de la structure.

Le premier type est la rotule de moment (M3) est assignée aux poutres, et le deuxième type est la rotule (PM2M3) qui combine entre la rotule axiale et la rotule de moment assignée aux poteaux, les propriétés de rotule de ce type sont basées sur la surface d'interaction qui représente où se produit la première plastification pour les combinaisons différentes de la force axiale, le moment secondaire, le moment principal agissant sur la section.

2.4. Propriétés des rotules par défaut des sections en béton

Les propriétés des rotules par défaut assigné aux sections en béton, sont basées sur les normes ATC-40 [2] et FEMA-273[24] , qui prend en considération les paramètres essentiels qui contrôlent le comportement. En s'appuyant sur ces paramètres, dans cette étude les rotules de moment par défaut assignées à toutes les poutres ont la même capacité de rotation plastique et les rotules par défaut PMM assignées à tous les poteaux ont aussi la même capacité de rotation plastique, et cela sans tenir compte des dimensions de la section. La rotation plastique est prise en tant que zéro pour les rotules de moment et les rotules PMM, par défaut.

Les relations moment-rotation par défaut et les diagrammes interactions du modèles (5-1) sont présentées dans le tableau 2-1 et la figure 2-3 successivement. Les facteurs de proportionnalité des rotations sont pris comme unité, alors que les facteurs de proportionnalité pour des capacités de moment des poutres sont présentés dans le tableau 2-2.

| Point | Moment/SF | Poutres | Poteaux |
|-------|-----------|-------------|-------------|
| | | Rotation/SF | Rotation/SF |
| E- | -0.2 | -0.035 | -0.025 |
| D- | -0.2 | -0.02 | -0.015 |
| C- | -1.1 | -0.02 | -0.015 |
| B- | -1 | 0 | 0 |
| A | 0 | 0 | 0 |
| B | 1 | 0 | 0 |
| C | 1.1 | 0.02 | 0.015 |
| D | 0.2 | 0.02 | 0.015 |
| E | 0.2 | 0.035 | 0.025 |

Tableau 2-1 : Relation moment-rotation des rotules par défaut (M) et (PMM) des sections en béton.

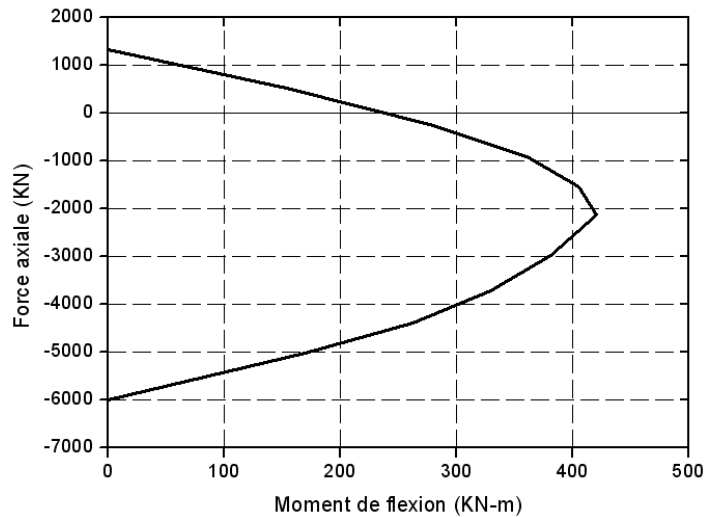


Figure 2-3 : Diagramme d'interaction P-M du modèles (5-1)

| | Rotules de moment (M) par défaut | |
|----------------|---|----------------|
| | $+M_{SF}$ (KN) | $-M_{SF}$ (KN) |
| Poutres | 160.476 | 206.811 |

Tableau 2-2 : les facteurs de proportionnalité de capacité de moment des rotules de moment M par défaut du modèle (5-1).

Finalement, après ces explications, nous résumons les étapes à suivre pour l'exécution de l'analyse pushover des structures au moyen du programme SAP2000, ces étapes se présentent comme suit :

Etape 1: Création d'un modèle représentant la structure, les charges verticales(les charges permanentes, les charges d'exploitation), les propriétés et les dimensions des éléments sont définies et assignés pour le modèle.

Etape 2 : les propriétés des rotules du portique sont définies et assignées aux éléments du portique.

Etape 3: les cas de charges indispensables pour l'analyse pushover sont définis, ces cas incluent :

- les charges de gravité, ou autre charges pouvant influencer sur la structure avant l'application des charges sismiques horizontales.
- Les charges horizontales utilisées pour la poussée de la structure.

Etape 4: Définition des cas de l'analyse statique non linéaire utilisés dans l'analyse pushover, ces cas comprennent :

- Un ou plusieurs cas qui commencent de zéro comme première condition avec l'application des charges de gravité et cela par l'utilisation l'option contrôle de charge.
- Un ou plusieurs cas pushover qui commencent à partir des cas précédents soit les cas de charges de gravité, ces cas doivent être appliquées lors de l'option contrôle de déplacement; le déplacement est contrôlé habituellement au sommet de la structure et utilisé pour l'illustration de la courbe pushover.

Etape 5: Exécution des cas pushover au moyen du programme.

Etape 6: dans l'ultime étape, le programme SAP2000 dessine la courbe pushover, la forme déformée qui fait apparaître les rotules plastiques, les forces et les moments et autres résultats concernant l'analyse pushover dont nous avons besoin.

2.5. Description des modèles analytiques

Pour l'évaluation du comportement sismique des constructions en béton armé au moyen de la méthode pushover, et pour la maîtrise et l'application des techniques de cette méthode, nous utilisons plusieurs modèles analytiques qui représentent des structures en portique en Algérie.

Au moment de la création de ces modèles analytiques, plusieurs facteurs sont pris en considération, le plus important est la création de modèle analytique dont l'évaluation de son comportement sismique est aisé, pour cela, nous choisissons des portiques bidimensionnels et pour lesquelles l'évaluation de leur comportement sismiques est chose facile. L'autre point important est le choix de modèles couvrant un vaste domaine de périodes fondamentales et en même temps représentant la majorité des portiques qui peuvent être rencontrés dans les constructions en Algérie, pour cette raison, nous avons modéliser des portiques de 02, 05 et 08 niveaux et 02 et 04 travées, la longueur de la travée est pris égale à quatre (04) mètres pour tous les modèles considérés. Concernant la hauteur des niveaux, elle est prise égale à trois (03) mètres sauf les pour les premiers niveaux, elle est changeante pour chaque portique entre trois (03) et cinq (05) mètres et cela dans le but de vérifier le changement dans le comportement global de la construction dans la probabilité de la présence d'un étage souple, et pour connaître les conséquences du

changement de hauteur du premier niveau sur la courbe de pushover (courbe de capacité). Pour la distinction de ce portiques, nous les avons nommés comme présentés dans le tableau suivant :

| Nom du modèle | Nombre de niveaux | Nombre de travées | Hauteur du niveau un (m) |
|---------------|-------------------|-------------------|--------------------------|
| (2-1) | 2 | 2 | 3 |
| (2-2) | 2 | 2 | 5 |
| (2-3) | 2 | 4 | 3 |
| (2-4) | 2 | 4 | 5 |
| (5-1) | 5 | 2 | 3 |
| (5-2) | 5 | 2 | 5 |
| (5-3) | 5 | 4 | 3 |
| (5-4) | 5 | 4 | 5 |
| (8-1) | 8 | 2 | 3 |
| (8-2) | 8 | 2 | 5 |
| (8-3) | 8 | 4 | 3 |
| (8-4) | 8 | 4 | 5 |

Tableau 2-3 : distinction des modèles

Ces modèles sont conçus conformément au règlement parasismique algérien RPA2003 [47], et sont considérés comme portiques de constructions à usage d'habitation existants dans une zone à forte magnitude sismique, la zone 3.

En réalité, le règlement parasismique Algérien [47] (RPA2003) conditionne que dans cette zone, le nombre de niveau ne dépasse les deux (02) niveaux, et conditionne également l'évitement de la présence d'un niveau d'une grande hauteur par rapport aux autres niveaux (le danger de l'existence d'un étage souple) avec ce système de contreventement, mais pour les objectifs de l'étude, nous avons choisi ces modèles dans le respect des autres conditions du code.

Les charges de conception verticales des modèles, sont les charges permanentes et les charges d'exploitation qui sont la somme des charges verticales des dalles prises comme des charges réparties uniformément, les charges permanentes sont égales à 25 Kn /ml, concernant les niveaux courants, et égales à 20 kn/ml pour le dernier niveau. Les charges d'exploitation sont égales à 2,5 kn/ml et 1,5 kn/ml respectivement pour les niveaux

courants et pour le dernier niveau, les masses concentrées à chaque niveau sont calculées, et cela pour l'exécution des analyses des vibrations libres pour déterminer les caractéristiques dynamiques des modèles (période élastique, mode propre.....)

L'analyse des vibrations libres est effectuée au moyen du programme SAP2000, les détails des dimensions des poutres et poteaux et leur ferrailage des modèles (2-1), (5-1), (5-2) (8-1) additivement aux caractéristiques dynamiques de ces modèles sont représentés dans les Tableaux (2-4),(2-5) ,(2-6),(2-7),(2-8),(2-9),(2-10) et (2-11) successivement. Pour les autres modèles, leurs détails sont donnés dans l'annexe B.

Il convient de signaler uniquement que les valeurs de ferrailage pour les buts de l'étude sont établis sans exécution d'étude dynamique, mais elles étaient basées sur l'expérience en ingénierie en tenant en compte les conditions limites du RPA2003 [47] avec omission de l'existence d'irrégularités verticales.

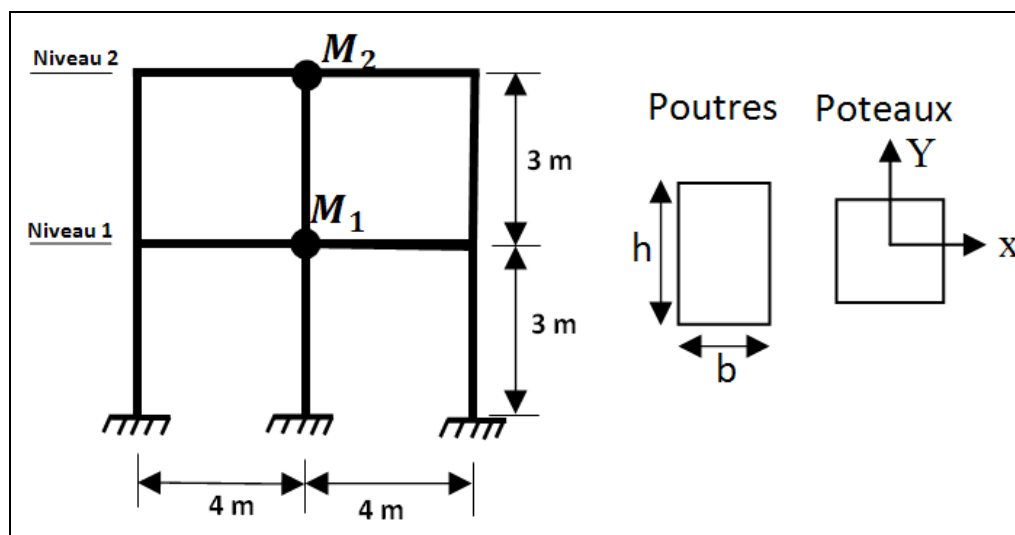


Figure 2-4: Configuration du modèle 2-1

| Niveau | Poutres | | | | Masse (t) | G (KN/m) | Q (KN/m) |
|--------|-------------------|----------------|--|---------------------|---|-------------|-------------|
| | Dimensions (cm) | | Valeurs de ferraillage (mm ²) | | | | |
| | Profondeur (h) | Largeur (b) | Nappe supérieure | Nappe inférieure | | | |
| 1 | 40 | 30 | 8.64 | 4.62 | 38.4 | 25 | 2.5 |
| 2 | 40 | 30 | 8.64 | 4.62 | 32.25 | 20 | 1.5 |
| Niveau | Poteau | | Nombre de barres | | Section de barre (cm ²) | | |
| | Dimensions (cm) | | | | | | |
| | x-dir | y-dir | x-dir | y-dir | | | |
| 1-2 | 35 | 35 | 3 | 3 | 2.01 | | |

Tableau 2-4 : Propriétés des sections et chargement du modèle 2-1

| Propriétés modales | Mode | |
|--------------------------------|--------|--------|
| | 1 | 2 |
| Période (sec) | 0.3966 | 0.1324 |
| Facteur de participation modal | 0.9 | 0.1 |
| Facteur de masse modal | 7.98 | 2.64 |

Tableau 2-5: Propriétés dynamiques du modèle 2-1

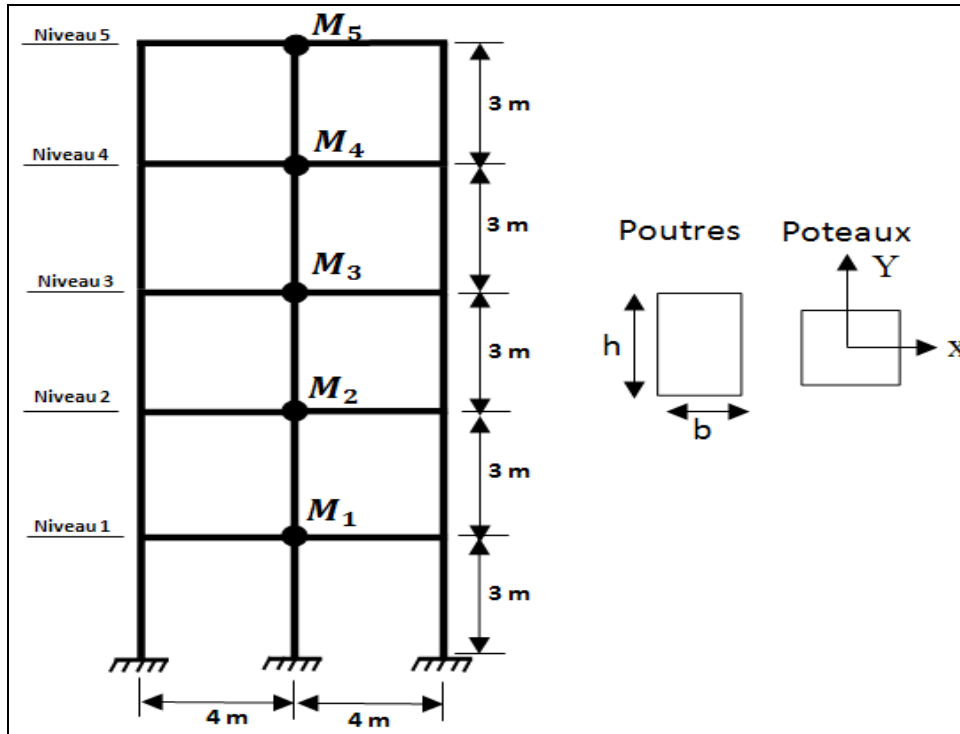


Figure 2-4: Configuration du modèle 5-1

| Niveau | Poutres | | | | Masse (t) | G (KN/m) | Q (KN/m) |
|--------|-----------------|-------------|--|------------------|-------------------------------------|----------|----------|
| | Dimensions (cm) | | Valeurs de ferrailage (mm ²) | | | | |
| | Profondeur (h) | Largeur (b) | Nappe supérieure | Nappe inférieure | | | |
| 1-4 | 50 | 30 | 12.06 | 9.17 | 41.175 | 25 | 2.5 |
| 5 | 50 | 30 | 12.06 | 9.17 | 35.025 | 20 | 1.5 |
| Niveau | Poteau | | Nombre de barres | | Section de barre (cm ²) | | |
| | Dimensions (cm) | | x-dir | y-dir | | | |
| | x-dir | y-dir | | | | | |
| 1-5 | 45 | 45 | 5 | 5 | 2.01 | | |

Tableau 2-6 : Propriétés des sections et chargement du modèle 5-1

| Propriétés modales | Mode | | |
|--------------------------------|--------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 |
| Période (sec) | 0.7017 | 0.2227 | 0.1242 |
| Facteur de participation modal | 0.83 | 0.11 | 0.04 |
| Facteur de masse modale | -12.85 | -4.63 | -2.84 |

Tableau 2-7 : Propriétés dynamiques du modèle 5-1

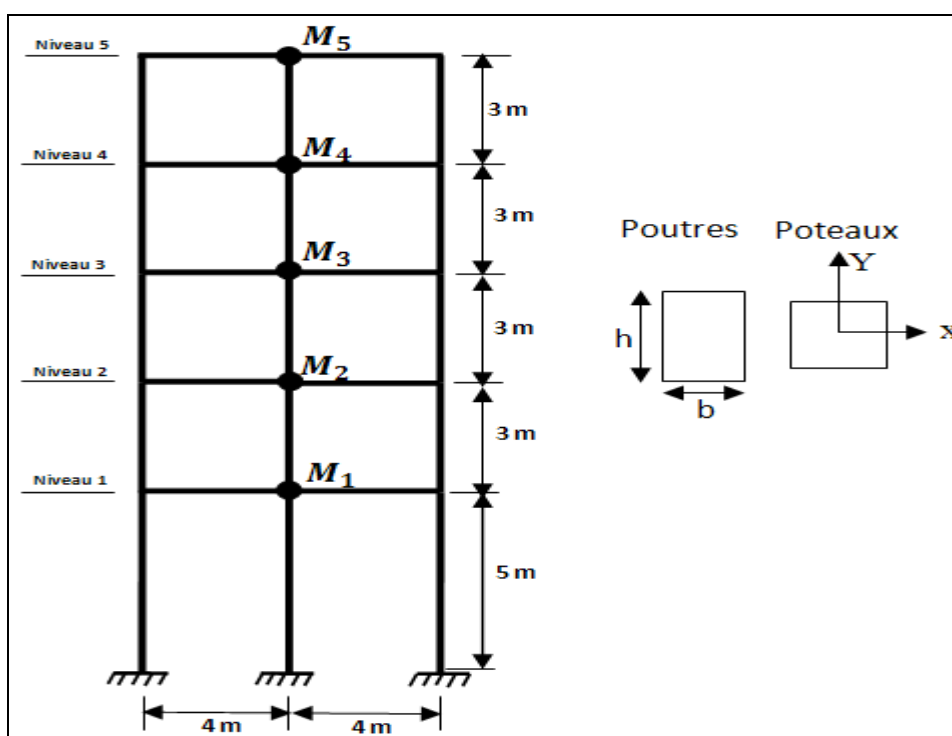


Figure 2-4: Configuration du modèle 5-2

| Niveau | Poutres | | | | Masse (t) | G (KN/m) | Q (KN/m) |
|--------|-----------------|-------------|--|------------------|-------------------------------------|----------|----------|
| | Dimensions (cm) | | Valeurs de ferrailage (mm ²) | | | | |
| | Profondeur (h) | Largeur (b) | Nappe supérieure | Nappe inférieure | | | |
| 1 | 50 | 30 | 12.06 | 9.17 | 44.05 | 25 | 2.5 |
| 2-4 | 50 | 30 | 12.06 | 9.17 | 41.175 | 25 | 2.5 |
| 5 | 50 | 30 | 12.06 | 9.17 | 35.025 | 20 | 1.5 |
| Niveau | Poteau | | Nombre de barres | | Section de barre (cm ²) | | |
| | Dimensions (cm) | | | | | | |
| | x-dir | y-dir | x-dir | y-dir | | | |
| 1-5 | 45 | 45 | 5 | 5 | 2.01 | | |

Tableau 2-8 : Propriétés des sections et chargement du modèle 5-2

| Propriétés modales | Mode | | |
|--------------------------------|--------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 |
| Période (sec) | 0.9367 | 0.2824 | 0.1469 |
| Facteur de participation modal | 0.93 | 0.056 | 0.009 |
| Facteur de masse modale | 13.74 | 3.37 | 1.33 |

Tableau 2-9 : Propriétés dynamiques du modèle 5-2

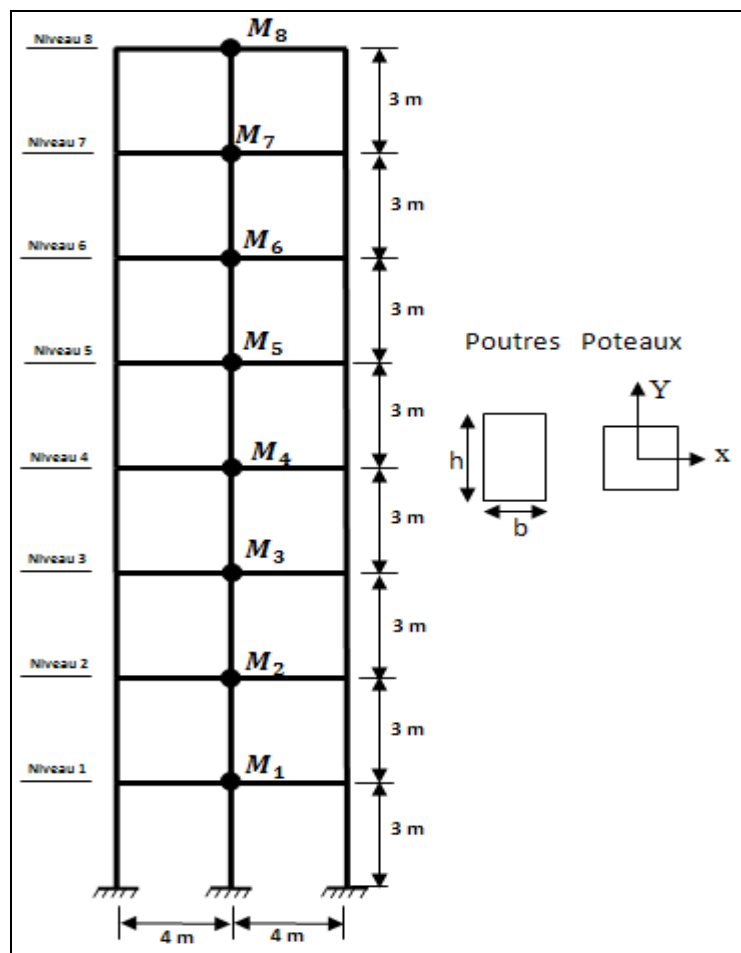


Figure 2-4: Configuration du modèle 8-1

| Niveau | Poutres | | | | Masse (t) | G (KN/m) | Q (KN/m) |
|--------|-------------------|----------------|--|---------------------|--|-------------|-------------|
| | Dimensions (cm) | | Valeurs de ferrailage (mm^2) | | | | |
| | Profondeur (h) | Largeur (b) | Nappe supérieure | Nappe inférieure | | | |
| 1-7 | 40 | 60 | 18.84 | 15.70 | 46.15 | 25 | 2.5 |
| 8 | 40 | 60 | 18.84 | 15.70 | 40 | 20 | 1.5 |
| Niveau | Poteau | | Nombre de barres | | Section de barre (cm^2) | | |
| | Dimensions (cm) | | x-dir | y-dir | | | |
| | x-dir | y-dir | | | | | |
| 1-8 | 55 | 55 | 4 | 4 | 3.14 | | |

Tableau 2-10 : Propriétés des sections et chargement du modèle 8-1

| Propriétés modales | Mode | | |
|--------------------------------|--------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 |
| Période (sec) | 0.8401 | 0.2696 | 0.1506 |
| Facteur de participation modal | 0.80 | 0.11 | 0.04 |
| Facteur de masse modale | 17.09 | -6.34 | -3.73 |

Tableau 2-11 : Propriétés dynamiques du modèle 8-1

2.6. L'effort tranchant à la base de conception

Les méthodes de calculs proposées dans le Règlement Parasismique Algérien (RPA2003) [47] sont au nombre de trois (03), qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans cette étude, pour le calcul de la force latérale de conception ou l'effort tranchant à la base de conception, nous utilisons la méthode du spectre de réponse (méthode d'analyse modale spectrale), car nous avons dans cette étude des modèles irréguliers (des modèles dont la hauteur du niveau un est égale à cinq mètres) et la méthode statique équivalente ne peut être appliquée selon le code dans un cas similaire de ces modèles, alors que la méthode du spectre de réponse est utilisée dans tous les cas. L'analyse par l'utilisation de la méthode du spectre de réponse, est une analyse dynamique élastique utilisant les valeurs de réponse maximales correspondant aux modes de vibrations ayant des participations importantes dans la réponse globale de la structure et détermine le nombre de modes de façon à incorporer dans les calculs de réponse plus de 90 % de la masse de la structure dans chaque direction principale, et les calculs des réponses modales maximales sont obtenus par utilisation des coordonnées verticales de la courbe du spectre de réponse approprié correspondant aux périodes de vibration des modes, et delà, les participations modales maximales sont additionnées par des méthodes statistiques pour obtenir la réponse des structures globales d'une façon approximative, soit l'addition des valeurs maximales des forces dans les éléments, des déplacements et l'effort tranchant d'étage par l'une des

méthode reconnue statistiquement. Le programme SAP2000 aide et facilite l'exécution de cette méthode.

On doit faire attention en cette méthode que par application du spectre de réponse sur la structure signifie l'application de vibration virtuelle similaire à celui résultant d'une secousse tellurique et non pas l'application d'une force horizontale sur la structure, il résulte de cette application un effort tranchant à la base engendrant des spectres de réponse élastique (moments, forces internes, déplacements).

Conformément au RPA2003 [47] , le spectre de calcul représentant l'action sismique est représenté comme suit :

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

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone.

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à catégories de site.

Q : Facteur de qualité.

Dans notre étude et vu l'existence de modèles réguliers et irréguliers, le coefficient de comportement de la structure R est variable, alors que le facteur Q , malgré la présence de cette différence, est considéré comme constant. Alors, nous obtenons deux formes de spectres de réponse :

- spectre de réponse des modèles réguliers

$$A = 0.25, R = 3.5, Q = 1.2, \eta = 0.9.$$

En absence des données fiable sur le site, on considère que la catégorie de site est S_3 d'où $T_1 = 0.15 \text{ sec}$, et $T_2 = 0.5 \text{ sec}$

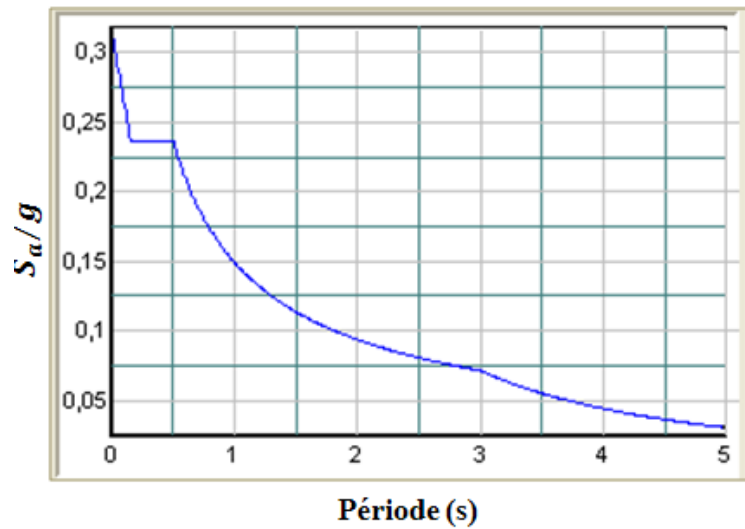


Figure 2-6 : Forme du spectre de réponse des modèles réguliers.

- spectre de réponse des modèles irréguliers

$$A = 0.25, R = 2, Q = 1.2, \eta = 0.9.$$

La même chose pour les modèles réguliers $T_1 = 0.15 \text{ sec}$, et $T_2 = 0.5 \text{ sec}$

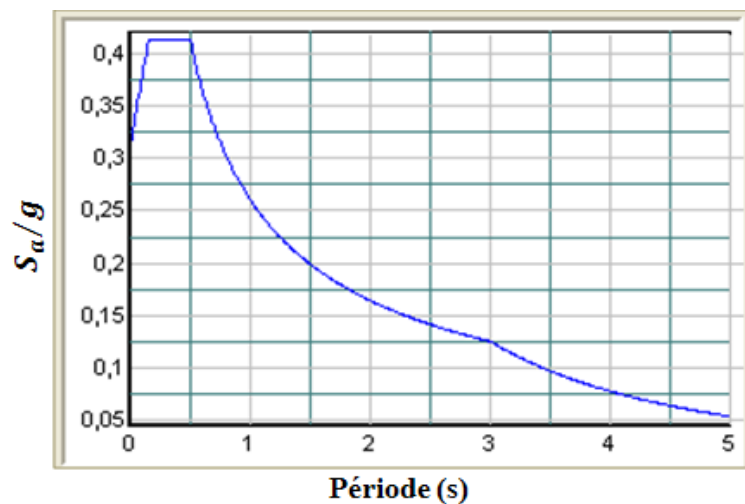


Figure 2-7 : Forme du spectre de réponse des modèles irréguliers.

L'effort tranchant de conception obtenu pour tous les modèles, est illustrée dans le tableau suivant :

| Modèle | L'effort tranchant à la base de conception (KN) |
|---------------|--|
| 2-1 | 148.45 |
| 2-2 | 235 |
| 2-3 | 278.76 |
| 2-4 | 434.32 |
| 5-1 | 311.63 |
| 5-2 | 506.227 |
| 5-3 | 573.42 |
| 5-4 | 942.65 |
| 8-1 | 491.70 |
| 8-2 | 847.65 |
| 8-3 | 921.06 |
| 8-4 | 1583.381 |

Tableau 2-12 : Tableau résumant les valeurs de l'effort tranchant à la base de conception des modèles

2.7. Le mode de chargement latéral

Le choix du mode de chargement latéral pour la détermination exacte du déplacement cible, est considéré comme un pas important dans l'analyse pushover et cela pour son utilisation dans la représentation la distribution probable des forces d'inertie imposées sur les structures au moment des séismes [42].

Il est clair que la distribution des forces d'inertie est variée selon la magnitude du séisme et avec le temps lors de ce séisme. Pour cela plusieurs modes de chargement sont proposés pour l'application de l'analyse pushover. Dans cette étude, trois modes de chargement latéral sont proposés, ces modes seront expliqués brièvement dans ce qui suit (les efforts tranchants d'étages sont normalisés au moyen de l'effort tranchant à la base pour obtenir un effort tranchant total équivalent à l'unité) [53] :

2.7.1. Mode de chargement latéral du code

Ce mode est défini dans le règlement parasismique algérien RPA 2003[47] , la force latérale à chaque niveau F_i est calculée par la relation suivante :

$$F_i = (V - F_t) \frac{w h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \quad (2-2)$$

Où :

V : L'effort tranchant à la base

h : Hauteur du niveau i en commençant par la base

n : Le nombre total de niveaux

F_t : Le chargement sismique supplémentaire ajoutée au niveau n et donnée par la relation suivante : $F_t = 0.07 TV$ où t est la période fondamentale de la structure, $F_t = 0$ quand $T \leq (0, 7s)$.

2.7.2. Mode de chargement uniforme

La force latérale à chaque niveau est proportionnelle à la masse de ce niveau, d'un autre sens :

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i}$$

Où :

F_i : La force latérale au niveau i

m_i : La masse au niveau i

2.7.3. Mode de chargement du premier mode élastique (modal)

Dans ce mode de chargement, la force latérale à chaque niveau est proportionnelle à l'amplitude du premier mode élastique et la masse de ce niveau, dans un autre sens.

$$F_i = \frac{m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i}$$

Où :

Φ_i : Amplitude du premier mode élastique au niveau i .

m_i : La masse au niveau i .

CHAPITRE 3

EVALUATION DES RESULTATS D'ANALYSE PUSHOVER

3.1. Introduction

Les effets et la précision des modes de chargement latéral utilisés dans l'analyse Pushover pour prévoir le comportement des structures suite aux mouvements sismiques qui entraînent différents niveaux de réponses élastiques linéaires ou non élastiques non linéaires, sont présentés dans cette étude, dans ce but :

- le comportement global de la structure.
- Les déplacements des niveaux.
- Le rapport de déplacement relatif
- l'effort tranchant d'étage.
- L'emplacement des rotules plastiques.

Ont été choisis en tant que paramètres de réponse.

Les courbes pushover des structures sont obtenues en procédant aux analyses pushover au moyen du programme SAP 2000.

Les déplacements des niveaux, le rapport de déplacement relatif, l'effort tranchant d'étage, l'emplacement des rotules plastiques pour tout mode de chargement latéral est extraite de la base de données d'analyse pushover . Lors du déplacement au sommet prédéterminé en accord avec le niveau de déformation considérée.

Dans notre étude, nous avons choisi deux niveaux de déformation :

- Niveau de déformation à la limite de l'élasticité qui représente la réponse linéaire.
- Niveau de déformation à la limite de la plasticité (qui est le point limite directe avant l'effondrement) qui représente la réponse non linéaire.

3.2. Evaluation du comportement global des modèles

Toutes les courbes pushover pour tous les modèles sont présentés dans l'annexe C.

Comme cité précédemment trois modes de chargement latéral sont utilisés dans l'analyse pushover non linéaires. Les courbes représentant le déplacement au sommet en fonction de

l'effort tranchant à la base pour chaque mode de chargement sont dessinées sur le même graphe pour la représentation du comportement global des modèles de constructions. Pour exemple les courbes de pushover des modèles (2-1), (2-2), (2-3), (2-4), (5-1), (8-1), sont représentées dans les figures (1-3), (2.3), (3.3), (4.3), (5.3), (5.6).

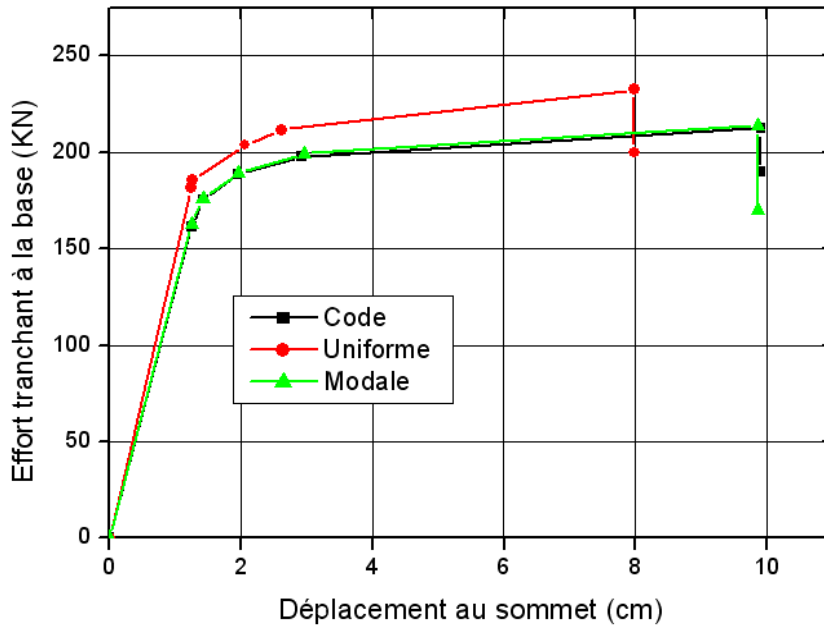


Figure 3-1 : courbes de pushover du modèle 2-1

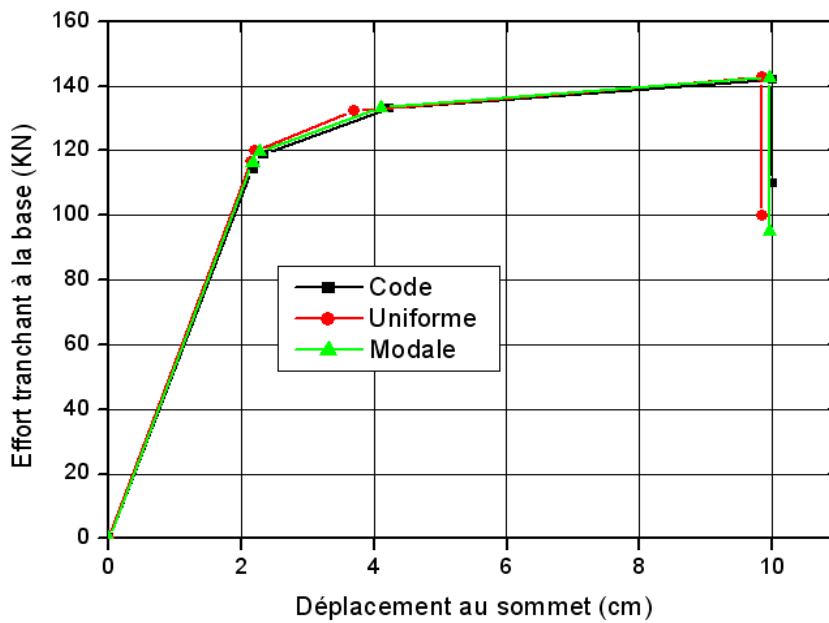


Figure 3-2 : courbes de pushover du modèle 2-2

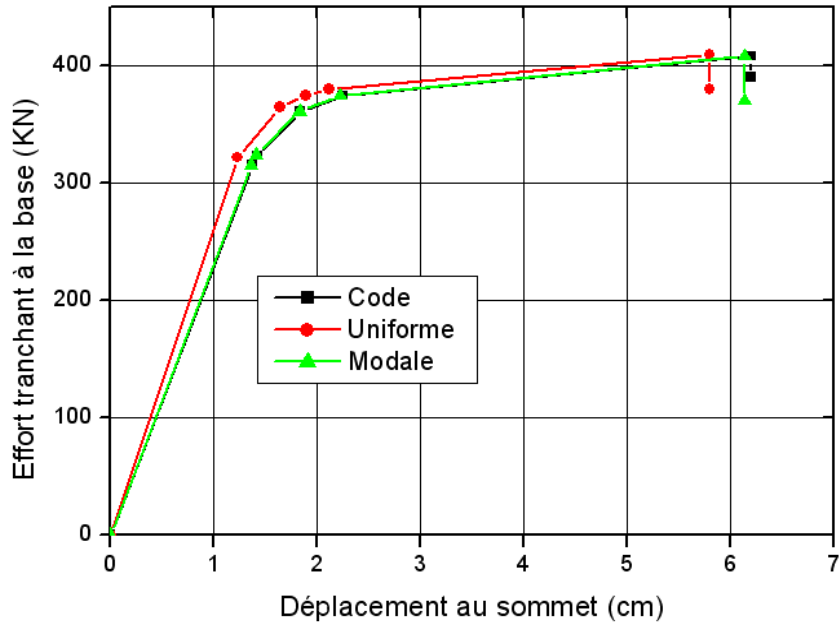


Figure 3-3 : courbes de pushover du modèle 2-3

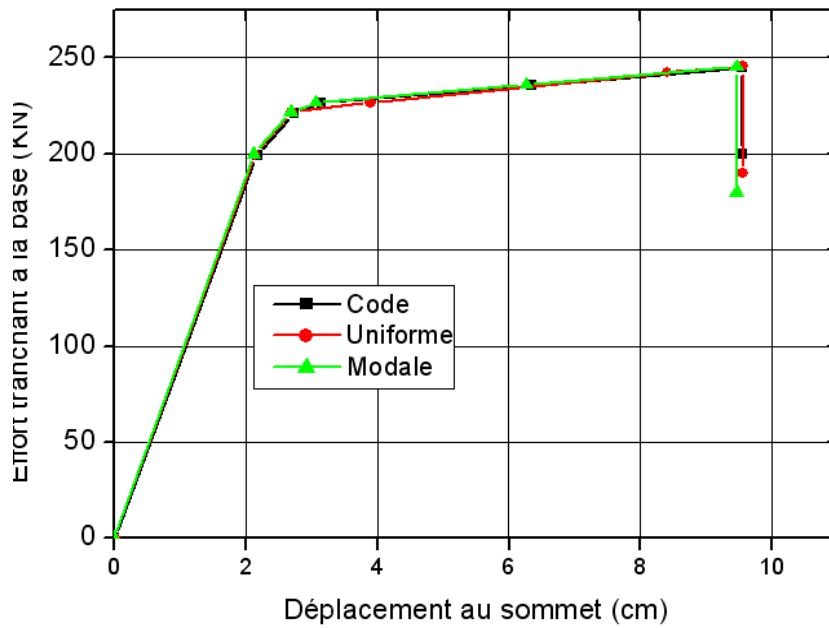


Figure 3-4 : courbes de pushover du modèle 2-4

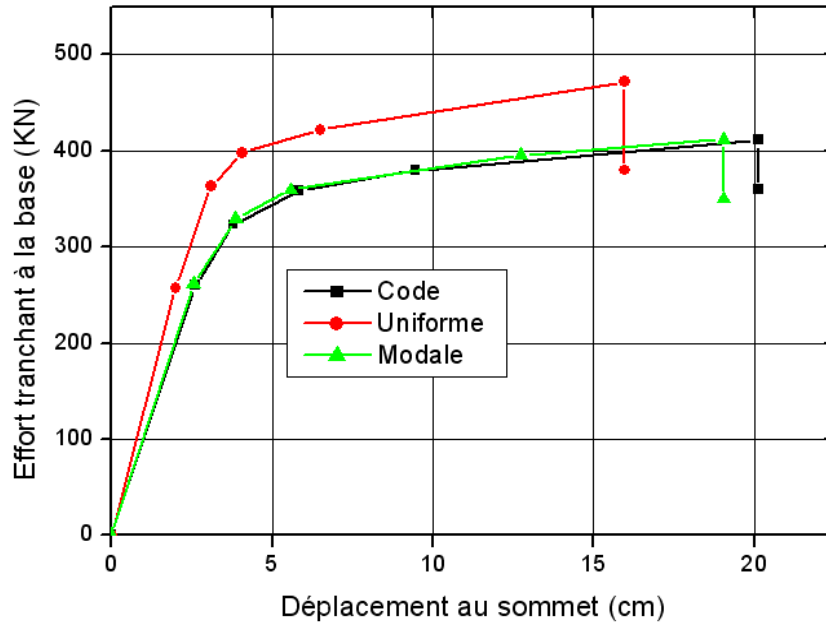


Figure 3-5: courbes de pushover du modèle 5-1

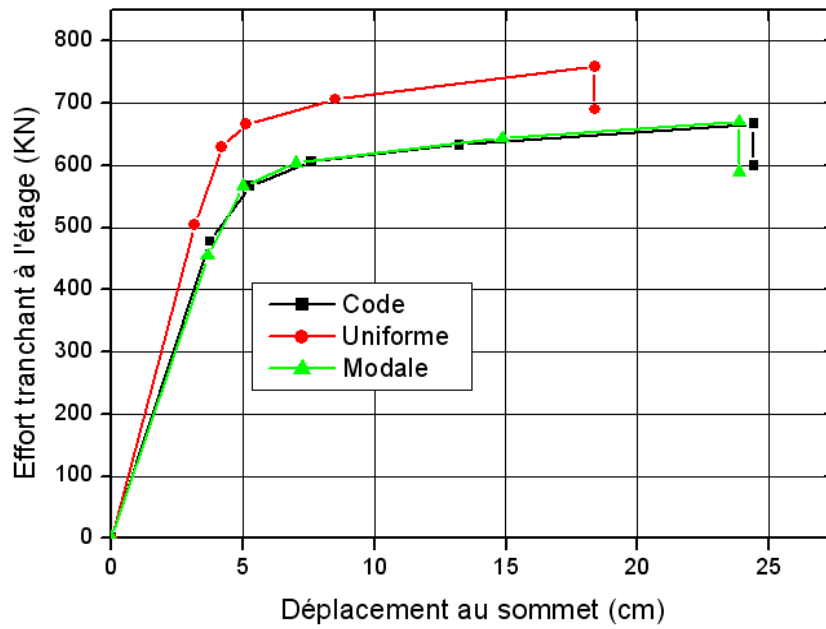


Figure 3-6: courbes de pushover du modèle 8-1

Lors de l'évaluation du comportement global des modèles analytiques, nous comparons les courbes pushover en considérant le nombre de travées, la hauteur du premier niveau et le nombre de niveaux .

Dans les comparaisons effectuées suivant le nombre de travées, il a été prouvé que par l'augmentation du nombre de travées la force latérale augmente (l'effort tranchant à la base) aussi.

Cette augmentation est proportionnelle avec la capacité de dissipation d'énergie car les rotules plastiques probables augmentent par l'augmentation des travées. D'un autre côté, il a été constaté que les déplacements ultimes sont supérieurs dans les modèles à faible nombre de travées. Il est constaté que le niveau de déplacement latéral lors de la formation de la première rotule plastique (qui est le déplacement à la limite d'élasticité) augmente par l'augmentation du nombre de travée.

Lors de la comparaison des courbes pushover obtenues par des modes de chargements différents, il a été constaté que la capacité et la déformation des modèles réguliers (hauteur du premier niveau = 3 m) obtenues par le mode de chargement uniforme sont complètement différentes des résultats obtenues par les autres modes de chargement. Comme il a été constaté que cette différence dans les modes de chargement entraîne à la différence de la valeur de la rigidité initiale. Additionnellement, les résultats du mode de chargement du code et du mode de chargement modal sont presque identiques dans la majorité des modèles. D'autre part, pour les modèles irréguliers (la hauteur du premier niveau = 5 m) les courbes pushover obtenues par les différents modes de chargements, il a été constaté qu'elles étaient très proches avec la présence de différences minimales lors de l'augmentation de la période fondamentale des modèles. Et ce en tant que résultat du déplacement du premier niveau commandant le comportement global des modèles.

Les courbes pushover font aussi apparaître clairement les insuffisances de capacités des modèles irréguliers. Lors de la comparaison des deux figures (3-1) et (3-2) nous trouvons que par augmentation de la hauteur du premier niveau la capacité globale de la structure diminue d'un taux de 33 % et ceci est du à la probabilité de la présence d'un étage souple.

Dans les comparaisons effectuées suivant le nombre de niveau, il a été prouvé que par l'augmentation du nombre de niveaux la force latérale (l'effort tranchant à la base) augmente ainsi que le niveau de déformation. Additionnellement, il a été constaté que les

déplacements latéraux calculés lors de la formation de la première rotule plastique augmentent en fonction de l'augmentation du nombre de niveaux.

Le comportement structurel prévisionnel des modèles réguliers par le mode de chargement latéral triangulaire est proche du comportement dynamique exact obtenu par les analyses temporelles non linéaires. La réponse structurelle générale déterminée au moyen des modes de chargement triangulaire est meilleure que les prévisions par le mode de chargement latéral uniforme dans à peu près tous les modèles. Parce que le chargement latéral uniforme dans la majorité des cas et par comparaison par les résultats exacts augmente l'estimation de l'effort tranchant à la base et diminue l'estimation du déplacement global ultime [53].

3.3. La réponse élastique linéaire

La réponse linéaire des constructions joue un très grand rôle dans la conception des structures et donne une estimation importante du comportement de la construction. Et ceci revient à la très bonne connaissance des relations basées sur l'analyse linéaire entre les forces et les déformations des différents éléments, et qui donne une formulation fiable utilisée dans l'amélioration et la conception des éléments structurels. L'application des réponses linéaires dans la conception sismiques des constructions sera pour une étude du comportement des constructions lors d'un faible séisme ne provoquant pas de dégâts.

A partir de cela dans cette partie les réponses linéaires des constructions seront étudiées en prenant en considération les quantités de réponses importantes comme par exemple : Les déplacements des niveaux, le rapport de déplacement relatif et l'effort tranchant d'étage.

- Le rapport de déplacement relatif est défini par la différence entre le déplacement relatif de deux niveaux successifs divisé par la hauteur du niveau. L'effort tranchant d'étage est défini comme étant la somme totale d'efforts tranchants formés dans les poteaux du niveau considéré.
- Dans cette étude par rapport à chaque modèle analytique, ces quantités seront calculées à limite de l'élasticité (lors de la formation de la première rotule) comme décrit dans les courbes de pushover et cela pour son estimation dans le domaine linéaire.

3.3.1 Les déplacements des niveaux

Après la réalisation de l'analyse pushover en utilisant les trois modes de chargement, le déplacement de niveau obtenu à la limite de l'élasticité est présenté sur le même graphe. Les courbes obtenues aident à la comparaison entre les résultats et la vérification de leurs exactitudes.

Les graphes du déplacement de niveau des modèles analytiques sont donnée dans l'annexe C comme par exemple les figures (3-7), (3-8), (3-9), (3-10) font apparaître les graphes du déplacement des modèles (5-1), (5-2), (8-1), (8-2).

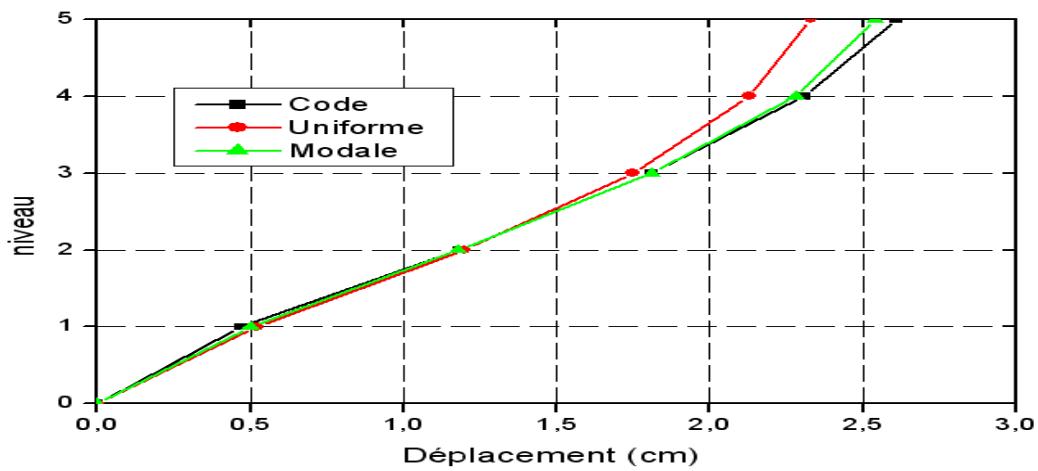


Figure 3-7 : Les déplacements des niveaux du modèle 5-1

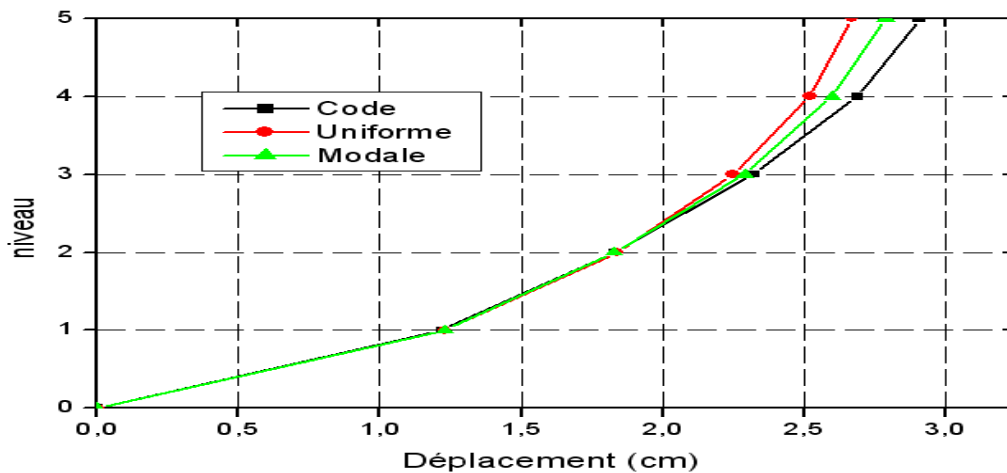


Figure 3-8 : Les déplacements des niveaux du modèle 5-2

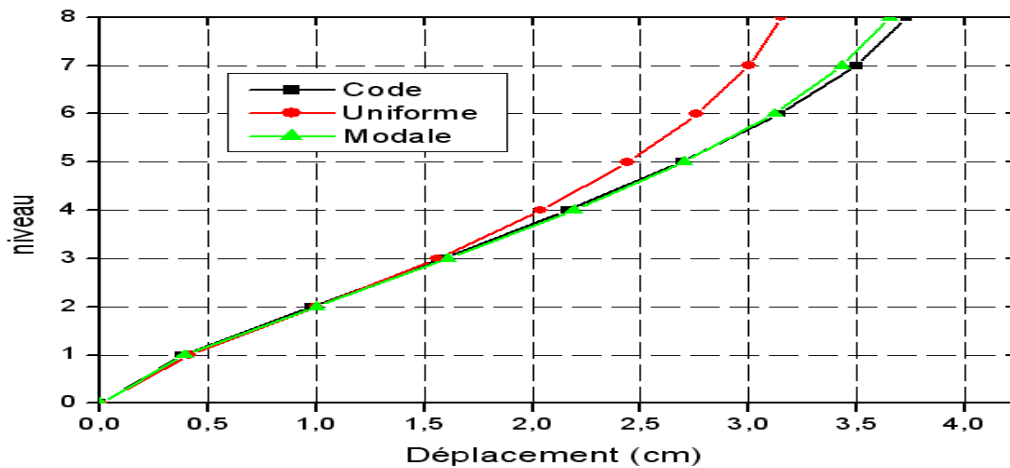


Figure 3-9 : Les déplacements des niveaux du modèle 8-1

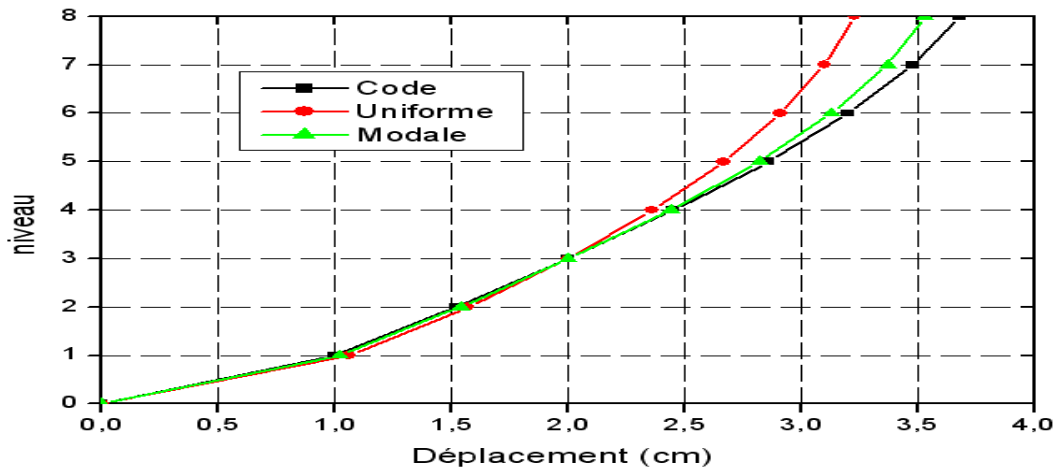


Figure 3-10: Les déplacements des niveaux du modèle 8-2

Il a été constaté à partir de ces figures que les déplacements des sommets obtenus au moyen du mode de chargement du code et mode de chargement modal sont très proches et sont considérés comme des valeurs maximales en comparaison avec les déplacements des sommets du mode de chargement uniforme, la différence dans le déplacement au sommet sous l'influence des trois modes de chargement, il a été constaté son élévation par l'augmentation du nombre de niveau, les valeurs des déplacements dans les premiers niveaux ont été constatées très proches par rapport à tous les modes de chargement, et dans certains cas le mode de chargement uniforme donne des valeurs légèrement supérieures par comparaison aux deux autres modes.

La comparaison entre les figures (7-3) et (8-3) fait apparaître que le déplacement du premier niveau sur la figure (8-3) est devenu à peu près trois fois supérieures au

déplacement du premier niveau sur la figure (7-3) et cela provient dans l'augmentation du premier niveau, ce qui nous conduit à déduire que les analyses pushover dans le domaine élastique linéaire donnent des résultats logiques.

Les recherches ayant effectués des comparaisons entre les valeurs de déplacements déterminées par l'utilisation des modes de chargement et les déplacements déterminés au moyen de l'analyse dynamique non linéaire et qui peut être considéré comme une analyse plus exacte et cela dans le niveau de déformation linéaires font apparaître que malgré la présence de différence entre eux, mais celles sont considérés comme minimales [44,53].

Ce qui nous entraînent à déduire que l'analyse de pushover au moyen des trois modes de chargement latéral donne des prévisions du déplacement proches des résultats exacts (résultat de l'analyse dynamique non linéaire) et cela dans le domaine élastique.

3.3.2. Le rapport de déplacement relatif

Après l'obtention des déplacements latéraux à limite de l'élasticité, nous calculons le rapport de déplacement relatif, l'estimation minutieuse du rapport de déplacement relatif et sa distribution sur la hauteur de la structure est une étape d'une importance dans l'évaluation des performances sismiques de la structure. Et cela parce que le dommage structurel concerne le rapport du déplacement relatif, le rapport de déplacement relatif des trois modes de chargement de chaque modèle est représenté et donné dans l'annexe C. les figures (3-11), (3-12), (3-13), (3-14), font apparaître le rapport de déplacement relatif des modèles (5-1), (5-2), (8-1), (8-2).

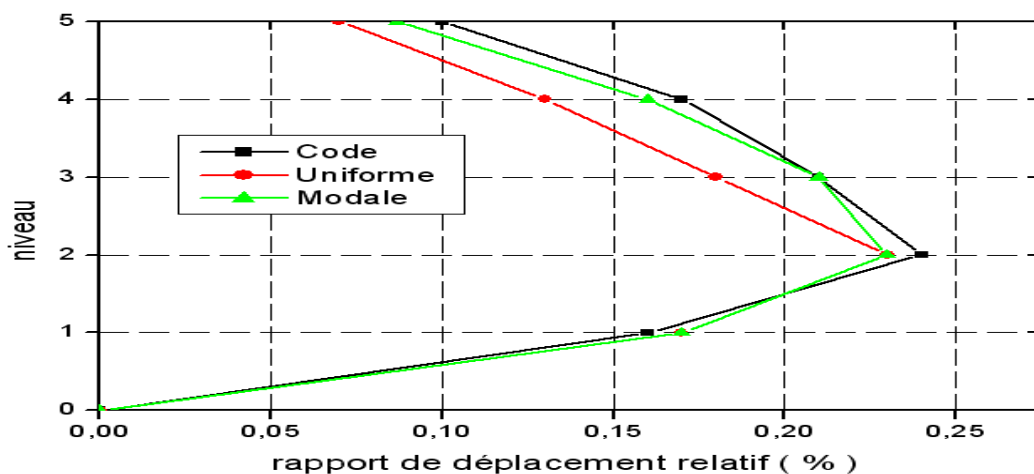


Figure 3-11 : Rapport de déplacement relatif du modèle 5-1

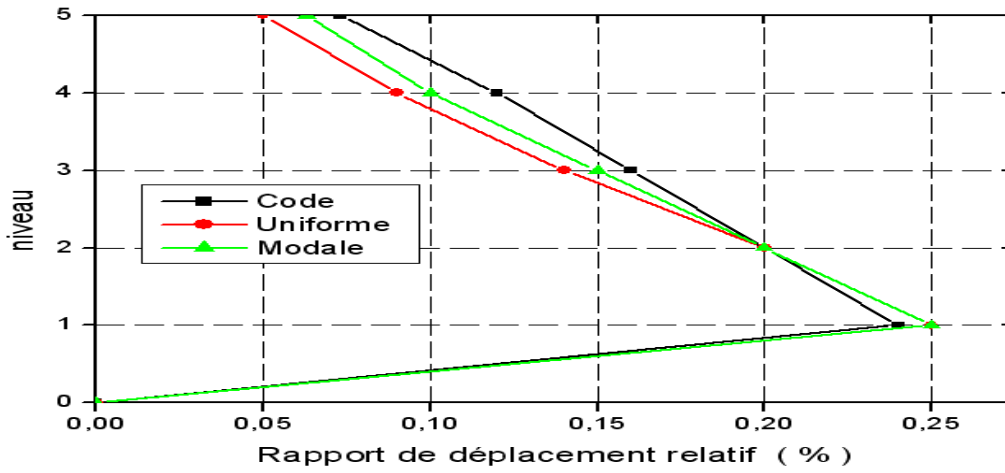


Figure 3-12 : Rapport de déplacement relatif du modèle 5-2

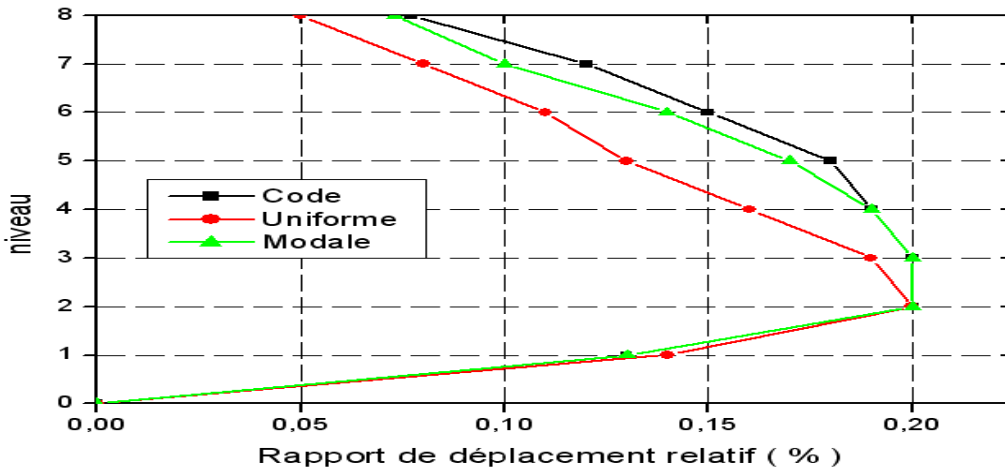


Figure 3-13 : Rapport de déplacement relatif du modèle 8-1

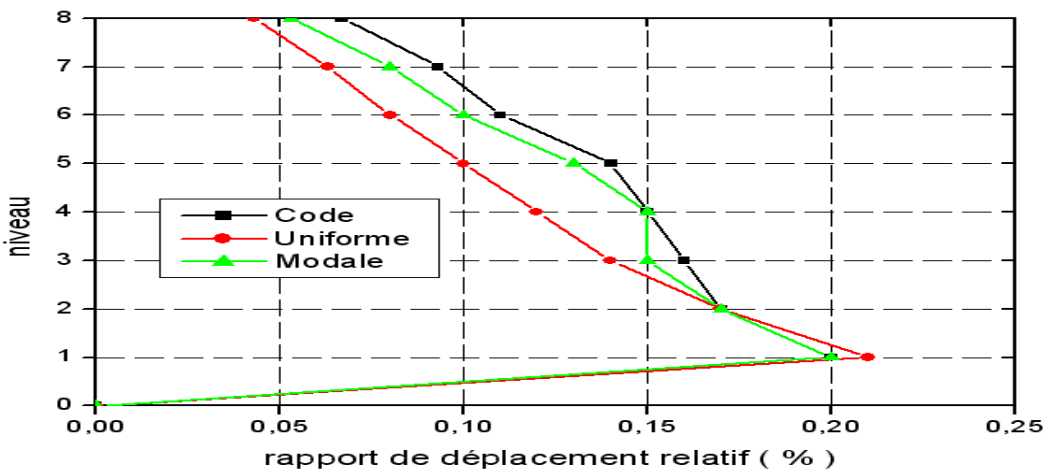


Figure 3-14: Rapport de déplacement relatif du modèle 8-2

Ces figures font apparaître que pour les modèles irréguliers (hauteur du niveau 1= 5 m) le rapport de déplacement relatif maximal se situe au niveau un (01). et ce rapport est supérieur par rapport au niveau de dessus comme prévu. D'autre part, concernant les rapports de déplacements inter niveau pour modèles réguliers (hauteur du niveau 1 = 3 m), il a été constaté qu'ils étaient très proches dans les niveaux un et deux. La valeur maximale du rapport de déplacement relatif renseigne sur le dommage structurel maximal.

Ces figures font apparaître aussi que le mode de chargement du code donne un rapport de déplacement relatif minime au niveau un et le rapport maximal de déplacement relatif au dernier niveau. Ces résultats sont proches des résultats du mode de chargement modal, alors qu'il existe une grande différence avec les modes de chargement uniforme et cela après les deux premiers niveaux. Cette différence diminue pour les modèles irréguliers.

En réalité, le mode de chargement latéral uniforme augmente l'estimation du rapport de déplacement relatif dans les niveaux inférieurs et diminue l'estimation dans les niveaux supérieurs. Les distributions triangulaires (mode de chargement de code, mode chargement modal) sont dans la majorité en concordance continue avec les résultats exacts et cela dans le domaine élastique et si différence il y'a, elle est insignifiante. Ainsi, il peut être utilisé tout mode de chargement triangulaire dans l'estimation du paramètre de réponse [44,53].

3.3.3. l'effort tranchant d'étage

Nous passons maintenant à un autre paramètre parmi les paramètres de réponse qui est l'effort tranchant d'étage, l'effort tranchant d'étage est obtenu à partir de la base de données de l'analyse pushover, les figures (3-15), (3-16), (3-17) font apparaître l'effort tranchant d'étage des modèles (5-1), (5-2), (8-1), (8-2) et qui prennent en considération les résultats des trois modes de chargement latéral, ces modes poussent la structure au déplacement cible pour des résultats au limite de l'élasticité et cela pour chaque modèle, les résultats des autres modèles sont donné dans l'annexe C.

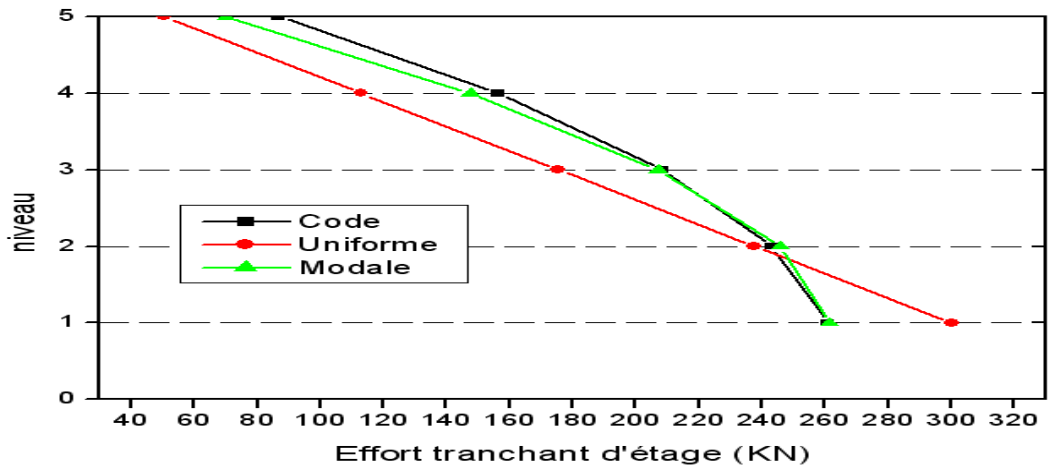


Figure 3-15: L'effort tranchant d'étage du modèle 5-1

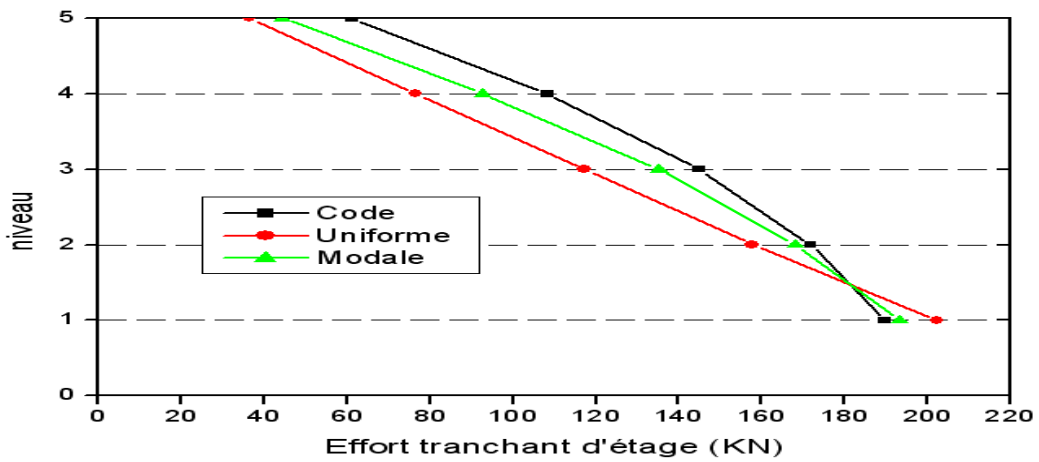


Figure 3-16 : L'effort tranchant d'étage du modèle 5-2

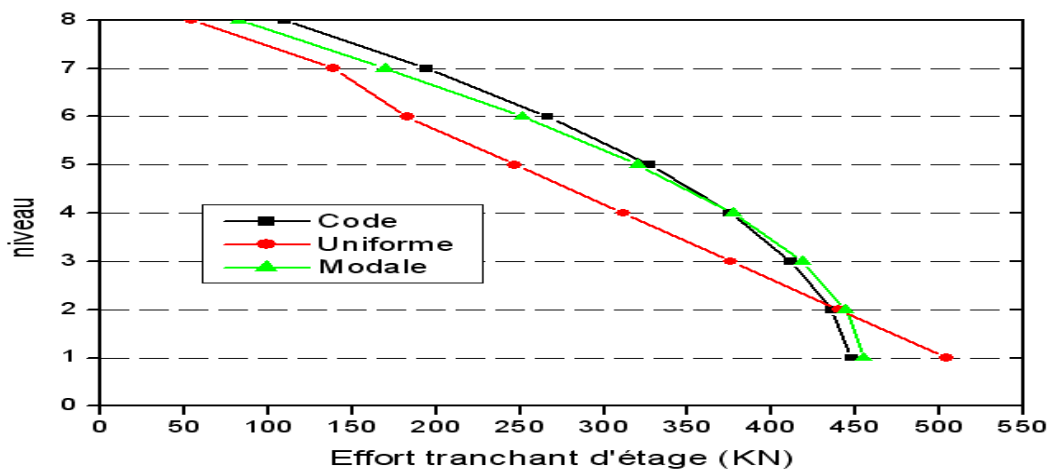


Figure 3-17: L'effort tranchant d'étage du modèle 8-1

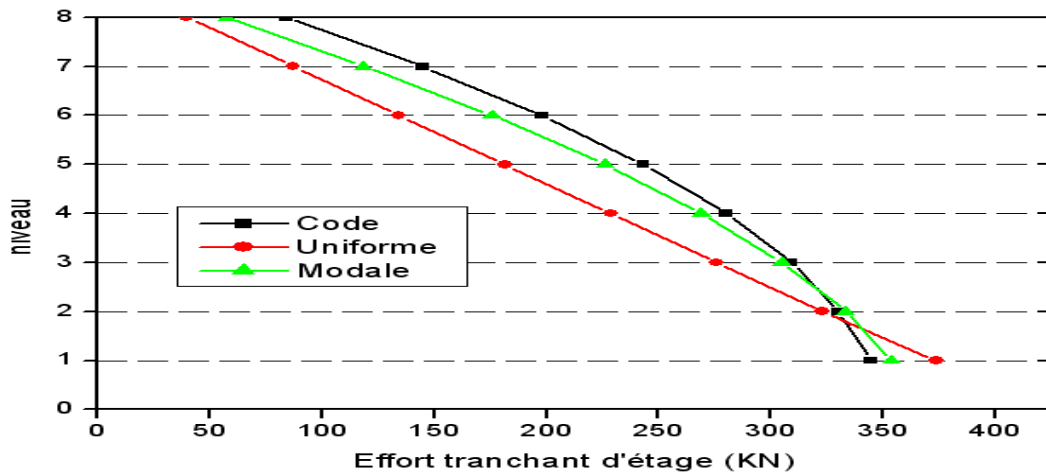


Figure 3-18: L'effort tranchant d'étage du modèle 8-2

Nous constatons à partir de ces figures que, dans presque tous les modèles les résultats du mode uniforme nous fournissent la limite supérieure de l'effort tranchant d'étage au premier niveau et la limite inférieure des niveaux supérieurs. D'un autre côté, l'effort tranchant d'étage est grandissant aux niveaux supérieurs des modèles sous le mode de chargement latéral triangulaire (mode de chargement de code, mode de chargement modal) par rapport au mode de chargement uniforme.

Nous observons aussi, que la différence dans la valeur de l'effort tranchant de chaque niveau des trois modes de chargement au premier niveau des modèles irréguliers est inférieure à celle des modèles réguliers. Comme, nous observons que chaque mode de chargement latéral donne à peu près les mêmes valeurs d'effort tranchant à chaque niveau lors (1/3 à 1/4) de la hauteur totale de chaque modèle.

3.4. La réponse non élastique

La réponse non linéaire des structures joue un très grand rôle dans la compréhension de la résistance sismique des structures. Les critères de sécurité dans les codes sismiques sont utilisés pour la conception de structures élastiques face à des séismes de faibles magnitudes. Lors de séismes de fortes magnitudes, les structures doivent résulter sans effondrement, tout en permettant des dommages structurels et non structurels.

Pour la prévision des dommages structurels, la réponse non élastique doit être étudiée en utilisant l'analyse non linéaire exacte.

Pour l'étude du comportement non linéaire des modèles, cette partie donne une profonde compréhension du comportement des modèles basées sur les résultats des réponses qui prennent en considération le domaine non élastique de déformation.

3.4.1. Les déplacements des niveaux

Les déplacements des niveaux dans le domaine non linéaire s'obtiennent à partir de la base de données de l'analyse pushover, et cela au point précédant directement l'effondrement (la limite de plasticité). Les résultats obtenus en considérant les trois modes de chargement sont représentés sur le même graphe et indiqués dans l'annexe C. Les figures (3-19), (3-20), (3-21), (3-22) font apparaître des déplacements de niveaux à la limite de plasticité des modèles (5-1), (5-2), (8-1) et (8-2).

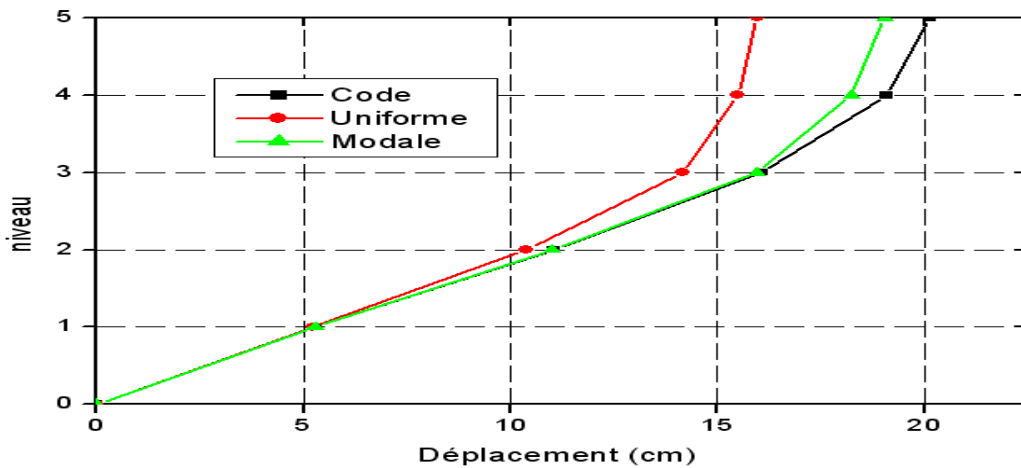


Figure 3-19 : Les déplacements des niveaux du modèle 5-1 (réponse non élastique)

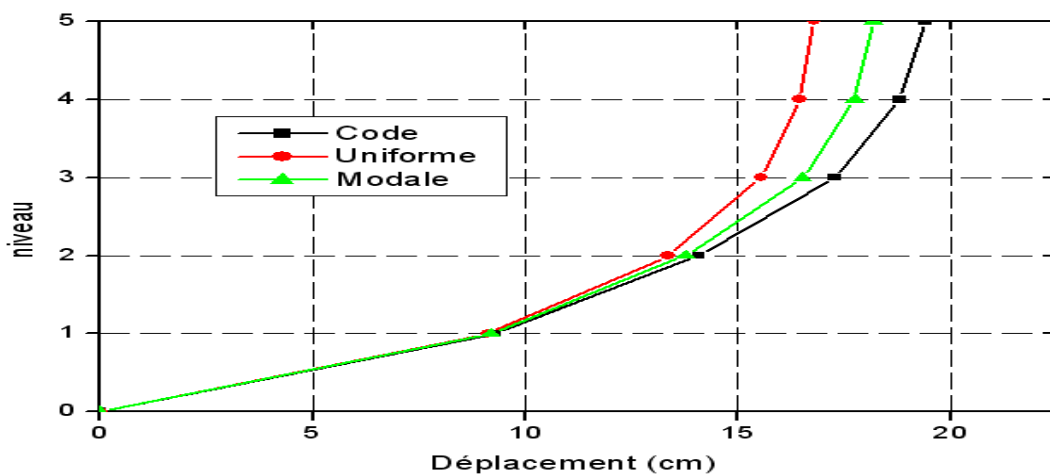


Figure 3-21: Les déplacements des niveaux du modèle 5-2 (réponse non élastique)

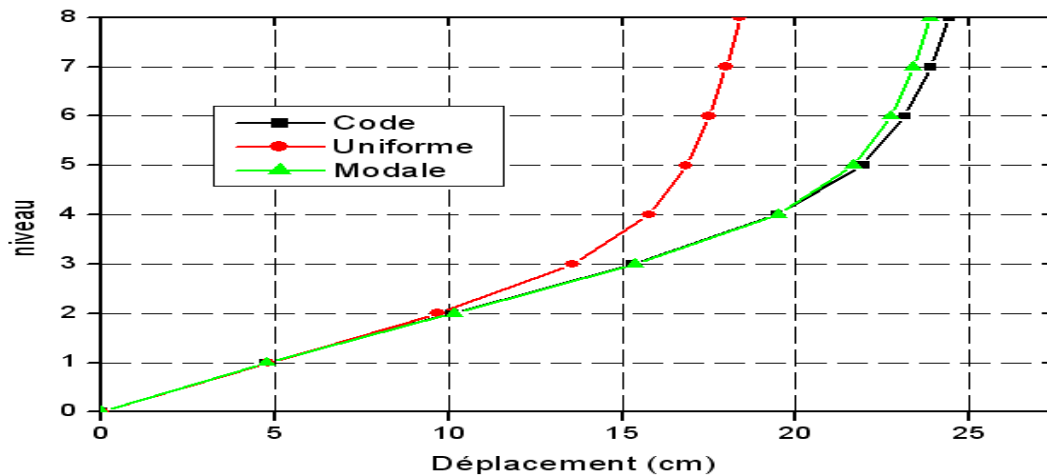


Figure 3-21: Les déplacements des niveaux du modèle 8-1 (réponse non élastique)

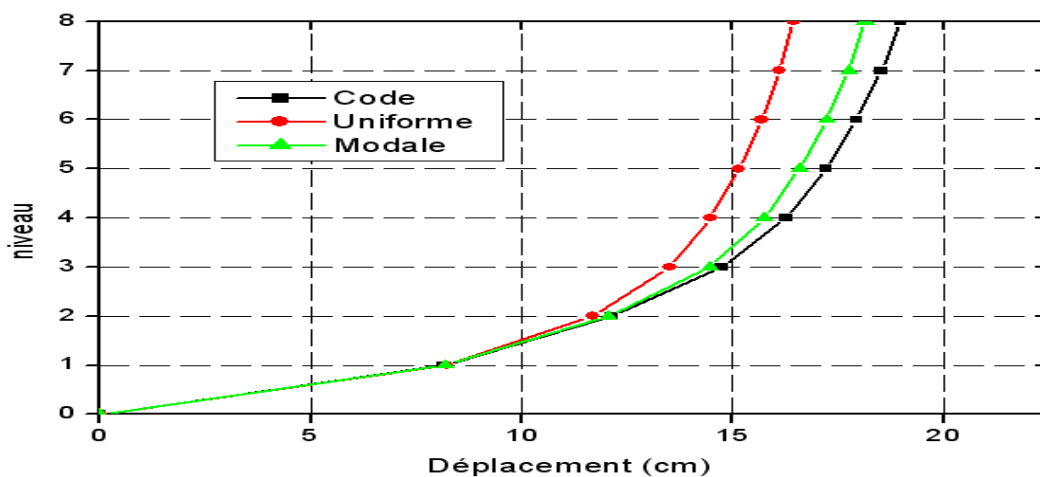


Figure 3-22: Les déplacements des niveaux du modèle 8-2 (réponse non élastique)

Ces figures font apparaître que dans le domaine non linéaire les effets des modes de chargements restent inchangés, les valeurs de déplacement au sommet obtenues par les modes de chargement du code et modal restent toujours maximales par comparaison avec le mode de chargement uniforme. Mais dans ce domaine, la différence entre le mode de chargement uniforme et les deux autres modes (code et modal) est supérieure à celle du domaine élastique et grandit par augmentation du nombre de niveau. Et nous observons aussi de ces figures, le mode de chargement uniforme donne les valeurs minimales sur toute la hauteur de la construction contrairement au domaine élastique. Dans la réalité, il n'existe pas de mode de chargement latéral qui peut capter d'une façon appropriée les déplacements exacts du sommet obtenus par l'analyse temporelle non linéaire dans le domaine non élastique de déformation. Mais cette erreur dans l'estimation n'est pas

important, mais il va grandissant par augmentation du nombre de niveaux, d'un autre sens la période fondamentale augmente, les estimations des modes de chargement triangulaires sont dans la majorité meilleures que celles du mode de chargement uniforme [53].

3.4.2. Le rapport de déplacement relatif

Pour l'étude du comportement non linéaire des modèles, nous calculons le rapport de déplacement relatif à la limite de plasticité de chaque mode de chargement en utilisant les résultats de l'analyse pushover, les résultats ainsi obtenus pour chaque mode sont représentés sur le même graphe et cela pour chaque modèle et ils sont communiqués dans l'annexe C. Les figures (3-23), (3-24), (3-25), (3-26), font apparaître le rapport de déplacement inter niveau des modèles (5-1), (5-2), (8-1) et (8-2).

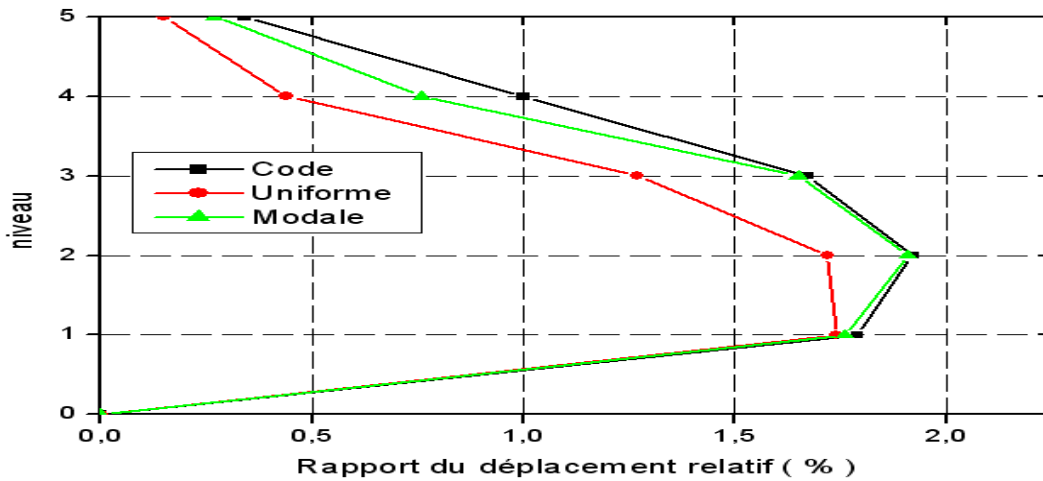


Figure 3-23: Rapport de déplacement relatif du modèle 5-1 (réponse non élastique)

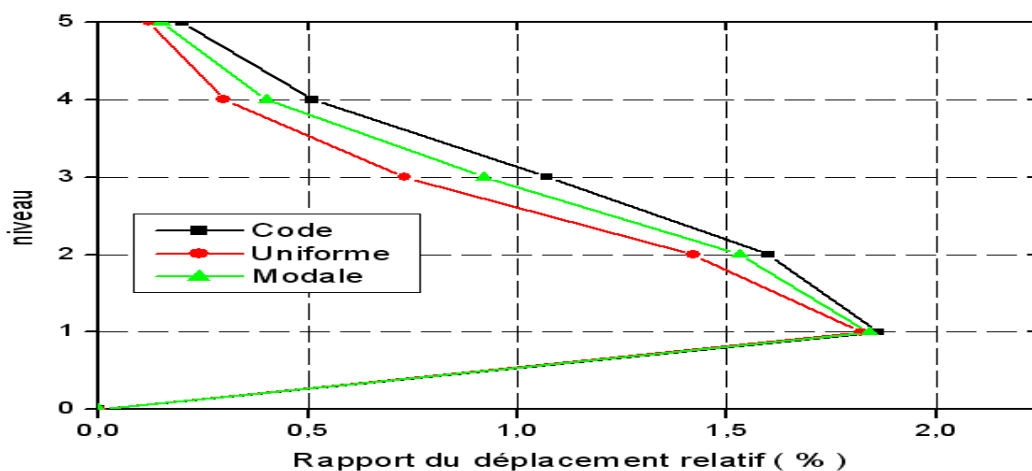


Figure 3-24: Rapport de déplacement relatif du modèle 5-2 (réponse non élastique)

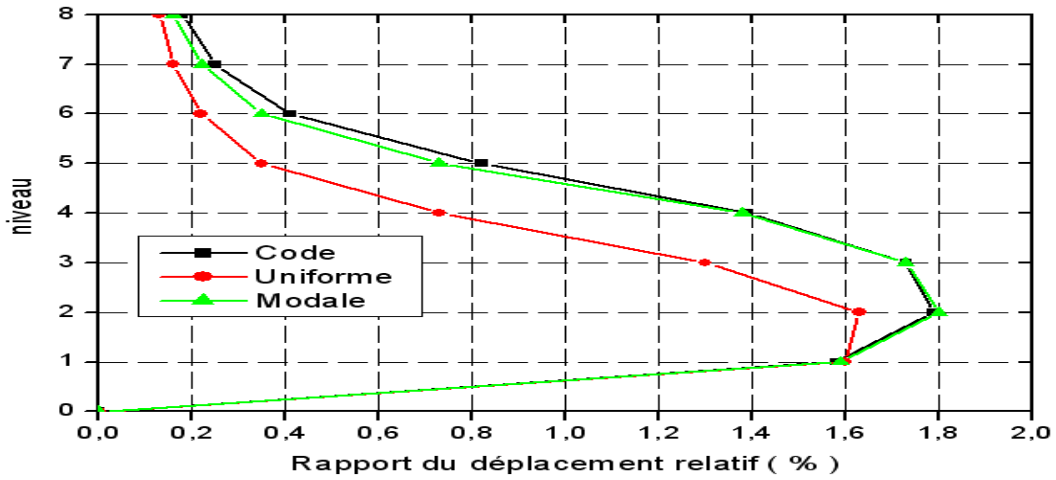


Figure 3-25: Rapport de déplacement relatif du modèle 8-1 (réponse non élastique)

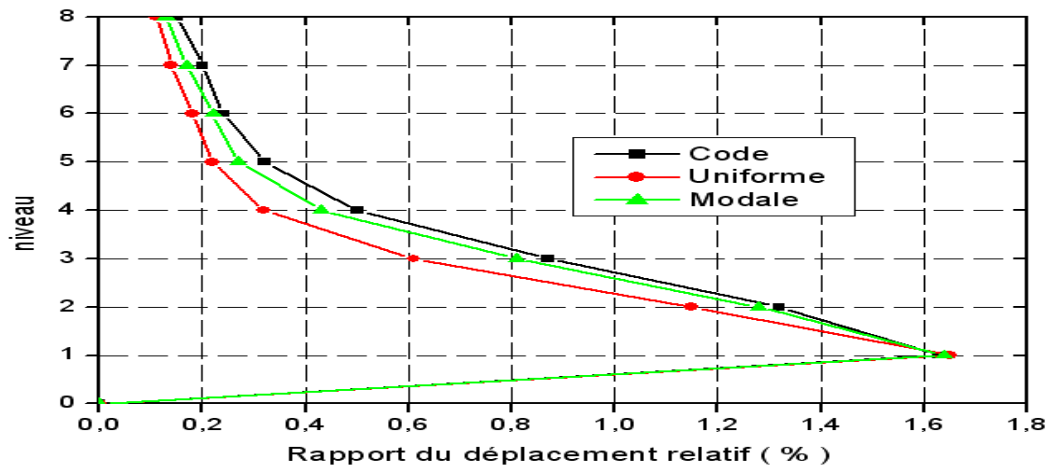


Figure 3-26: Rapport de déplacement relatif du modèle 8-2 (réponse non élastique)

Ces figures font apparaître que le mode de chargement triangulaire (code et modal) donne les valeurs maximales du rapport de déplacement relatif sur toute la hauteur de la construction différemment à ce que nous avons constaté dans les résultats du domaine élastique de déformation. Alors que le mode de chargement uniforme donne à peu près les valeurs minimales sur toute la hauteur de la construction.

La différence entre les valeurs données des modes de chargement latéral concernant les modèles réguliers augmente par comparaison aux résultats du domaine élastique. Cette différence devient plus claire par l'augmentation du nombre de niveau.

Comme dans le domaine élastique, le rapport de déplacement relatif maximal des modèles irréguliers est observé au niveau un, cette valeur est très grande par comparaison au niveau

au dessus, les rapports maximales de déplacement relatif des modèles réguliers ont été observés comme étant proches l'un de l'autre dans les niveaux un et deux.

Le pourcentage maximal du déplacement relatif dans le domaine non élastique est très grand par comparaison au domaine élastique, par exemple, de 0,24 % dans le domaine élastique et devient 1,92 % dans le domaine non élastique pour le modèle (5-1) et pour le mode de chargement uniforme, ce qui est logique car le domaine de déformation devient plus grand et représente des niveaux élevés du comportement non linéaires.

Malgré que l'analyse pushover a donné des résultats très logiques pour les rapports de déplacement relatif dans le domaine non élastique; seulement il existe un pourcentage d'erreur comparativement aux résultats exacts. Ce pourcentage d'erreur augmente lors de la période de la construction, car le rapport de déplacement relatif sous la grande influence du mode supérieur, il a été observé que les erreurs concernant les prévisions du mode de chargement uniforme ont une valeur importante par comparaison aux prévisions du mode de chargement triangulaire [53].

3.4.3. L'effort tranchant d'étage

L'effort tranchant d'étage s'obtient à partir de la base de données de l'analyse pushover dans le point précédent directement l'effondrement, les figures (3-27), (3-28), (3-29) et (3-30) font apparaître les efforts tranchants d'étage des modèles (5-1), (5-2), (8-1), (8-2) et qui prennent en considération les trois modes de chargement et cela au cours du comportement non linéaires de ces modèles, le reste des résultats est communiqué dans l'annexe C.

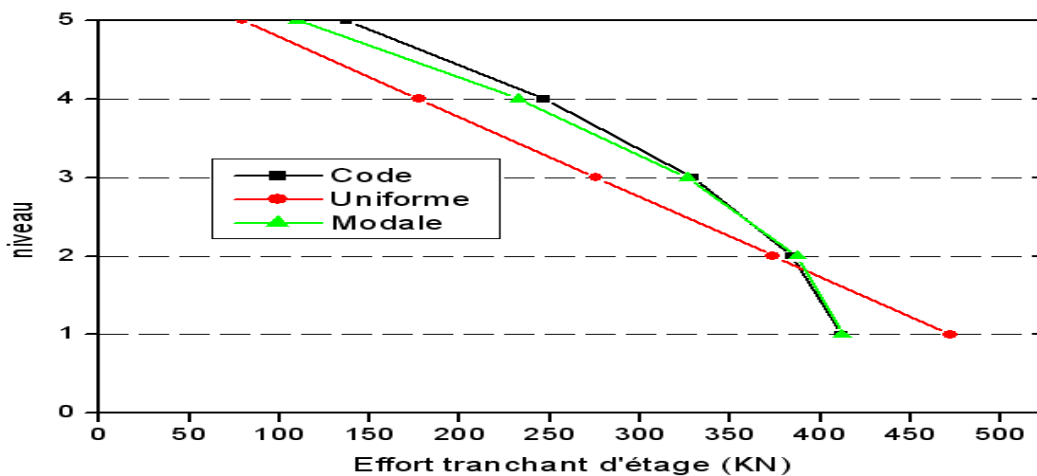


Figure 3-27: L'effort tranchant d'étage du modèle 5-1 (réponse non élastique)

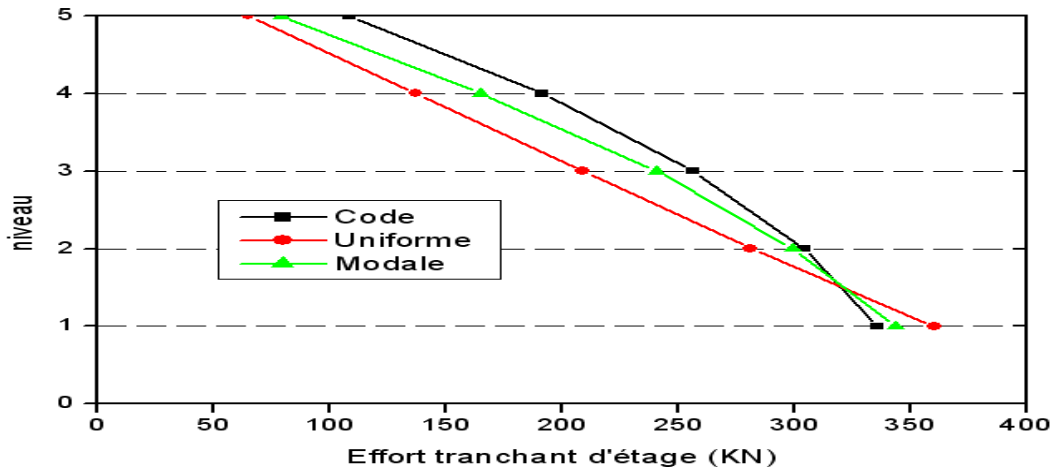


Figure 3-28: L'effort tranchant d'étage du modèle 5-2 (réponse non élastique)

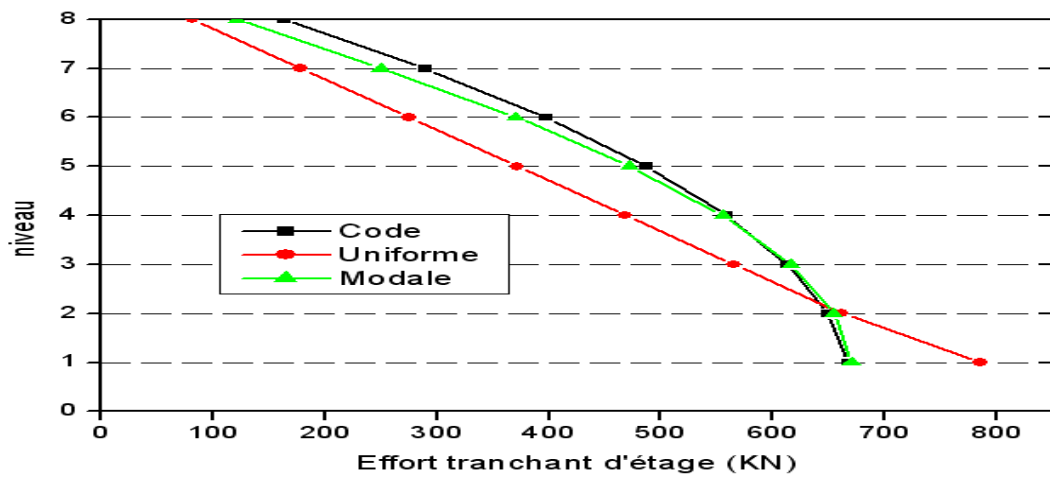


Figure 3-29: L'effort tranchant d'étage du modèle 8-1 (réponse non élastique)

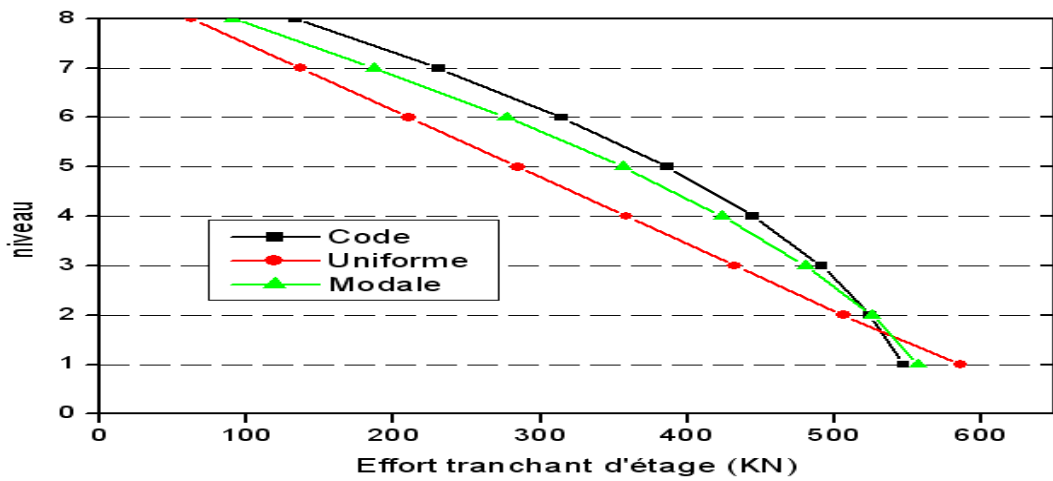


Figure 3-30: L'effort tranchant d'étage du modèle 8-1 (réponse non élastique)

A travers ces figures, nous constatons ,comme dans le cas des résultats du comportements linéaire, que les résultats du mode de chargement du code et du mode de chargement modal sont très proches et donnent des valeurs maximales dans les niveaux supérieurs, par contre le mode de chargement uniforme donne des valeurs maximales dans le niveau un et la différence entre eux est la même que dans le cas linéaire, nous pouvons constaté à partir de ces figures que l'effort tranchant à chaque niveau supporté par chaque modèle possède une valeur différente par comparaison aux résultats linéaires.

Généralement, le reste des observations est conforme aux observations dans le domaine linéaire élastique.

3.4.4. Distribution des rotules plastique

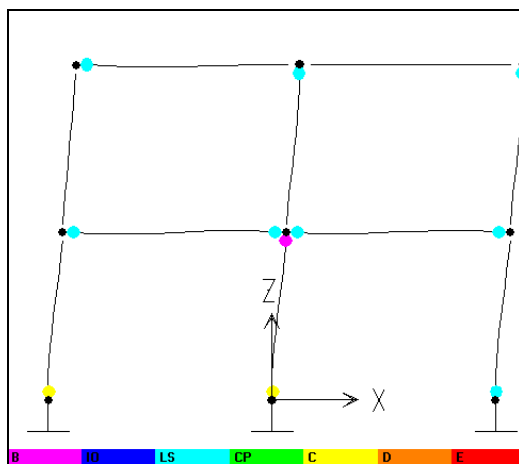
L'utilisation de l'analyse pushover permet de prévoir les emplacements des points faibles et les modes d'échec probables auxquelles la structure doit faire face lors de son exposition à un mouvement sismique, ces analyses seront effectuées en considérant les trois modes de chargement. La distribution des rotules plastiques pour chaque modèles est contrôlé au point précédent directement l'effondrement, ce point représente un niveau de déformation, représentant un haut niveau du comportement non linéaire.

Les figures (3-30), (3-31) ,(3-32) font apparaître la distribution des rotules plastiques à la limites de plasticité pour les modèles (2-1), (8-3),(8-4) et cela par l'utilisation des trois modes (03) de chargement.

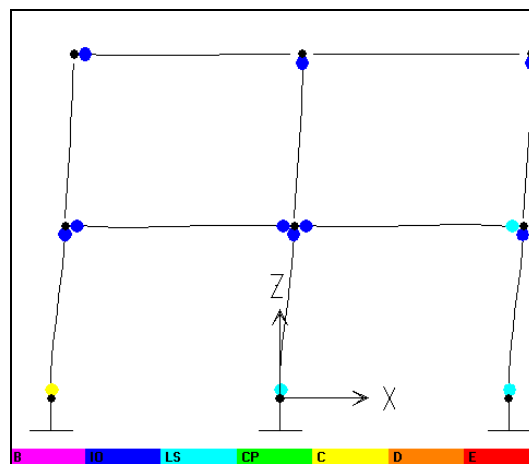
Ces figures font apparaître que les rotules dans les modèles réguliers sont distribuées dans les premiers niveaux, mais pour les modèles irréguliers, les rotules plastiques sont concentrées dans le premier niveau. Car dans ces modèles la concentration des chargements latéraux seront dans le premier niveau.

La différence dans la distribution des rotules plastiques au moyen des modes de chargement latéral est petite, particulièrement entre le mode de chargement du code et le mode de chargement modal pour les modèles réguliers, pour les modèles irréguliers les résultats sont presque conformes.

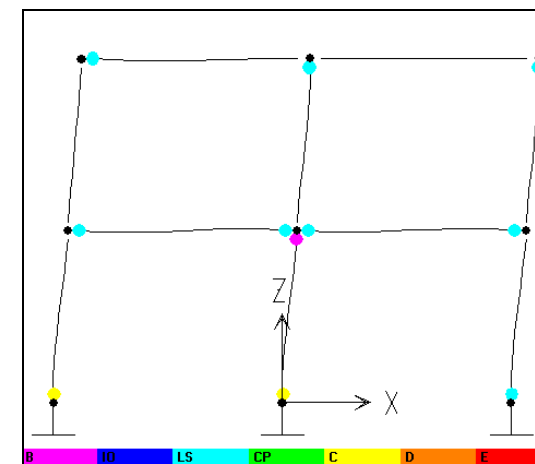
Pour les modèles de grande période, le mode de chargement uniforme prévoit des rotules plastiques généralement dans les niveaux inférieurs et ne peut prévoir aucune rotule plastique dans les niveaux supérieurs.



a)-Distribution du code

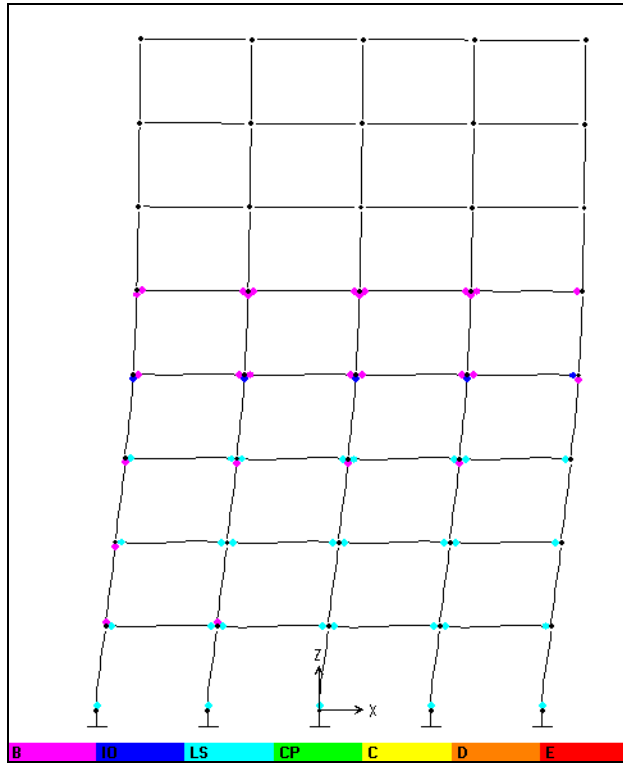


b)-Distribution uniforme

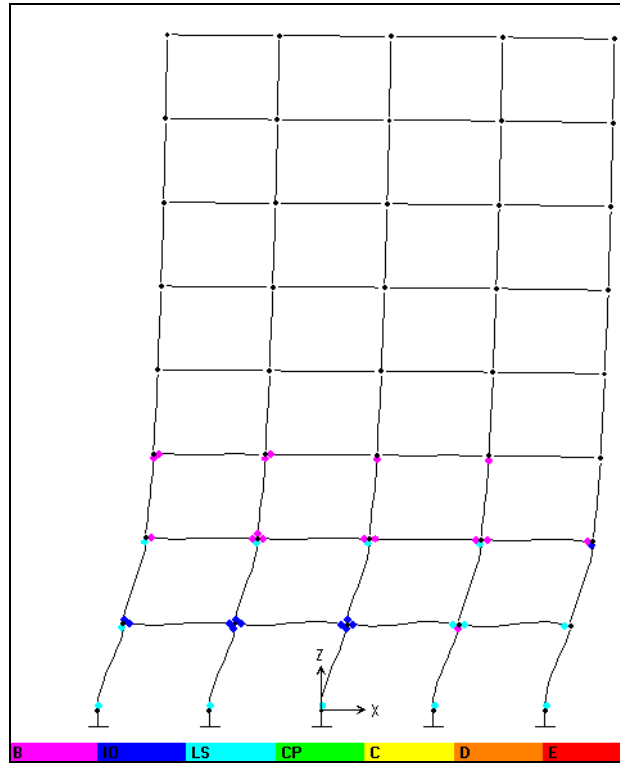


c)-Distribution modale

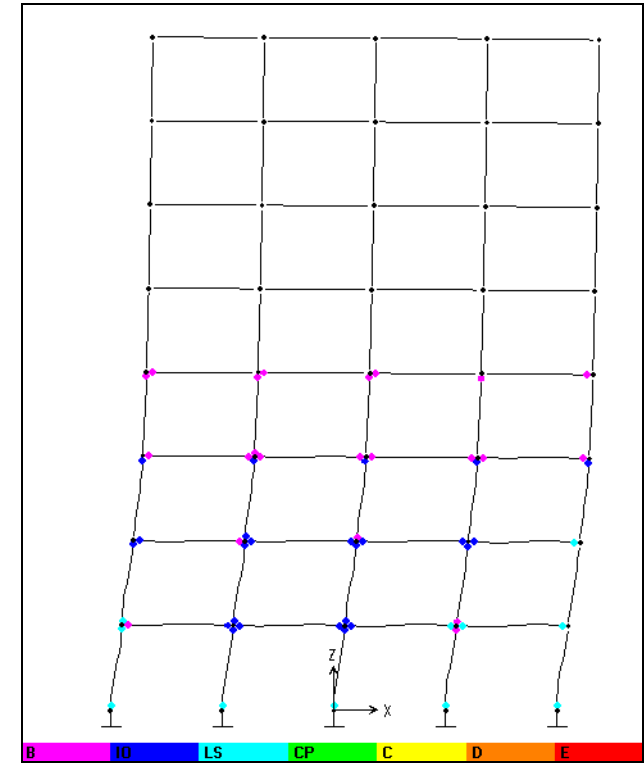
Figure 3-30 : Distribution des rotules plastiques à la limite de plasticité du modèle 2-1



a)- Distribution du code

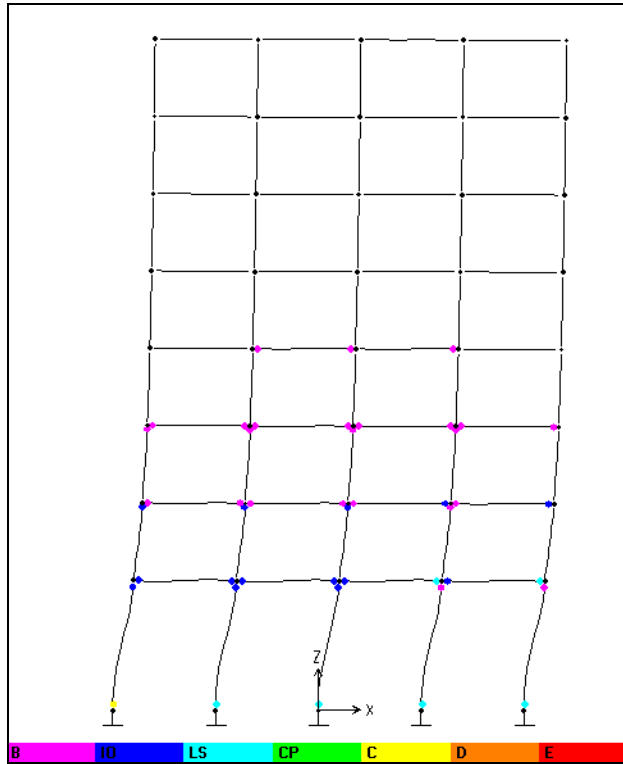


b)- Distribution uniforme

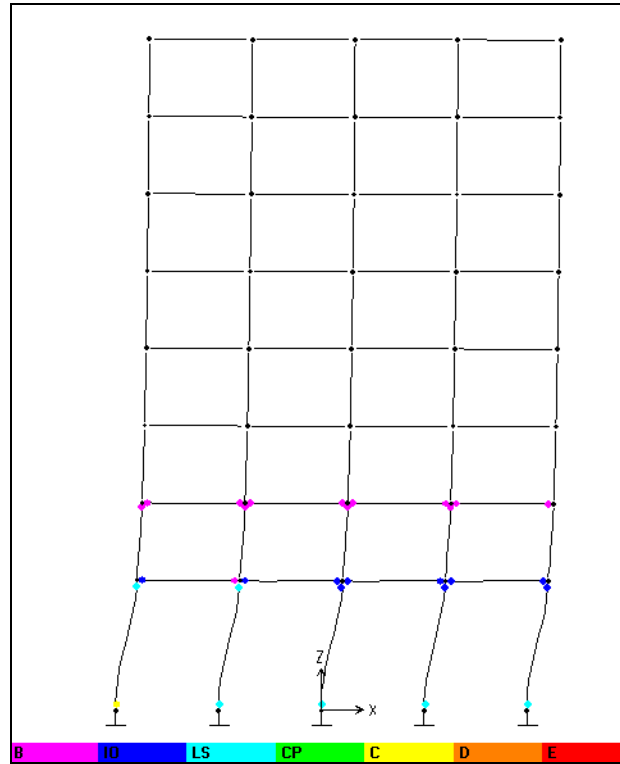


c)- Distribution modale

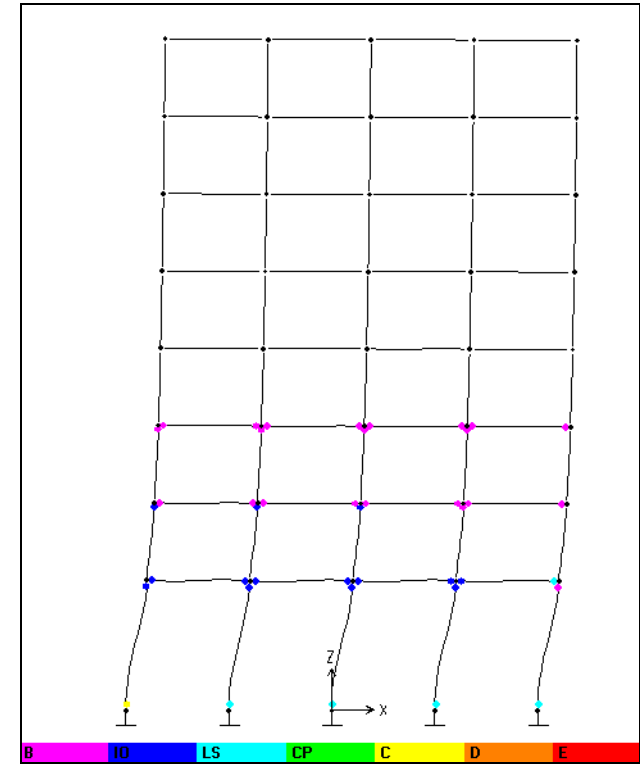
Figure 3-31 : Distribution des rotules plastiques à la limite de plasticité du modèle 8-3



a)- Distribution du code



b)-Distribution uniforme



c)- Distribution modale

Figure 3-32 : Distribution des rotules plastiques à la limite de plasticité du modèle 8-4

Malgré que la distribution des rotules plastiques soit généralement concentrée dans les extrémités des travées et les rotules formées dans les poteaux sont peu nombreuses, la rotation maximale de la rotule plastique apparaît dans les poteaux auprès des appuis.

Les modes de chargement latéral utilisés dans la méthode d'analyse pushover, donne une idée concernant les emplacements prévisionnels pour le comportement non élastique, mais la prévision des emplacements des rotules plastiques est moindre généralement en comparaison aux résultats d'analyses temporelle non linéaire spécialement dans les grands niveaux de déformation [53].

Malgré que ces modes de chargement latéral évite les points faibles importants et ne peut représenter les effets des modes supérieurs, il a été constaté que les prévisions des modes de chargement latéral triangulaire sont meilleures que les prévisions de mode de chargement uniforme des portiques réguliers en béton armé [53].

Après notre observation des emplacements des rotules plastiques au point précédent directement l'effondrement, nous passons à l'observation de la formation des rotules plastiques par l'analyse pushover à d'autres niveaux de déformations qui représente des bas niveaux du comportement non linéaire. Comme exemple, nous étudierons la formation des rotules plastiques du modèle (5-3) sous le mode de chargement du code et cela à trois niveaux de déformation non linéaire, le niveau un (01) lors d'un déplacement du sommet atteint 0,24 % de la hauteur totale de la construction et cela lors du 3^{ème} pas du chargement qui correspond à un effort tranchant à la base de valeur 613,2 Kn, le niveau deux (02) lors d'un déplacement du sommet atteint 0,35 % de la hauteur totale de la construction et cela lors du 5^{ème} pas du chargement qui correspond à un effort tranchant à la base de valeur 676,4 Kn, le niveau trois (03) lors du déplacement du sommet atteint 1,22 % de la hauteur totale de la construction et cela lors du huitième pas du chargement qui correspond à un effort tranchant à la base de valeur 511,98 Kn.

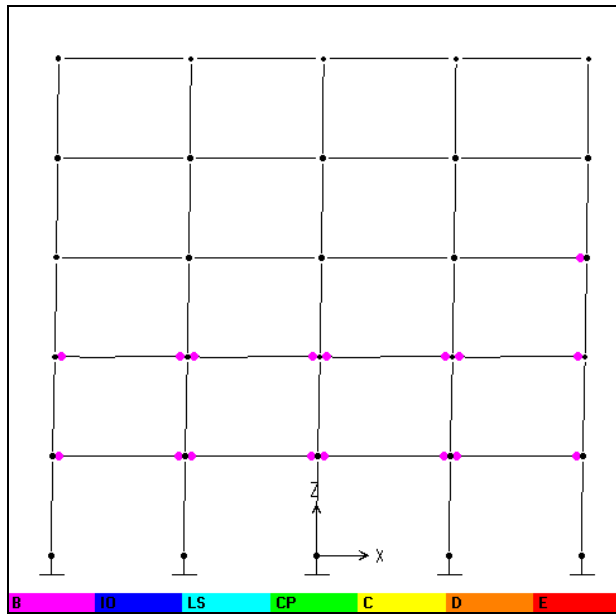
La figure (3-33-a) permet l'observation de la formation des rotules plastiques au niveau de déformation 01, ici, les éléments plastifiés sont considérés comme peu nombreux, il est d'importance que nous observons que les rotules se sont formés dans les poutres en premier lieu, alors que les poteaux ne se sont pas plastifiés, ce qui permet à la structure de dissiper l'énergie emmagasiné tout en gardant sa stabilité par ce qu'il existe des éléments travaillant encore dans le domaine élastique, Ce phénomène peut être produit en jouant sur les

dimensions des poutres et des poteaux, soit en respectant le principe « poteau fort- poutre faible ».

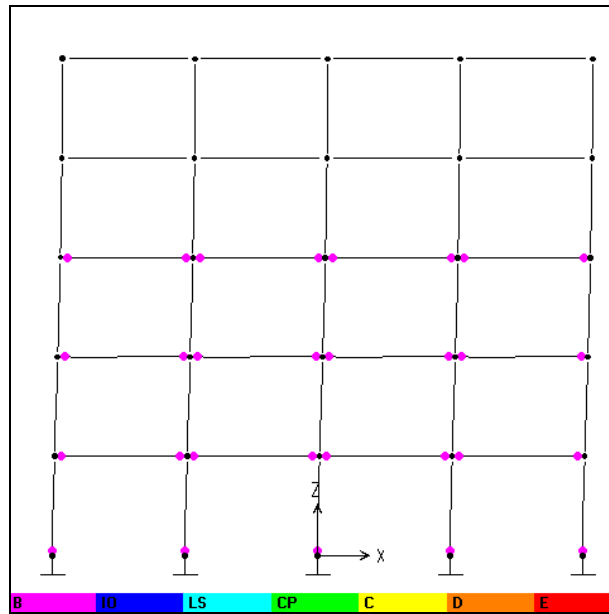
La figure (3-33-b) permet l'observation de la formation des rotules plastiques au niveau 02 de déformation, ici, les poteaux du niveau un se sont plastifiés et cela près des appuis, additionnellement à la plastification de toutes les poutres des trois premiers niveaux et ce qui explique dans la courbe pushover par la baisse dans la rigidité.

La figure (3-33-c) permet l'observation de la formation des rotules plastiques au niveau 03 de déformation, ici, les rotules se sont formées dans plusieurs éléments structurels, et la valeurs des rotations des rotules a augmenté par rapport à ce qu'elle était dans l'étape précédente de déformation, les valeurs de rotation des rotules est croissante du niveau supérieur au niveau inférieur et les valeurs extrêmes de rotation des rotules plastiques apparaissent au niveau un au trois poteaux centraux.

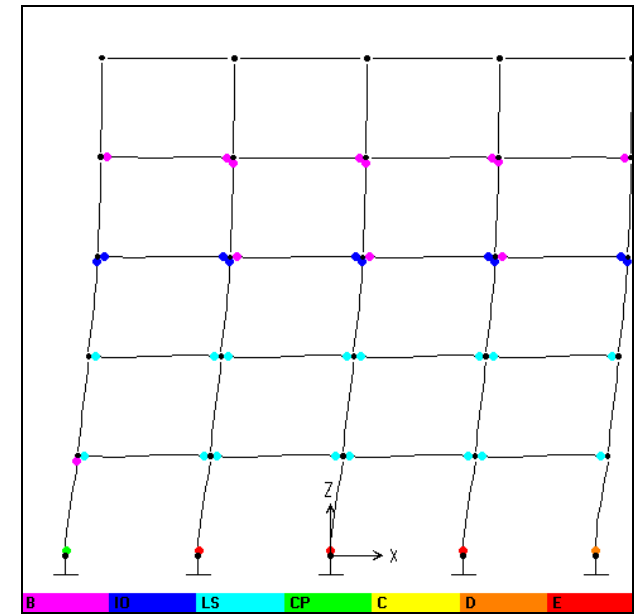
Les valeurs des rotations et la distribution de rotules plastiques à ce niveau de déformation conduit à la baisse de la rigidité globale de la structure et qui atteint à son déplacement ultime, c'est l'effondrement.



a)-au niveau de déformation 1



b)- au niveau de déformation 2



c)-au niveau de déformation 3

Figure 3-33 : Distribution des rotules plastiques

CHAPITRE 4

EVALUATION DES PERFORMANCES DES CONSTRUCTIONS PAR UTILISATION LES METHODES PUSHOVER

4.1. Introduction

Après la détermination et l'évaluation des courbes de capacité de modèles, la question posée est la suivante : cette capacité peut elle satisfaire la demande sismique ? Par un autre sens est ce que la résistance et la ductilité des modèles seront-elles suffisantes pour le non effondrement de ces modèles?.

Pour répondre à ces questions, il est impératif d'évaluer le déplacement maximal prévisionnel de ces modèles sous un mouvement terrestre défini, et à partir de là l'évaluation de la performance de ces modèles. Pour cela, nous utilisons les méthodes push-over cités dans le premier chapitre : la méthode du spectre de capacité ATC- 40, la méthode du coefficient de déplacement FEMA -273, la méthode N2 (EC8). Et ce la pour la maîtrise des techniques de ces méthodes et la comparaison de leurs résultats. La méthode du spectre de capacité est intégrée dans le programme SAP2000, alors que les autres méthodes étant inexistantes dans ce programme, elles doivent être calculées. Le mouvement terrestre est représenté par la courbe du spectre de réponse et qui représente la demande sismique.

4.2. Le point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme, la courbe de capacité dans cette partie est obtenue par l'utilisation de l'analyse pushover utilisant le mode de chargement du code, car les résultats de ce mode étaient les plus proches des résultats exacts selon le chapitre précédent.

Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes <<spectre d'accélération S_a , -spectre de déplacement S_d >>.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont appliquées l'Euro Code 8 [18] par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les

deux cas, on trouve ce qu'on appelle un point de performance qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme. En principe ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporelle.

Dans la méthode du spectre de capacité, le programme SAP2000[15] travaille sur les principes des normes américaines pour l'obtention du point de performance, pour cela, il devient obligatoire l'application des coefficients de calibrage C_a et C_v , pour se conformer à l'allure des spectres américains. Pour cela, dans notre étude, nous procéderons à la détermination du point de performance de deux modèles (5-1), (5-2), en utilisant les spectres américains pour la maîtrise exacte des techniques des méthodes pushover en la considérant en majorité des méthodes américaines. Suite à cela, nous déterminons le point de performance de tous les modèles par l'utilisation du spectre de réponse du code algérien RPA2003 [47].

4.3. La détermination du point de performance par l'utilisation des spectres de réponse américains d'UBC 97 [57]

Le spectre de réponse utilisé dans ce chapitre pour la représentation de la courbe de demande sismique est basé sur le spectre de réponse de conception élastique d'UBC 97 [57]. Ce spectre est créé par l'utilisation des coefficients C_a et C_v , qui se basent sur la sismicité de la zone et le type de sol de l'endroit.

Le spectre de réponse est représenté dans la figure suivante :

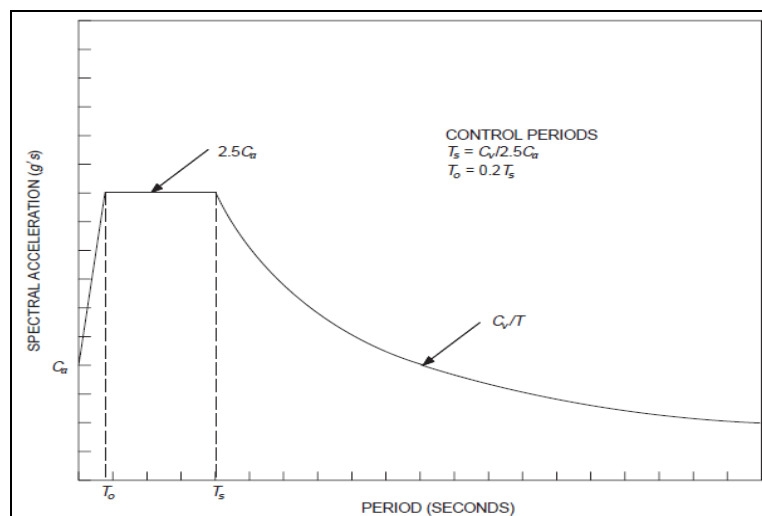


Figure 4-1 : Spectre de réponse élastique de conception d'UBC 97

Ce spectre est défini par les relations suivantes:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \left(\frac{18.75 C_a^2}{C_v} \right) T + C_a & \text{pour } T < 0.08 \frac{C_v}{C_a} \\ 2.5 C_a & \text{pour } 0.08 \frac{C_v}{C_a} \leq T \leq \frac{C_v}{2.5 C_a} \\ \frac{C_v}{T} & \text{pour } T \geq \frac{C_v}{2.5 C_a} \end{cases}$$

Dans cet alinéa, nous choisissons trois types de séismes pour essayer de comparer leurs effets sur le comportements des deux modèles (5-1) et (5-2), et pour la prévision le point de performance des deux modèles pour chaque séisme, au moyen des trois méthodes pushover.

Les types de séismes sont :

- Les séismes de faibles magnitudes.
- Les séismes de magnitudes moyennes.
- Les séismes de fortes magnitudes.

4.3.1. Les séismes de faibles magnitudes

Nous réajustons les deux coefficients C_a et C_v comme sur la figure (1-4) en conformité avec le type de sol et la classification de la zone sismique comme illustré dans UBC 97, les valeurs des deux coefficients sont : ($C_a = 0.12$, $C_v = 0.18$) et ($T_0 = 0.1$, $T_g = 0.6$).

4.3.1.1. La détermination du point de performance du modèle (5-1)

nous utilisons les méthodes pushover cités dans le premier chapitre :

4.3.1.1.1. La méthode du coefficient de déplacement (FEMA -273[24])

Le déplacement cible δ_t au point de contrôle est déterminé par l'équation citée au premier chapitre (1,49):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_a^2}{4\pi^2} g$$

Premièrement, pour la détermination la période fondamentale effective T_e , il faut revenir à la courbe pushover du modèles (5-1) et la figure montrant la modalité de calcul la rigidité effective de FEMA- 273 [24], la figure (1-17), ce qui est démontré sur la figure (2-4).

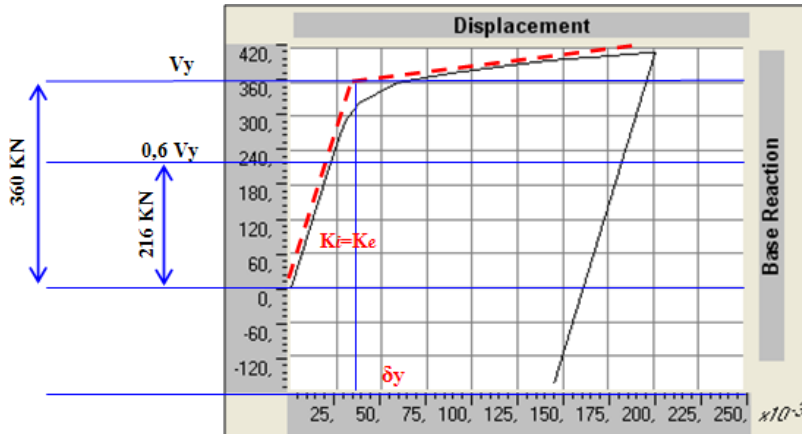


Figure 4-2 : Courbe pushover bilinéaire du modèle 5-1

La courbe pushover bilinéaire du modèles (5-1) montre que la rigidité latérale élastique de ce modèle est conforme à la rigidité effective K_e et delà la période fondamentale effective T_e est égale à la période fondamentale élastique T_1 et partant les paramètres de l'équation (1,49) sont déterminés comme suit :

$$T_e = T_1 = 0.7017 \text{ sec.}$$

$$C_0 = 1.4 \quad \text{Voir tableau 1-1.}$$

$$C_1 = 1 \quad \text{Parce que } T_e \geq T_1$$

$$T_e = 0.6 \quad \text{Déterminé du spectre de réponse de ce cas}$$

$$C_2 = 1.1 \quad \text{Suivant le tableau de l'annexe A, nous choisissons le portique type 1 et la Performance LS}$$

$$C_3 = 1 \quad \text{La rigidité après la plastification est positive}$$

$$S_a = \frac{C_v}{T} = \frac{0.18}{T_e} = 0.256$$

Ainsi le calcul du déplacement cible δ_t sera ainsi :

$$\delta_t = 1.4 \times 1 \times 1.1 \times 1 \times 0.256 \frac{(0.7017)^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta_t = 0.048 \text{ m}$$

4.3.1.1.2. Méthodes N2 (EC8 [18])

Pour la détermination du point de performance suivant la méthode Eurocode8 [18], nous suivrons les étapes suivantes, comme cité dans le premier chapitre et l'annexe A:

- Transformation en un système équivalent à un seul degré de liberté

La masse d'un système équivalent à un seul degré de liberté, m^* est déterminée comme suit:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = 41.175(0.19 + 0.46 + 0.71 + 0.90) + 35.025(1)$$

$$m^* = 128.08 \text{ T}$$

Le coefficient de transformation est donné par :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{128.08}{41.175(0.19^2 + 0.46^2 + 0.71^2 + 0.90^2) + 35.025(1)^2}$$

$$\Gamma = 1.295$$

- Détermination de la période du système équivalent à un seul degré de liberté

La période T est déterminée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

$$\text{L'effort plastique : } F_y^* = \frac{V_y}{\Gamma} = \frac{360}{1.295} = 278 \text{ KN}$$

$$\text{Le déplacement à la limite de l'élasticité : } d_y^* = \frac{\delta_y}{\Gamma} = \frac{0.0375}{1.295} = 0.029 \text{ KN}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{128.08 \times 0.029}{278}} = 0.726 \text{ sec}$$

- Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté

$$d_{st}^* = S_g(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

$$\frac{S_g(T^*)}{g} = \frac{C_V}{T^*} = \frac{0.18}{0.726} = 0.248$$

$$d_{st}^* = 0.248 \times 9.81 \left[\frac{0.7261}{2\pi} \right]^2 = 0.039 \text{ m}$$

Si $T^* \geq T_g \Rightarrow d_t^* = d_{st}^*$ (Domaine des périodes moyennes et longues)

Alors

$$d_t^* = d_{st}^* = 0.039 \text{ m}$$

- Le déplacement cible du système à plusieurs degrés de liberté donné par

$$d_t = \Gamma d_t^* = 0.039 \times 1.295$$

$$d_t = \delta_t = 0.042 \text{ m}$$

4.3.1.1.3. Méthode du spectre de capacité

Le programme SAP2000 aide et facilite l'exécution de cette méthode, il donne le point de performance directement, il suffit d'introduire les coefficients C_a et C_v , la figure (3-4) illustre la courbe pushover dans le format ADRS (Accélération Displacement Response Spectrum). Le programme SAP2000 transforme la courbe pushover (force-déplacement) au format ADRS par la transformation du effort tranchant à la base résultant à une accélération spectrale S_a et le déplacement en un déplacement spectral S_d par l'utilisation de deux équations (1,21) et (1,22) citées dans le premier chapitre, les spectres de réponse apparaissant sur la figure est aussi dans le format ADRS.

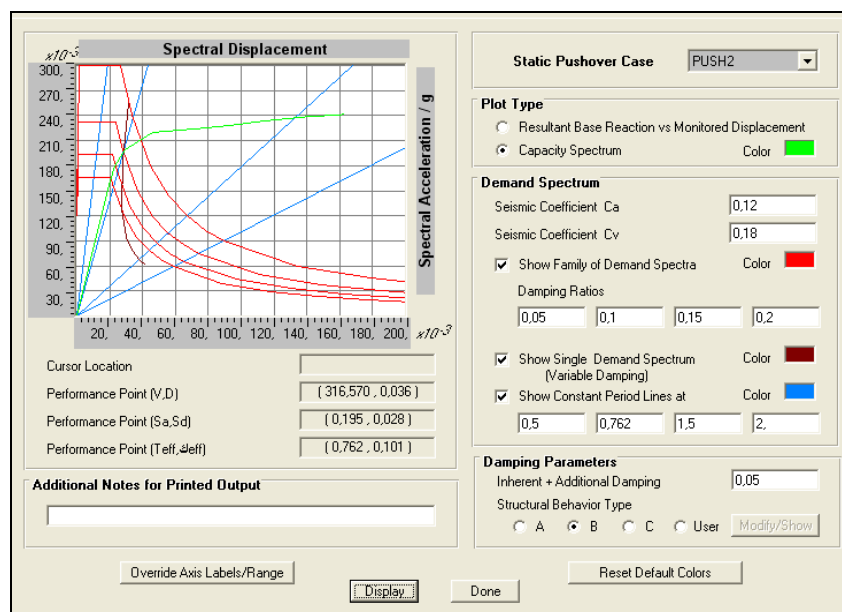


Figure 4-3 : Détermination du point de performance du modèle 5-1 selon SAP2000 (Séisme de faible magnitude)

Suivant la figure, le déplacement cible est égal à $\delta_c = 0.036 \text{ m}$ et qui correspond à un effort tranchant à la base de valeur 316,570 Kn.

Après notre exécution des trois méthodes, nous observons que la grande valeur du déplacement cible est celle obtenue au moyen de la méthode du coefficient de déplacement FEMA-273[24] qui est 0.048 m, nous constatons que cette valeur compatible avec le 5ème pas dans le tableau du spectre de capacité (la figure 4-4) où le déplacement atteint $\delta_c = 0,0583 \text{ m}$, cette valeur correspond à l'évènement B qui indique la non existence de tout dommage des éléments structurels et non structurels et s'il existe, celui-ci est mineur.

| Step | Displacement | Base Force | A-B | B-IO | IO-LS | LS-CP | CP-C | C-D | D-E | >E | TOTAL |
|------|--------------|------------|-----|------|-------|-------|------|-----|-----|----|-------|
| 0 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 1 | 0,0201 | 200,5564 | 50 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 2 | 0,0261 | 260,4593 | 49 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 3 | 0,0297 | 289,3791 | 44 | 6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 4 | 0,0379 | 323,4387 | 40 | 10 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 5 | 0,0583 | 359,0924 | 35 | 15 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 6 | 0,0886 | 376,5664 | 33 | 6 | 11 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 7 | 0,1148 | 387,1292 | 30 | 8 | 12 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 8 | 0,1415 | 396,6671 | 28 | 7 | 5 | 10 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 9 | 0,1769 | 407,1635 | 25 | 10 | 4 | 11 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 10 | 0,1970 | 410,4533 | 25 | 8 | 5 | 12 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |

Figure 4-4 : Tableau du spectre de capacité du modèle 5-1

Ceci est confirmé par l'observation de la distribution des rotules plastiques comme illustré dans la figure (4-5) où les rotules dans les poutres et les poteaux du niveau un sont plastifiées lors de l'évènement B.

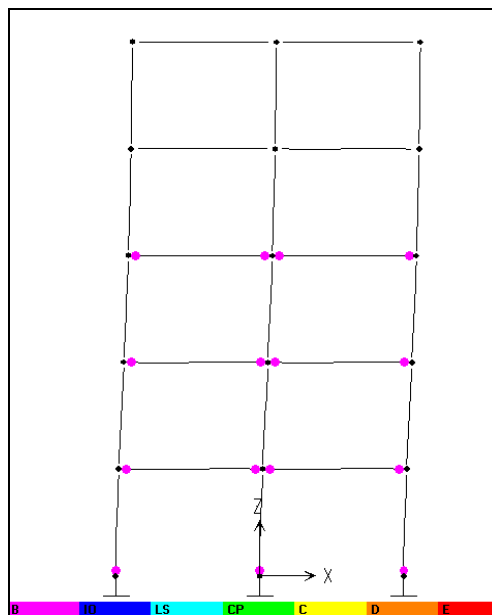


Figure 4-5 : Distribution des rotules plastiques du modèle 5-1, 5ème pas

4.3.1.2. La détermination du point de performance du modèle (5-2)

nous utilisons les méthodes pushover cités précédents:

4.3.1.2.1. La méthode du coefficient de déplacement FEMA-273 [24]

Le déplacement cible δ_t au point de contrôle est déterminé par l'équation (1,49)

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Comme cité précédemment, pour la détermination de la période fondamentale effective T_e , il impératif de revenir à la courbe pushover du modèle (5-2) et la figure qui illustre la modalité de calcul de la rigidité effective K_e pour FEMA-273 [24] la figure (1-17), ceci est illustré dans la figure (4-6).

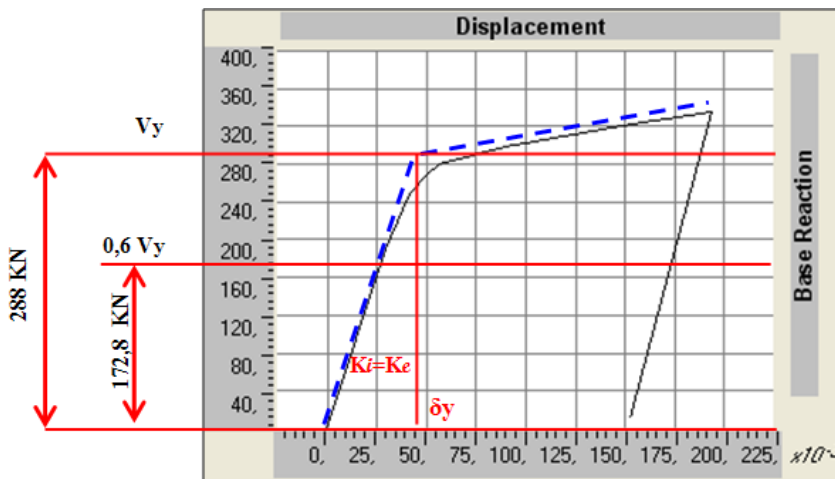


Figure 4-6: Courbe pushover bilinéaire du modèle 5-2

La courbe pushover bilinéaire pour le modèle (5-2) fait apparaître que la rigidité latérale élastique pour ce modèle est conforme avec la rigidité effective K_e à partir duquel la période fondamentale effective T_e est équivalente à la période fondamentale élastique T_i ,

Alors $T_e = T_i = 0.9367$ sec

Le restes des coefficients sont les mêmes qu'au modèles (5-1).

$$C_0 = 1.4 \quad , \quad C_1 = 1 \quad , \quad C_2 = 1.1 \quad , \quad C_3 = 1$$

$$S_a = \frac{C_v}{T} = \frac{0.18}{0.9367} = 0.192$$

$$\delta_t = 1.4 \times 1 \times 1.1 \times 1 \times 0.192 \times \frac{(0.9367)^2}{4\pi^2} \times 9.81$$

$$\delta_t = 0.064 \text{ m}$$

4.3.1.2.2. Méthodes N2 (EC8 [18])

Pour la détermination du point de performance par la méthode EC8 [24], nous suivons les étapes suivantes, comme cité précédemment.

- Transformation en un système équivalent à un seul degré de liberté

La masse d'un système équivalent à un seul degré de liberté m^* est déterminée comme suit

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = 44.05(0.44) + 41.175(0.65 + 0.82 + 0.93) + 35.025(1)$$

$$m^* = 153.22 \text{ T}$$

Le coefficient de transformation est donné par

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i} = \frac{153.22}{44.05(0.44)^2 + 41.175((0.65)^2 + (0.82)^2 + (0.93)^2) + 35.025(1)^2}$$

$$\Gamma = 1.235$$

- Détermination de la période du système équivalent à un seul degré de liberté

La période T^* est déterminée par

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

$$\text{L'effort plastique : } F_y^* = \frac{V_y}{\Gamma} = \frac{288}{1.235} = 233.19 \text{ KN}$$

$$\text{Déplacement à la limite d'élasticité : } d_y^* = \frac{\delta_y}{\Gamma} = \frac{0.045}{1.235} = 0.036 \text{ KN}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{153.22 \times 0.036}{233.19}} = 0.966 \text{ sec}$$

V_y Et δ_y est extraite de la figure (4-7).

- Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté

$$d_{st}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

$$\frac{S_e(T^*)}{g} = \frac{C_v}{T^*} = \frac{0.18}{0.966} = 0.186$$

$$d_{st}^* = 0.186 \times 9.81 \left[\frac{0.966}{2\pi} \right]^2 = 0.043 \text{ m}$$

$$T^* = 0.966 > T_s = 0.6 \Rightarrow d_t^* = d_{st}^*$$

$$d_t^* = 0.043 \text{ m}$$

- Le déplacement cible du système à plusieurs degrés de liberté est donné par

$$d_t = \Gamma d_t^* = 1.235 \times 0.043$$

$$d_t = \delta_t = 0.053 \text{ m}$$

4.3.1.2.3. Méthode du spectre de capacité

Comme, nous l'avons cité précédemment, cette méthode est intégrée dans le programme SAP2000, il suffit d'introduire les deux facteurs C_a , C_v appropriés, le programme se charge d'exécuter les calculs en totalité. La figure (4-7) clarifie la courbe pushover additivement aux spectres de réponse dans le format ADRS; pour les données $C_a = 0.12$, et $C_v = 0.18$

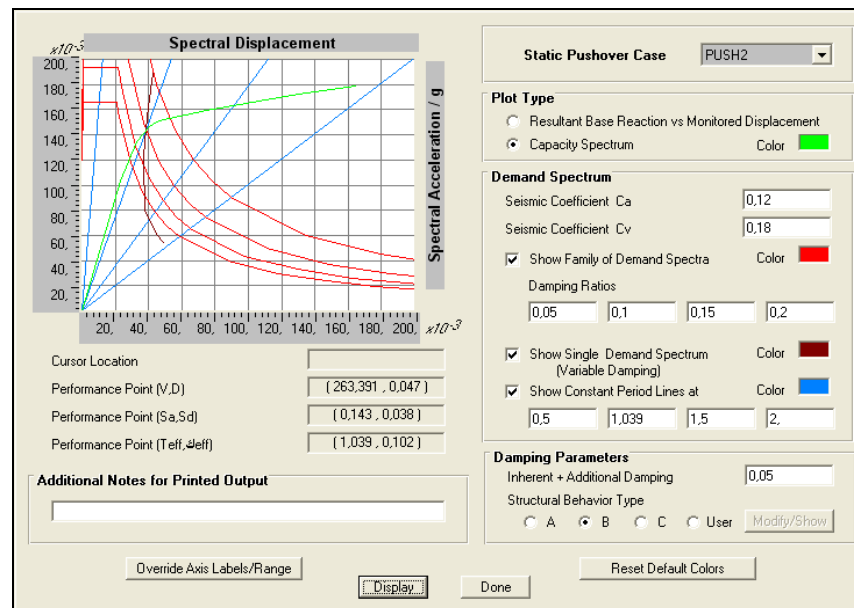


Figure 4-7 : Détermination du point de performance du modèle 5-2 selon SAP2000 (Séisme de faible magnitude)

Selon la figure le déplacement cible est égal à $\delta_t = 0.047 \text{ m}$ qui correspond à un effort tranchant à la base de valeur 263,391 Kn.

Après l'exécution des trois méthodes, nous constatons que la valeur maximale du déplacement cible est celle obtenue par la méthode du coefficient de déplacement FEMA- 273 [24] ,elle est $\delta_E=0.064$ m, nous observons que cette valeur est compatible avec le 5ème pas dans le tableau du spectre de capacité du modèle (5-2), figure (4-8), où le déplacement atteint $\delta_E=0.0893$ m, cette valeur correspond à l'événement IO qui indique que les dommages sont limités, et la conception est juste et la structure garde à peu près la résistance et la rigidité qu'il possédait avant le séisme. La structure sera utilisée pour but pour lequel il a été conçu.

| Step | Displacement | Base Force | R-B | B-IO | IO-LS | LS-CP | CP-C | C-D | D-E | >E | TOTAL |
|------|--------------|------------|-----|------|-------|-------|------|-----|-----|----|-------|
| 0 | -1,210E-04 | 0,0000 | 50 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 1 | 0,0291 | 189,6254 | 49 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 2 | 0,0411 | 248,3210 | 44 | 6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 3 | 0,0498 | 270,0118 | 41 | 9 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 4 | 0,0561 | 279,7290 | 39 | 11 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 5 | 0,0893 | 298,4957 | 36 | 8 | 6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 6 | 0,1530 | 323,1803 | 33 | 6 | 4 | 7 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 7 | 0,1879 | 333,9682 | 29 | 9 | 4 | 8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 50 |
| 8 | 0,1940 | 335,4998 | 28 | 10 | 3 | 8 | 0 | 1 | 0 | 0 | 50 |
| 9 | 0,1526 | 10,9543 | 28 | 10 | 3 | 6 | 0 | 1 | 1 | 1 | 50 |

Figure 4-8 : Tableau du spectre de capacité du modèle 5-2

Ceci est confirmé par l'observation de la distribution des rotules plastiques, comme illustré dans la figure (4-9), où les rotules sont plastifiées à l'événement IO, au niveau des poteaux, près des appuis et dans les poutres du niveau un. Les autres éléments plastifiés, ils sont plastifiés à l'événement B.

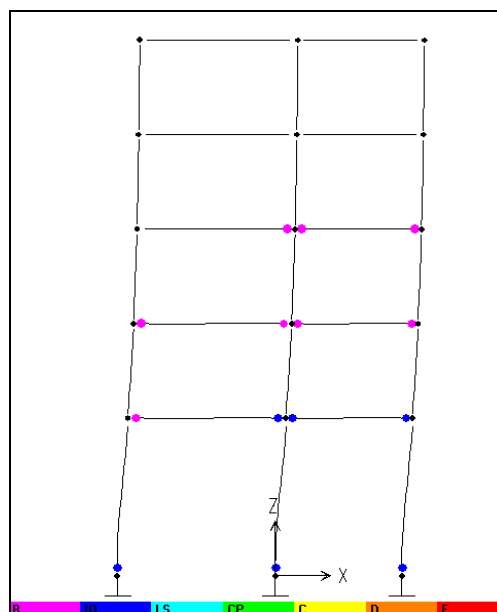


Figure 4-9 : Distribution des rotules plastiques du modèle 5-2, 5ème pas

Finalement, nous constatons que le degré des dommages dans le modèles (5-2) est supérieur à celui du modèle (5-1), mais acceptable dans les deux cas, la performance des deux modèles est acceptable et la conception juste dans le cas de l'exposition de ces modèles à un séisme de faible magnitude.

4.3.2. Les séismes de magnitudes moyennes

Dans cet alinéa, pour la détermination du point de performance des modèles (5-1) et (5-2) sous un séisme de moyenne magnitude, nous commencerons par un réajustement des deux coefficients C_a , C_v comme dans la figure (4-1) en correspondance avec le type de sol et la classification de la zone sismique comme illustré dans l'UBC97[57] , les valeurs des deux coefficients dans ce cas sont : $C_a = 0.28$, $C_v = 0.4$ Additivement à $T_0 = 0.1142$, $T_g = 0.571$.

4.3.2.1. Détermination du point de performance du modèle (5-1)

nous utilisons les méthodes pushover cités précédent:

4.3.2.1.1. La méthode du coefficient de déplacement FEMA-273 [24]

Le déplacement cible δ_t au point de contrôle est déterminé par la relation suivante (l'équation 1,49)

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_g^2}{4\pi^2} g$$

Tous les paramètres du modèle (5-1) sont déterminés dans le cas précédent, soit lors de séismes à faible magnitude, comme suit :

$$T_g = T_i = 0.7107 \text{ sec} , C_0 = 1.4 , C_1 = 1 , C_2 = 1.1 , C_3 = 1$$

Il reste juste à déterminer la valeur d'accélération du spectre de réponse dans la période fondamentale effective T_g , et delà :

$$S_a = \frac{C_v}{T} = \frac{0.4}{0.7107} = 0.570$$

Et ainsi le calcul du déplacement cible sera comme suit :

$$\delta_z = 1.4 \times 1 \times 1.1 \times 1 \times 0.570 \times \frac{(0.7017)^2}{4\pi^2} \times 9.81$$

$$\delta_z = 0.11 \text{ m}$$

4.3.2.1.2. Méthodes N2 (EC8 [18])

Les paramètres m^* , Γ , T^* du modèles (5-1) sont déterminés dans le cas des séismes de faible magnitude, il suffit de trouver l'accélération du spectre de réponse lors de la période du système équivalent à un seul degré de liberté T^* .

Et delà :

$$\frac{S_g(T^*)}{g} = \frac{C_V}{T^*} = \frac{0.4}{0.726} = 0.551$$

$$d_{gt}^* = 0.551 \times 9.81 \left[\frac{0.726}{2\pi} \right]^2 = 0.072 \text{ m}$$

Nous avons $T^* = 0.726 > T_s = 0.571$ alors :

$$d_z^* = d_{gt}^* \Rightarrow d_z^* = 0.072 \text{ m}$$

Et delà, le déplacement cible du modèle (5-1) est :

$$d_z = \Gamma d_z^* = 1.295 \times 0.072$$

$$d_z = \delta_z = 0.093 \text{ m}$$

4.3.2.1.3. Méthode du spectre de capacité

Dans ce cas, nous introduisons dans le programme SAP2000, les données suivantes :

$C_a = 0.28$, $C_v = 0.4$, la figure (4-10) nous clarifie la courbe pushover et les spectres de réponse dans le format ADRS de ces données.

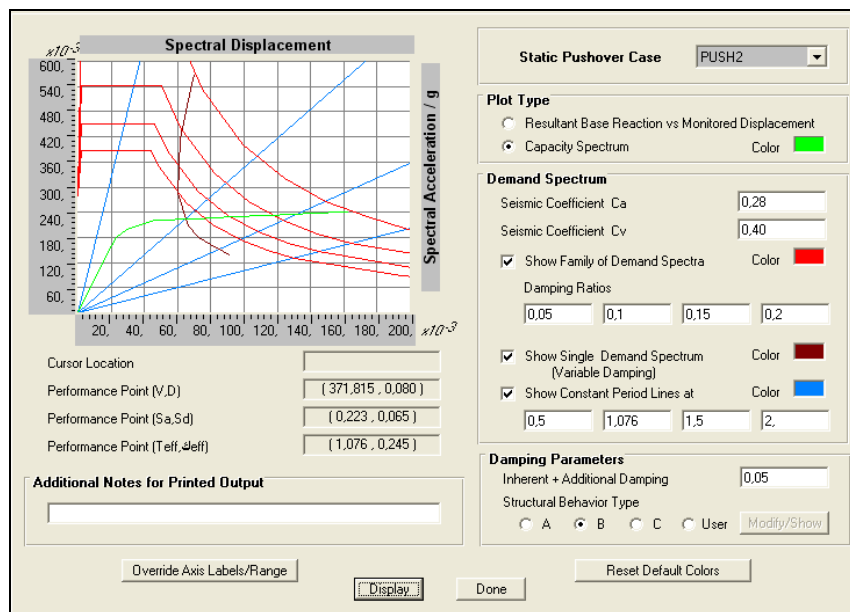


Figure 4-10 : Détermination du point de performance du modèle 5-1 selon SAP2000 (Séisme de magnitude moyenne)

Conformément à la figure, le déplacement cible est égal à $\delta_c = 0,080$ m qui correspond à un effort tranchant à la base de valeur 371,815 Kn.

Après l'application des trois méthodes, nous constatons que la valeur maximale du déplacement cible est celle obtenue par la méthode du coefficient de déplacement FEMA -273 [24] qui est $\delta_c = 0,11$ m, nous constatons que cette valeur correspond au 7^{ème} pas dans le tableau du spectre de capacité du modèles (5-1), figure (4-4), où le déplacement atteint $\delta_c = 0,1148$ m, cette valeur correspond à l'événement IO qui indique que les dommages sont limités est la conception juste, le modèle conserve à peu près la résistance et la rigidité qu'il possédait avant le séisme. La structure continue à être utilisée pour le but auquel elle a été conçue.

Ceci est confirmé par la constatation de la distribution des rotules plastiques comme illustré dans la figure (4-11), où les rotules sont plastifiées à l'événement IO au niveau des poteaux, près des appuis du niveau un additivement aux poutres des niveaux un et deux, les autres éléments plastifiés, sont plastifiés à l'événement B.

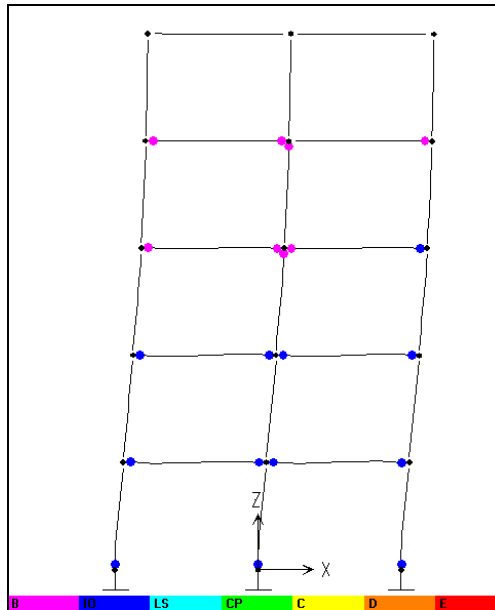


Figure 4-11 : Distribution des rotules plastiques du modèle 5-1, 7ème pas

4.3.2.2. Détermination du point de performance du modèle (5-2)

nous utilisons les méthodes pushover cités précédent:

4.3.2.2.1. Méthode du coefficient de déplacement FEMA-273 [24]

Le déplacement cible δ_c au point de contrôle, est déterminé par la relation suivante (l'équation 1,49) :

$$\delta_c = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

La totalité des paramètres du modèle (5-2) est déterminée dans le cas précédent, soit dans les séismes de faible magnitude, ainsi :

$$T_e = T_i = 0.9367 \text{ sec} \quad C_0 = 1.4 \quad , \quad C_1 = 1 \quad , \quad C_2 = 1.1 \quad , \quad C_3 = 1$$

Il reste seulement à déterminer la valeur d'accélération du spectre de réponse lors de la période fondamentale effective T_e , et delà :

$$S_a = \frac{C_v}{T} = \frac{0.4}{0.9367} = 0.427$$

Et ainsi, le calcul du déplacement cible sera comme suit :

$$\delta_c = 1.4 \times 1 \times 1.1 \times 1 \times 0.427 \times \frac{(0.9367)^2}{4\pi^2} \times 9.81$$

$$\delta_c = 0.143m$$

4.3.2.2.2. Méthodes N2 (EC8 [18])

Les paramètres m^* , Γ , T^* du modèles (5-2) sont déterminés dans le cas des séismes de faible magnitude, il suffit de trouver l'accélération du spectre de réponse lors de la période du système équivalent à un seul degré de liberté T^* .

$$\frac{S_s(T^*)}{g} = \frac{C_v}{T^*} = \frac{0.4}{0.966} = 0.414$$

$$d_{st}^* = 0.414 \times 9.81 \left[\frac{0.966}{2\pi} \right]^2 = 0.096 \text{ m}$$

Nous avons $T^* = 0.966 > T_s = 0.571$ alors :

$$d_t^* = d_{st}^* \Rightarrow d_t^* = 0.096 \text{ m}$$

Et delà, le déplacement cible du modèle (5-1) est :

$$d_t = \Gamma d_t^* = 1.235 \times 0.096$$

$$d_t = \delta_t = 0.12 \text{ m}$$

4.3.2.2.3. Méthode du spectre de capacité

Dans ce cas, nous introduisons dans le programme SAP2000 les données suivantes :

$C_a = 0.28$, $C_v = 0.4$, la figure (4-12) illustre la courbe pushover et les spectres de réponse dans le format ADRS de ces données.

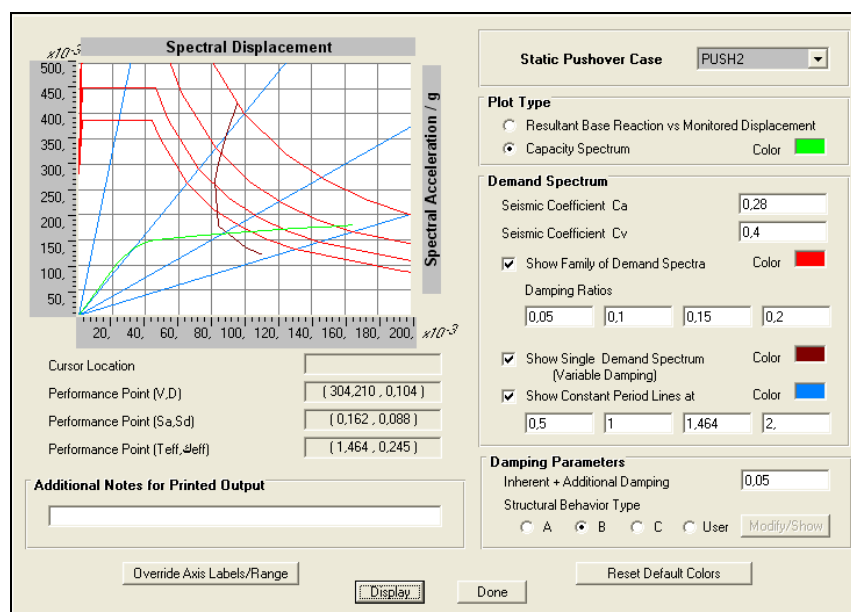


Figure 4-12: Détermination du point de performance du modèle 5-2 selon SAP2000 (Séisme de magnitude moyenne)

Conformément à la figure (4-12) le déplacement cible est égal à $\delta_t=0,104$ m qui correspond à un effort tranchant à la base de valeur 304,210 Kn.

Après l'application des trois méthodes, nous constatons que la valeur maximale du déplacement cible est toujours obtenue au moyen de la méthode du coefficient de déplacement FEMA-273 [24] qui est $\delta_t=0,143$ m, cette valeur correspond avec le sixième pas dans le tableau du spectre de capacité du modèle (5-2), figure (4-8), où le déplacement atteint $\delta_t=0,1530$ m, cette valeur correspond à l'événement LS qui indique la présence de grands dommages qui peuvent affectés les éléments structurels avec une grande baisse dans la résistance et la rigidité de la structure, mais il reste une marge contre l'effondrement, l'utilisation de cette structure peut être interdit jusqu'à l'engagement de certaines réparations.

Ceci est confirmé par la constatation de la distribution des rotules plastiques, comme illustré dans la figure (4-13), où les rotules sont plastifiées à l'événement LS au premier niveau aux poteaux près des appuis aux poutres aussi; Les poutres du deuxième niveau, sont plastifiées à l'événement IO, le reste des autres éléments plastifiés est plastifié à l'événement B.

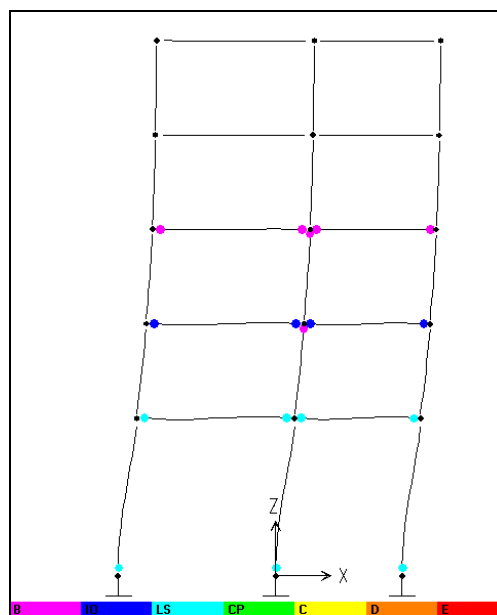


Figure 4-13 : Distribution des rotules plastiques du modèle 5-2, 6ème pas

Finalement, nous constatons que le niveau de dommage dans les deux modèles a augmenté de ce qu'il était dans les séismes de faible magnitude, logiquement. Malgré l'augmentation dans le niveau des dommages du modèle (5-1), dans le cas de séisme de moyenne magnitude, sa performance reste acceptable et il n'existe aucun danger, contrairement à la performance du modèles (5-2) qui indique la probabilité d'existence de dommages importants, mais ces derniers n'entraînent pas au danger de tombées de grands débris à l'intérieur ou à l'extérieur de la construction, finalement la structure ne se trouve pas en phase d'effondrement immédiat. Mais par prudence, il est impératif d'engager les réparations avant l'utilisation.

4.3.3. Les séismes de forte magnitude

Comme dans les cas précédents, pour la détermination du point de performance des modèles (5-1) et (5-2) sous un séisme de forte magnitude, nous procédons en premier lieu au réajustement des deux (02) coefficients C_a, C_v , la valeur de ces deux coefficients dans ce cas est : $C_a = 0.36, C_v = 0.54$ Additivement à $T_0=0,12s$ et $T_g=0,6s$.

4.3.3.1. Détermination du point de performance du modèle (5-1)

nous utilisons les méthodes pushover cités précédent:

4.3.3.1.1. La méthode du coefficient de déplacement FEMA-273 [24]

Le déplacement cible δ_t au point de contrôle est déterminé par la relation suivante (l'équation 1,49) :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_g^2}{4\pi^2} g$$

La totalité des paramètres du modèle (5-1), sont déterminée dans les deux cas précédents, elle est comme suit :

$$T_g = T_i = 0.7107 \text{ sec}, C_0 = 1.4, C_1 = 1, C_2 = 1.1, C_3 = 1$$

Il nous reste seulement à déterminer la valeur d'accélération du spectre de réponse lors de la période fondamentale effective T_g dans le cas d'un séisme de forte magnitude, et delà,

$$S_a = \frac{C_v}{T} = \frac{0.54}{0.7107} = 0.769$$

Et ainsi le calcul du déplacement cible sera comme suit :

$$\delta_c = 1.4 \times 1 \times 1.1 \times 1 \times 0.769 \times \frac{(0.7017)^2}{4\pi^2} \times 9.81$$

$$\delta_c = 0.145 \text{ m}$$

4.3.3.1.2. Méthodes N2 (EC8 [18])

Les paramètres m^* , Γ , T^* du modèles (5-1) sont déterminés dans les deux cas précédents, il suffit de trouver l'accélération du spectre de réponse lors de la période du système équivalent à un seul degré de liberté T^* .

$$\frac{S_g(T^*)}{g} = \frac{C_v}{T^*} = \frac{0.54}{0.726} = 0.744$$

$$d_{st}^* = 0.744 \times 9.81 \left[\frac{0.726}{2\pi} \right]^2 = 0.0975 \text{ m}$$

Nous avons $T^* = 0.726 > T_g = 0.6$ alors :

$$d_c^* = d_{st}^* \Rightarrow d_c^* = 0.0975 \text{ m}$$

Delà le déplacement cible du modèle (5-1) dans le cas de séismes de forte magnitude est :

$$d_c = \Gamma d_c^* = 1.295 \times 0.0975$$

$$d_c = \delta_c = 0.126 \text{ m}$$

4.3.3.1.3. Méthode du spectre de capacité

Dans ce cas, nous introduisons dans le programme SAP2000 les données suivantes :

$C_a = 0.36$, $C_v = 0.54$, la figure (4-14), illustre la courbe pushover et les spectres de réponse dans le format ADRS pour ces données.

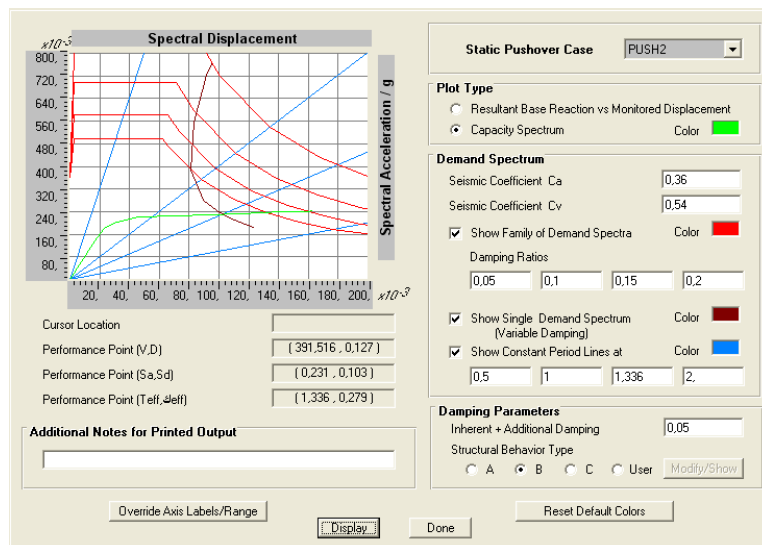


Figure 4-14 : Détermination du point de performance du modèle 5-1 selon SAP2000 (Séisme de forte magnitude)

Selon la figure le déplacement cible est égal à $\delta_t=0,127$ m qui correspond à un effort tranchant à la base de valeur 391,516 Kn.

Comme dans les cas précédents, le déplacement cible maximal est celui obtenu au moyen de la méthode de coefficient de déplacement FEMA-273 [24] qui est $\delta_E=0,145$ m, nous constatons que cette valeur correspond avec le 9ème pas dans le tableau du spectre de capacité du modèle (5-1), figure (4-4) ou le déplacement atteint $\delta_E=0,176$ m, cette valeur correspond à l'événement LS, qui indique la présence de grands dommages qui peuvent affectés les éléments structurels avec une grande baisse dans la résistance et la rigidité de la structure, mais il reste une marge contre l'effondrement, l'utilisation de cette structure peut être interdit jusqu'à l'engagement de certaines réparations.

Ce qui est confirmé par la constatation de la distribution des rotules plastiques comme illustré dans la figure (4-15), où les rotules sont plastifiées à l'événement LS dans les poutres des niveaux un et deux conjointement aux poteaux du niveau un près des appuis, comme il existe des rotules plastifiées à l'événement IO, et cela dans les poutres du niveau trois, le reste des éléments plastifiés sont plastifiés à l'événement B.

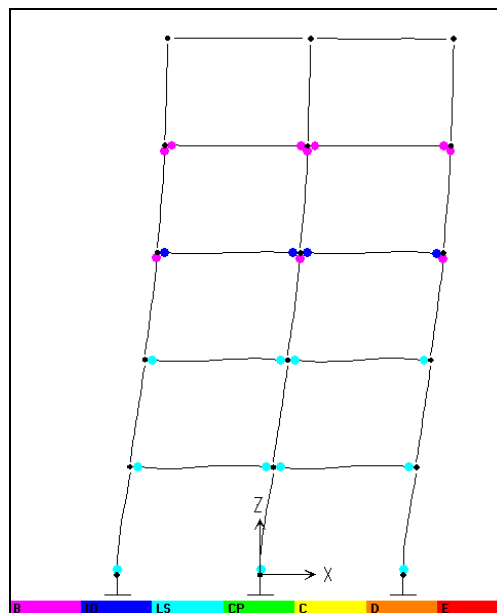


Figure 4-15 : Distribution des rotules plastiques du modèle 5-1, 9ème pas

4.3.3.2. Détermination du point de performance du modèle (5-2)

nous utilisons les méthodes pushover cités précédents:

4.3.3.2.1. La méthode du coefficient de déplacement FEMA-273[24]

Le déplacement cible δ_t au point de contrôle est déterminée par la relation suivante (l'équation 1,49) :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_g^2}{4\pi^2} g$$

Tous les paramètres du modèle (5-2) sont déterminés comme dans les cas précédents et comme suit :

$$T_g = T_i = 0.9367 \text{ sec} , C_0 = 1.4 , C_1 = 1 , C_2 = 1.1 , C_3 = 1$$

Il reste seulement à déterminer la valeur d'accélération du spectre de réponse lors de la période fondamentale effective T_g , et delà :

$$S_a = \frac{C_v}{T} = \frac{0.54}{0.9367} = 0.576$$

Le calcul du déplacement cible δ_t est comme suit :

$$\delta_t = 1.4 \times 1 \times 1.1 \times 1 \times 0.576 \times \frac{(0.9367)^2}{4\pi^2} \times 9.81$$

$$\delta_t = 0.193 \text{ m}$$

4.3.3.2.2 Méthodes N2 (EC8 [18])

Les paramètres m^* , Γ , T^* du modèles (5-2) sont déterminés dans les deux cas précédents, il suffit de trouver l'accélération du spectre de réponse lors de la période du système équivalent à un seul degré de liberté T^* .

$$\frac{S_g(T^*)}{g} = \frac{C_v}{T^*} = \frac{0.54}{0.966} = 0.599$$

$$d_{st}^* = 0.744 \times 9.81 \left[\frac{0.726}{2\pi} \right]^2 = 0.0975 \text{ m}$$

Nous avons $T^* = 0.966 > T_g = 0.6$ alors :

$$d_t^* = d_{st}^* \Rightarrow d_t^* = 0.139 \text{ m}$$

Delà, le déplacement cible du modèle (5-2) est :

$$d_t = \Gamma d_t^* = 1.235 \times 0.139$$

$$d_t = \delta_t = 0.17 \text{ m}$$

4.3.3.2.3. Méthode du spectre de capacité

Dans ce cas, nous introduisons dans le programme SAP2000, les données suivantes : $C_a = 0.36$, $C_v = 0.54$, la figure (4-16) illustre la courbe pushover et les spectres de réponse dans le format ADRS de ces données.

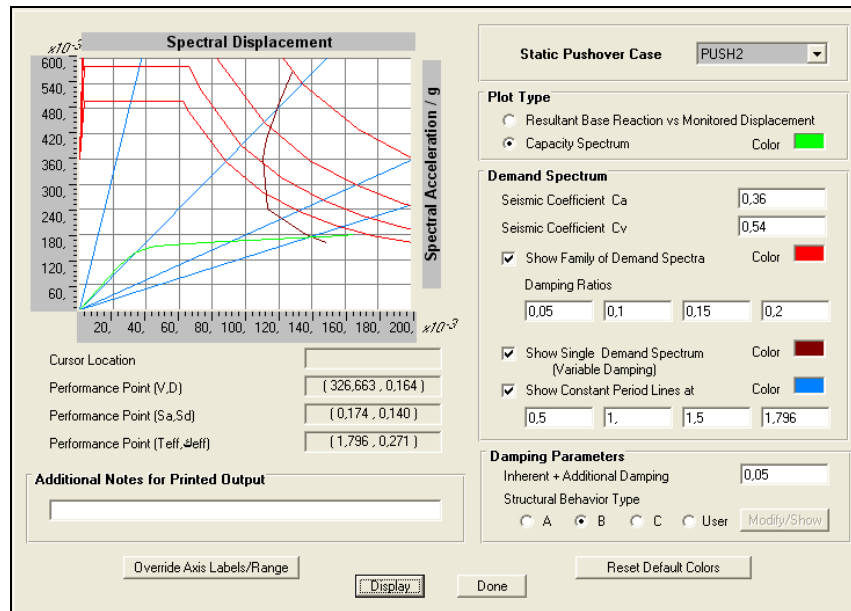


Figure 4-16 : Détermination du point de performance du modèle 5-2 selon SAP2000 (Séisme de forte magnitude)

La figure illustre clairement que le point d'intersection de la courbe de la demande sismique et la courbe pushover à une grande valeur de déformation qui est $\delta_f = 0,164$ m qui représente le déplacement cible, correspond à un effort tranchant à la base de valeur 326,663 Kn.

Comme dans les cas précédents, le déplacement cible maximal est celui obtenu par la méthode du coefficient de déplacement FEMA-273 [24], qui est $\delta_f = 0,193$ m, nous constatons que cette valeur correspond au 8ème pas dans le tableau du spectre de capacité du modèle (5-2), figure (4-8), où le déplacement atteint $\delta_f = 0,194$ m, cette valeur correspond à l'événement C, qui indique la présence de dommages structurels et non structurels importants , additivement à la présence d'une dégradation importante dans la résistance aux charges latérales avec la possibilité de continuité dans la résistance les charges de gravité (charges verticales). La résistance aux charges latérales après le point C sont généralement non fiables. Pour cela, les éléments principaux du système de résistance aux charges latérales ne doivent en aucun cas subir de déformation après l'événement C.

Delà, la structure dans ce cas n'est pas sûr et inutilisable car les répliques entraînent l'effondrement de la structure.

Ce qui est confirmé par la distribution des rotules plastiques, comme illustre par la figure (4-17), qui fait apparaître que le niveau un est le plus endommagé par la présence d'une rotule plastifiée à l'événement C dans la poutre gauche près de l'appui, les autres rotules dans le niveau un sont plastifiées à l'événement LS.

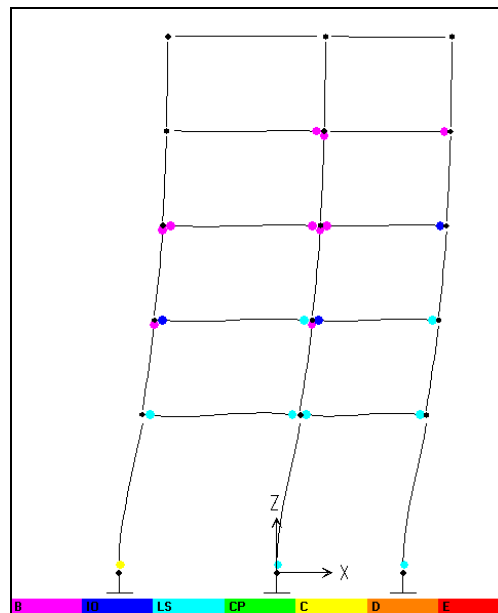


Figure 4-17 : Distribution des rotules plastiques du modèle 5-2, 8ème pas

Finalement, nous constatons, que le niveau de dommage des modèles (5-1) et (5-2) a augmenté par rapport à ce qu'il était en l'étape précédente, soit l'étape des séismes de moyenne magnitude, chose logique, le modèle (5-1) malgré la présence de dommages importants dans les deux premiers niveaux mais n'entraînent pas la tombée de grands débris, la structure ne se trouve pas en danger, il suffit de procédures à des réparations avant l'utilisation contrairement au modèles (5-2) qui a perdu une grande partie de sa résistance et les grands dommages se situent au poteau gauche dans le niveau un, après cette déformation, il est impossible d'assurer l'obtention de la résistance les charges latérales de ce poteau, la structure se trouve en danger.

En conclusion, nous constatons que dans les trois cas de séismes, l'analyse pushover a fait apparaître que le plus grand niveau de dommage se trouve dans le modèle (5-2) par comparaison au modèle (5-1), chose logique, étant donné la non existence d'irrégularité verticale et la présence probable d'étage souple du modèle (5-2).

4.4. Détermination du point de performance par l'utilisation du spectre de réponse du code algérien RPA2003 [47]

Comme dans paragraphe précédent, nous procédons à la détermination du point de performance par l'utilisation des trois méthodes pushover, dans ce cas la demande sismique peut être représentée par l'utilisation du spectre de réponse élastique qui ne prend pas en considération la réduction de l'effet sismique.

Alors, le spectre de réponse élastique utilisé pour les modèles analytiques réguliers et irréguliers correspondant au code RPA2003, est le spectre obtenu par les spectres de réponse utilisés dans paragraphe (2.6), il suffit de valoriser le coefficient de comportement $R=1$, les autres coefficients demeurent inchangés. De là, le spectre de réponse élastique pour tous les modèles est illustré par la figure (4-18).

Nous devons constater, que le spectre de réponse du code américain UBC 97 [57] est aussi un spectre élastique qui ne prend pas en considération le coefficient de comportement R .

Le point de performance de tous les modèles analytiques par l'utilisation du spectre de réponse du code algérien RPA 2003 [47], est résumé dans le tableau (4-1), comme exemple pour l'étude, nous prenons le modèle (2-1).

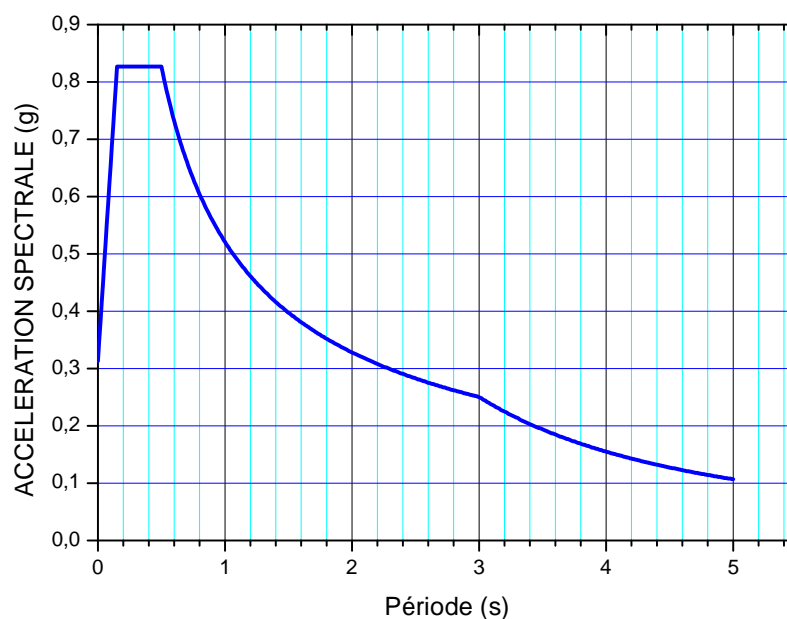


Figure 4-18 : Spectre de réponse élastique de conception de RPA2003

($\xi=0.7\%$, $R=1$, $Q=1.2$, zone III , groupe d'usage 2)

4.4.1. Détermination du point de performance du modèle (2-1)

nous utilisons les méthodes pushover cités précédents:

4.4.1.1. La méthode du coefficient de déplacement FEMA-273 [24]

Le déplacement cible δ_t au point de contrôle est déterminé par l'équation citée dans le chapitre 1 (l'équation 1,49) :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_g^2}{4\pi^2} g$$

Comme dans les cas précédents, pour la détermination de la période fondamentale effective T_g , il est impératif de recourir à la courbe pushover du modèle (2-1) et la figure illustrant la modalité de calcul de la rigidité effective de FEMA- 273 [24], figure (1-17), ceci est illustré dans la figure (4-19).

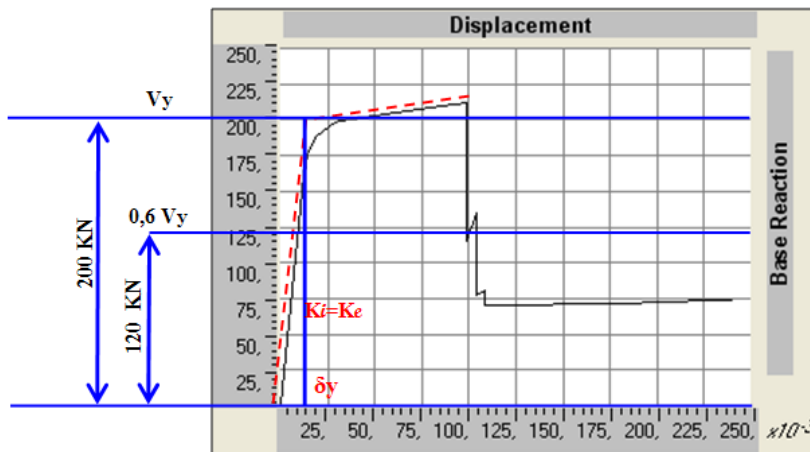


Figure 4-19 : Courbe pushover bilinéaire du modèle 2-1

La courbe pushover bilinéaire du modèle (2-1), fait ressortir que la rigidité latérale élastique de ce modèle est conforme à la rigidité effective K_g^* , de la période fondamentale effective T_g , est égale à la période fondamentale élastique T_i , et de là les paramètres de l'équation (1,49) sont déterminés comme suit :

$$T_g = T_i = 0.3966 \text{ sec}$$

$$C_0 = 1.2 \text{ Selon le tableau 1.1}$$

Dans ce cas, nous avons $T_g = 0.3966 < T_s = 0.5$, T_s est la période caractéristique du spectre de réponse, Alors le coefficient C_1 est calculé selon l'équation (1,51) comme illustré ci-dessous :

$$C_1 = \frac{1}{R} \left(1 + (R - 1) \frac{T_s}{T_g} \right)$$

Où R est le coefficient représentant du rapport entre la demande de résistance élastique et la résistance plastique calculée, il est donné par l'équation (1,54), comme illustré ci-dessous :

$$R = \frac{S_a}{\frac{C_0 V_y}{W}} = \frac{0.827}{\frac{1.2 \times 200}{706.5}} = 2.23$$

Observation : Tous les paramètres sont explicités dans le chapitre un (01), Delà :

$$C_1 = 1.15$$

$$C_2 = \frac{13+11}{2} = 1.2 \quad \text{Déterminé du tableau dans l'annexe E :}$$

$$C_3 = 1 \quad \text{La rigidité après la plastification est positive.}$$

$$S_a(T_g) = 0.827 \text{ g} \quad \text{Déterminé à partir de la figure (4-18)}$$

Et ainsi le calcul du déplacement cible ST, sera comme suit :

$$\delta_c = 1.2 \times 1.15 \times 1.2 \times 1 \times 0.827 \times \frac{(0.9366)^2}{4\pi^2} \times 9.81$$

$$\delta_c = 0.053 \text{ m}$$

4.4.1.2. Méthodes N2 (EC8 [18])

Pour la détermination du point de performance par la méthode EC8 [18], nous suivrons les étapes suivantes :

- Transformation en un système équivalent à un seul degré de liberté

La masse d'un système équivalent à un seul degré de liberté, m^* est déterminée comme suit :

$$m^* = \sum m_i \Phi_i^2 = (38.4 \times 0.51) + (32.25 \times 1)$$

$$m^* = 51.83 T$$

Le coefficient de transformation est donné par :

$$r = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i} = \frac{51.83}{38.4(0.51)^2 + 32.25(1)^2}$$

$$r = 1.23$$

- Détermination de la période du système équivalent à un seul degré de liberté :

La période T est déterminée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^e}{F_y^*}}$$

$$\text{L'effort plastique } F_y^* = \frac{V_y}{r} = \frac{200}{1.23} = 162.6 \text{ KN}$$

$$\text{Le déplacement à la limite de l'élasticité } d_y^e = \frac{\delta_y}{r} = \frac{0.015}{1.23} = 0.012 \text{ KN}$$

δ_y et V_y sont déterminés à partir de la figure (4-19).

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{51.83 \times 0.012}{162.6}} = 0.388 \text{ sec}$$

- Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté :

le déplacement cible de la structure avec une période T et un comportement élastique illimité, est donné par :

$$d_{st}^* = S_g(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

$$\frac{S_g(T^*)}{g} = \frac{S_g(0.388)}{g} = 0.827 \text{ Déterminé par la figure (4-18) Alors,}$$

$$d_{st}^* = 0.827 \times 9.81 \left[\frac{0.388}{2\pi} \right]^2 = 0.031 \text{ m}$$

Nous avons, $T^* = 0.388 < T_g = 0.5$ (Domaine des périodes courtes)

Et nous avons aussi : $\frac{F_y^*}{m^*} = 0.319g < S_g(T^*) = 0.827g$ (La réponse est non linéaire)

Et delà, le déplacement cible est donné par la relation suivante (A-10).

$$d_t^* = \frac{d_{st}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_g}{T^*} \right)$$

q_u est déterminé par la relation (A-11) qui sera :

$$q_u = \frac{S_g(T^*) m^*}{F_y^*}$$

$$q_u = \frac{0.827 \times 9.81 \times 51.83}{162.6} = 2.58$$

Delà : $d_t^* = 0.036m$

Le déplacement cible du système à plusieurs degrés de liberté est donné par :

$$d_t = \Gamma d_t^* = 1.23 \times 0.036$$

$$d_t = \delta_t = 0.045 m$$

4.4.1.3. Méthode du spectre de capacité

Comme nous l'avons constaté précédemment, Les spectres utilisés par SAP2000 ne sont pas conformes aux normes algériennes, c'est pour cela que nous devons l'introduction dans le programme SAP2000 les coefficients C_R , C_V qui permettent la transformation les spectres de normes algériennes aux spectres de normes américaines, pour cela, il est impératif de comparer les spectres américains et le spectre de réponse correspondant aux normes algériennes afin de choisir le spectre américain le plus proche , delà à déduire les valeurs C_R et C_V . La figure (4-20) illustre le spectre de réponse conformément aux normes algériennes, spectre en bleu, conjointement avec les spectres de réponse américains de couleurs verte et rouge.

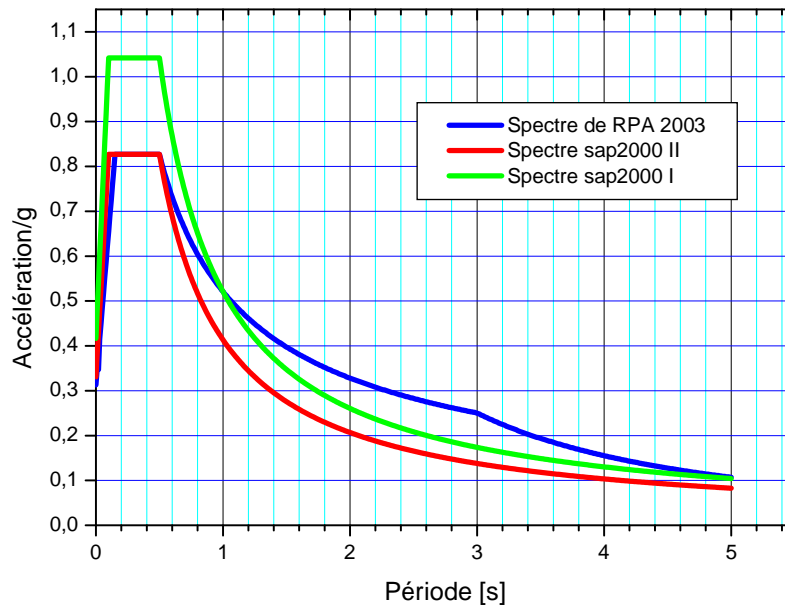


Figure 4-20 : Détermination du spectre de réponse pour le SAP2000

Le premier spectre (de couleur verte), nous constatons que la valeur d'accélération du spectre de réponse au plateau est très lointaine de la valeur donnée dans le spectre RPA2003 [47], par contre dans la partie droite et après le plateau et en débutant par la valeur $S_a=0,827$ g, nous constatons que les valeurs d'accélération du spectre de réponse deviennent proches de celles existante dans le spectre de réponse RPA2003 [47] , avec l'existence d'une valeur conforme à la période $T=1$ sec, par contre dans le deuxième spectre (de couleur rouge), nous constatons que la valeur d'accélération du spectre de réponse au plateau est la même par comparaison au spectre de réponse RPA2003 [47], alors que dans la partie droite après le plateau, elle lointaine d'une certaine façon du spectre de réponse RPA2003 [47] et ce par comparaison au premier spectre.

En fin de compte et après ces comparaisons, nous constatons que le deuxième spectre SAP2000 (en rouge) est le plus concordant au spectre de réponse des normes algériennes, delà $C_a=0,331$, $C_v=0,4135$.

La figure (4-21) illustre la courbe pushover additivement aux spectres de réponses dans le format ADRS de ces données ($C_a=0,331$ et $C_v=0,4135$).

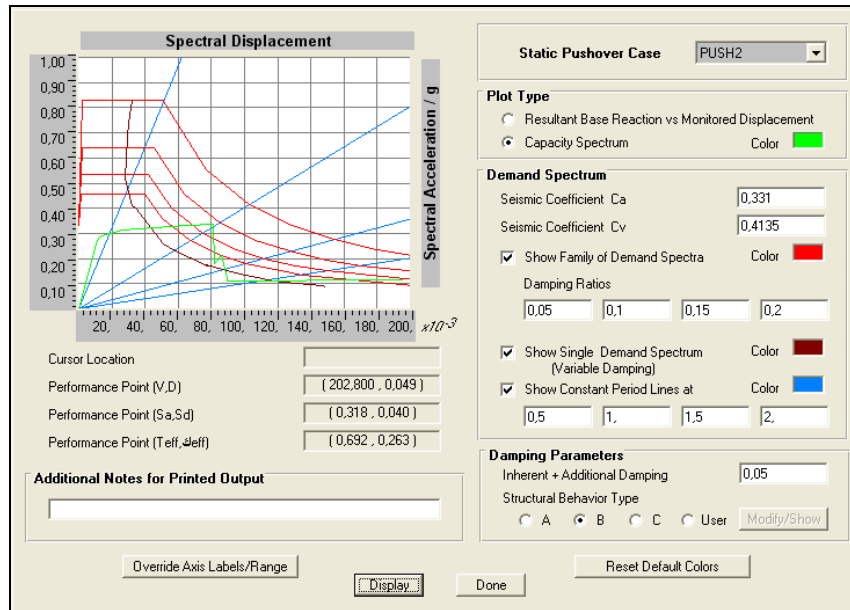


Figure 4-21 : Détermination du point de performance du modèle 2-1 selon SAP2000
(Séisme de forte magnitude, la Zone III selon le code RPA 2003)

Suivant la figure le déplacement cible est égal à $\delta_c=0,049\text{m}$, correspond à un effort tranchant à la base de valeur 202,8 Kn.

Après notre application des trois méthodes, nous constatons que comme dans les cas précédents que la valeur maximale du déplacement cible était celle obtenue par la méthode du coefficient de déplacement FEMA-273 [24] , qui est 0,053 m, nous constatons que cette valeur correspond avec le 7ème pas dans le tableau du spectre de capacité, figure (4-22) où le déplacement atteint $\delta_c=0,0797\text{ m}$, cette valeur correspond à l'événement LS qui indique la présence de grands dommages qui peuvent affectés les éléments structurels avec une très grande baisse dans la résistance et la rigidité de la structure, mais il existe toujours une marge avant l'effondrement. L'utilisation de cette structure peut être interdite jusqu'à l'engagement de réparations.

| Step | Displacement | Base Force | A-B | B-IO | IO-LS | LS-CP | CP-C | C-D | D-E | >E | TOTAL |
|------|--------------|------------|-----|------|-------|-------|------|-----|-----|----|-------|
| 4 | 0,0195 | 188,7113 | 12 | 8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 20 |
| 5 | 0,0292 | 197,8993 | 11 | 6 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 20 |
| 6 | 0,0318 | 199,5358 | 10 | 7 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 20 |
| 7 | 0,0797 | 208,7283 | 9 | 1 | 2 | 8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 20 |
| 8 | 0,0991 | 212,4488 | 9 | 1 | 0 | 8 | 0 | 2 | 0 | 0 | 20 |
| 9 | 0,0991 | 115,0162 | 9 | 1 | 0 | 7 | 0 | 0 | 3 | 0 | 20 |
| 10 | 0,1044 | 134,8984 | 8 | 2 | 0 | 7 | 0 | 0 | 2 | 1 | 20 |
| 11 | 0,1044 | 118,7398 | 8 | 2 | 0 | 7 | 0 | 0 | 2 | 1 | 20 |
| 12 | 0,1044 | 77,7328 | 8 | 2 | 0 | 7 | 0 | 0 | 1 | 2 | 20 |
| 13 | 0,1085 | 80,1636 | 8 | 2 | 0 | 7 | 0 | 0 | 0 | 3 | 20 |
| 14 | 0,1085 | 69,7604 | 8 | 2 | 0 | 7 | 0 | 0 | 0 | 3 | 20 |

Figure 4-22 : Tableau du spectre de capacité du modèle 2-1

Ceci est confirmé par l'observation de la distribution des rotules plastiques comme illustré par la figure (4-23), où les rotules sont plastifiées à l'événement LS dans la totalité des poteaux du niveau un près des appuis et près des poutres du niveau un et celles du niveau deux, le reste des autres éléments est plastifié à l'événement B et IO.

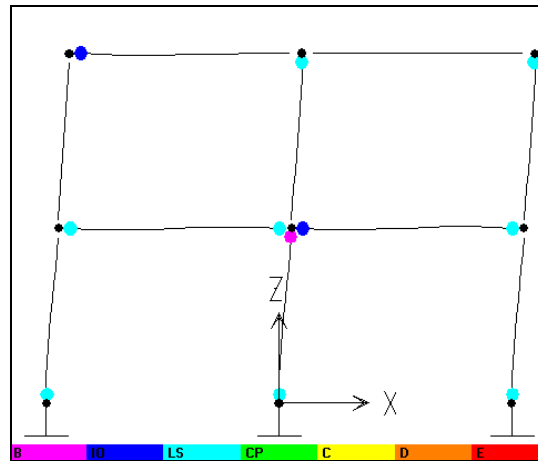


Figure 4-23 : Distribution des rotules plastiques du modèle 2-1, 7ème pas

4.4.2. L'évaluation de la performance des modèles

Dans ce chapitre, nous procédons à l'évaluation des performances de tous les modèles analytiques de cette étude dans une zone à forte magnitude sismique (la Zone III selon le code RPA 2003 [47]). La performance est évalué lors du déplacement cible obtenue par les trois méthodes pushover, après l'évaluation de la performance, nous procédons à la comparaison de la valeur du déplacement au sommet au point de performance de tous les modèles avec la valeur limite du déplacement au sommet donnée par le code RPA2003 [47], pour vérifier la performance des modèles conformément au code RPA2003 [47], nous procédons aussi à la comparaison du déplacement cible et les valeurs limites du code RPA2003 [47] avec la valeur limite de la courbe pushover qui représente la capacité maximale de déformation, de chaque modèle. Le tableau (4-1) ci-dessous, résume toutes ces valeurs :

| Modèle | Hauteur totale du modèle (m) | Déplacement cible (m) | | | | Capacité maximale de déformation (m) | Valeur limite de déplacement RPA2003 (m) | Niveau de performance |
|--------|------------------------------|-----------------------|-------|----------|-----------------|--------------------------------------|--|-----------------------|
| | | ATC-40 | EC-8 | FEMA-273 | Valeur maximale | | | |
| 2-1 | 6 | 0.049 | 0.045 | 0.053 | 0.053 | 0.099 | 0.06 | LS |
| 2-2 | 8 | 0.077 | 0.094 | 0.11 | 0.11 | 0.1 | 0.08 | l'effondrement |
| 2-3 | 6 | 0.048 | 0.051 | 0.056 | 0.056 | 0.062 | 0.06 | CP |
| 2-4 | 8 | 0.081 | 0.091 | 0.11 | 0.11 | 0.0955 | 0.08 | l'effondrement |
| 5-1 | 15 | 0.084 | 0.11 | 0.12 | 0.12 | 0.20 | 0.15 | LS |
| 5-2 | 17 | 0.109 | 0.15 | 0.18 | 0.18 | 0.194 | 0.17 | LS |
| 5-3 | 15 | 0.082 | 0.11 | 0.12 | 0.12 | 0.1837 | 0.15 | LS |
| 5-4 | 17 | 0.106 | 0.15 | 0.18 | 0.18 | 0.1723 | 0.17 | l'effondrement |
| 8-1 | 24 | 0.097 | 0.14 | 0.17 | 0.17 | 0.2443 | 0.24 | LS |
| 8-2 | 26 | 0.117 | 0.18 | 0.21 | 0.21 | 0.1899 | 0.26 | l'effondrement |
| 8-3 | 24 | 0.089 | 0.13 | 0.16 | 0.16 | 0.2249 | 0.24 | LS |
| 8-4 | 26 | 0.111 | 0.18 | 0.20 | 0.20 | 0.17 | 0.26 | l'effondrement |

Tableau 4-1 : Tableau résumant les valeurs de performance de tous les modèles analytiques

Avant l'opération d'évaluation, il impératif de signaler que les valeurs de déplacement cible, calculé par la méthode du coefficient de déplacement FEMA-273[24] , dans cette étude ont toujours été les plus grandes, elles sont très proches des résultats de EC8 [18], par comparaison au résultats de la méthode du spectre de capacité, mais généralement la différence existante et peu importante, dans la réalité, il suffit de trouver le point de performance par l'une des méthodes, mais pour les but de l'étude, nous avons exécutés les trois méthodes et avons choisi la valeur maximale du déplacement cible.

A partir du tableau (4-1), nous constatons que le niveau de performance de tous les modèles réguliers était au niveau de l'état d'exploitation sécuritaire LS, qui indique comme nous l'avons cité précédemment à la présence de grands dommages qui peuvent affectés les éléments structurels avec une grande baisse dans la résistance et la rigidité de la structure mais il existe toujours une marge contre l'effondrement, sauf pour le modèle régulier (2-3) considérant que sa performance était à un niveau de l'état de dommage CP et qui à son tour indique des dommages structurels et non structurels importants qui peuvent affectés les structures avec une marge insignifiante contre l'effondrement, dans ce cas, il peut y avoir des dangers de la chutes de débris et avec cela les composants principaux du système de résistance latérale doivent continuer à supporter les chargements latéraux.

Concernant, les modèles irréguliers, à l'exception du modèle (5-2) dont la performance était à l'état d'exploitation sécuritaire LS, les valeurs de déplacement cibles étaient plus

grandes que la valeur maximale de capacité de déformation, et delà l'effondrement. La cause de l'effondrement dans la plupart des modèles dans ce cas est due à la non régularité verticale. Et la probabilité de présence d'un étage souple dans ces modèles. En réalité, le code algérien RPA2003 [47] recommande l'évitement de ces systèmes spécialement dans les zones à forte magnitude sismique ou le changement du système de contreventement, comme exemple la création pour ces modèles d'un système de contreventement mixte (portiques-voiles).

Le déplacement au sommet limite du code algérien RPA2003 [47] est donné par la relation suivante :

$\delta_{roof}=1 \%h$ où h représente la hauteur totale de la construction, le déplacement au sommet limite de RPA2003 [18] (δ_{roof}) de chaque modèle est illustré dans le tableau (4-1).

A travers, ce tableau, nous constatons que le déplacement cible est inférieur au déplacement au sommet limite δ_{roof} dans la plupart des modèles non effondrés, et ces modèles remplissent une condition du code RPA2003[47] .

Nous observons aussi, que pour la plupart des modèles effondrés, le déplacement cible à dépassé la valeur limite du code RPA2003[47] .

A'exception de certains cas, nous observons que les valeurs de déplacement limite du RPA2003[47] , sont souvent inférieures à la capacité de déformation maximale résultant de la courbe pushover, représentant souvent un niveau unique de performance qui est le niveau de l'état d'exploitation sécuritaire LS, ce qui nous amène à déduire que les règles RPA2003 [47], se basent sur un seul niveau de performance et qui représente l'état limite ultime, qui est lui-même l'état d'exploitation sécuritaire.

4.5.Comparaison de la méthode pushover avec la méthode du spectre de réponse (dynamique linéaire) du Code RPA2003 [47]

Pour l'évaluation de la méthode pushover, nous procédons à la comparaison des résultats obtenus au moyen de cette méthode à ceux obtenus par la méthode dynamique linéaire cité dans le code RPA2003 [47]. Pour procéder à cette comparaison, nous avons choisi les deux modèles (2-1), (2-2), comme nous l'avons cité précédemment les valeurs de ferrailage pour ces deux modèles sont développées sans étude dynamique, se basant sur l'expérience en ingénierie en tenant en compte les conditions RPA2003 [47], au moyen de la méthode pushover, nous avons évalué la performance de ces modèles et la détermination des emplacements des rotules plastiques qui dévoilent les emplacements de faiblesses probables, additivement au degré de dommage, par contre par la méthode du code nous procéderons à la comparaison des valeurs de ferrailage longitudinal calculées après exécution de l'analyse dynamique linéaire avec les valeurs de ferrailage longitudinal existantes, qui lors de tout augmentation du ferrailage représente une insuffisance probable dans la conception initiale.

Les efforts tranchants à la base de ces modèles sont calculés par la méthode du spectre de réponse comme cité dans le chapitre II, paragraphe (2.6) , il existe plusieurs combinaisons des charges citées dans les normes qui doivent être prises en considération, mais dans cette étude, nous procéderons à la conception de ces modèles sous un combinaison de charge unique, qui est celle évoquée dans le code algérien RPA2003 [47] , qui : Les charges permanentes + les charges d'exploitation + les charges sismiques.

(Comb1=G+Q+E), En se basant sur cette combinaison, les valeurs de ferrailage longitudinal des poteaux et poutres des deux modèles (2-1), (2-2) sont résumées respectivement dans les deux tableaux (4-2) et (4-3).

Seulement, il est à signaler que les poteaux seront ferrillés en flexion composée alors que les poutres seront ferrillées en flexion simple et les valeurs de ferrailage longitudinal ne doit pas être inférieures aux valeurs limites minimales données dans RPA 2003[47]. Concernant les poteaux la surface de ferrillages adoptée $A_{s,d}$ doivent être supérieures à 0,9 % bh, de telle sorte que b et h représente les dimensions du poteau, alors que le taux minimal total de ferrailage sur la longueur de la poutre est 0,5 % dans toute la section.

| Poteaux du modèle | Dimensions des poteaux (cm) | | M_{max} (KN.m) | N_{cor} (KN) | Section de ferrailage longitudinal à calculer A_{cal} (cm ²) | Section de ferrailage longitudinal RPA2003 A_{rpa} (cm ²) | Section de ferrailage longitudinal adoptée (cm ²) | Choix d'une section commerciale |
|-------------------|-----------------------------|----|---------------------|-------------------|---|--|---|--------------------------------------|
| | b | h | | | | | | |
| 2-1 | 35 | 35 | 96.98 | 250.60 | 7.80 | 11.025 | 11.025 | 8HA14=12.32cm ² |
| 2-2 | 35 | 35 | 229.17 | 255.61 | 28.77 | 11.025 | 28.77 | 14HA14+2HA20 = 30.52 cm ² |

Tableau 4-2 : valeurs de ferrailage longitudinal des modèles 2-1 et 2-2 aux poteaux sous la combinaison de charge Comb1

| Poutres du modèle | Dimensions des poutres (cm) | | M_{max} (KN.m) | | Section de ferrailage longitudinal à calculer A_{cal} (cm ²) | | Section de ferrailage longitudinal RPA2003 A_{rpa} (cm ²) | | Section de ferrailage longitudinal adoptée (cm ²) | | Choix d'une section commerciale | |
|-------------------|-----------------------------|----|---------------------|------------------|--|------------------|---|------------------|---|------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| | b | h | Nappe supérieure | Nappe inférieure | Nappe supérieure | Nappe inférieure | Nappe supérieure | Nappe inférieure | Nappe supérieure | Nappe inférieure | Nappe supérieure | Nappe inférieure |
| 2-1 | 30 | 40 | 112.86 | 49.88 | 10.38 | 4.29 | 3 | 3 | 10.63 | 4.32 | 3Φ14+3Φ16 =10.65cm ² | 3Φ14 =10.65cm ² |
| 2-2 | 30 | 40 | 212.85 | 152.97 | 22.88 | 14.83 | 3 | 3 | 24.04 | 15.43 | 3Φ20+3Φ20 =25.12cm ² | 4Φ20+1Φ20 =15.70cm ² |

Tableau 4-3 : Valeurs de ferrailage longitudinal des modèles 2-1 et 2-2 aux extrémités des poutres sous la combinaison de charge Comb1

Il est signalé que les valeurs de ferrailage longitudinal A_{cal} sont calculées selon les règlements BAEL91 [5] dans l'état limite ultime .

Après le calcul du ferrailage des poutres et poteaux des modèles (2-1) et (2-2), nous comparons ses valeurs avec les valeurs du ferrailage de la conception initial. Le pourcentage positif de variation dans le ferrailage dans les deux cas indique une insuffisance dans le ferrailage chez cet élément, s'il est soumis à une charge sismique (suivant la combinaison Comb1), le tableau (4-4) indique la variation dans les valeurs de ferrailage.

| Modèle | Elément | | Valeurs de ferrailage existantes (cm2) | Nouvelles valeurs de ferrailage (cm2) | pourcentage de variation (%) |
|--------|---------|------------------|--|---------------------------------------|------------------------------|
| (2-1) | Poteau | | 16.06 | 12.32 | -26.25 % |
| | pouter | Nappe supérieure | 8.64 | 10.62 | 23.26 % |
| | | Nappe inférieure | 4.62 | 4.62 | 0 % |
| (2-2) | poteau | | 16.06 | 30.52 | 88.79 % |
| | pouter | Nappe supérieure | 8.64 | 25.12 | 190.70 % |
| | | Nappe inférieure | 4.62 | 15.70 | 239.82 % |

Tableau 4-4 : Pourcentage de variations dans les valeurs de ferrailage

Delà, les résultats de la méthode dynamique linéaire du code peuvent être résumés ainsi :

les poteaux dans le modèles (2-2) exigent un ferrailage supplémentaire, le pourcentage de ce dernier se rapproche 89 % du ferrailage existant, ce qui dénote la faiblesse de ces poteaux lors de leur soumission à la charge sismique de cette étude. Ce qui nous amène à renforcer ce portique, s'il fait partie d'une construction existante.

Alors que les poteaux dans le modèle (2-1) n'exigent pas de ferrailage supplémentaire, ce qui indique que ces poteaux, résistent à la charge sismique de cette étude.

Concernant les poutres, dans le modèle (2-2), exigeaient un ferrailage supplémentaire dépassant le seuil des 100 %, 190,94 % dans la nappe supérieure et 239,82 % dans la nappe inférieure aux extrémités de la poutre, ce qui dénotent leurs faiblesses lors de leur soumission à la charge sismique de cette étude. Ce qui nous amène à renforcer ce portique, s'il fait partie d'une construction existante.

Alors que les poutres dans le modèle (2-1), n'exigent pas de ferrailages supplémentaires , Ce qui indique que ces poutres, résistent à la charge sismique de cette étude.

Des résultats de la méthode dynamique linéaire du code, nous concluons que le modèle (2-2) a besoin d'un ferrailage supplémentaire selon un fort pourcentage dans les poutres et les poteaux, ce qui indique la faiblesse de ces éléments si, elles sont soumises à une force sismique, alors que le modèle (2-1) n'exige pas de ferrailage supplémentaire, ce qui indique que le modèle peut résister à la force sismique de ce cas.

Ces résultat en général, correspondant aux résultats d'analyse pushover, qui indiquent que le modèle (2-2) est modèle faible, qui ne peut supporter les forces sismiques de ce cas et

expose à l'effondrement, alors que pour le modèle (2-1), l'analyse pushover indique son exposition à des dommages et qu'il continue à résister aux forces sismiques de ce cas, et n'est pas en danger d'effondrement.

Additivement à cela, l'analyse pushover, par comparaison à l'analyse dynamique linéaire permet de déterminer les zones critiques qui comportent de fortes demandes de déformations (emplacements des rotules plastiques), et qui doivent faire l'objet d'une grande attention lors de la conception. D'autre part, il démontre les résultats de dégradation de la résistance des éléments individuels sur le comportement global de la structure, et aussi l'exécution de l'analyse pushover avec soin, nous fournit une grande compréhension des aspects structurels qui dominent la performance lors d'un séisme sévère où dans la plupart des cas les structures ne peuvent résister dans le domaine élastiques du comportement structurel performance.

En fin de compte, l'analyse pushover nous fournit des informations de grande importance que l'analyse dynamique linéaire

CONCLUSION

Nous avons présenté dans cette étude, la méthode d'analyse pushover statique non linéaire dans le but de la conception et de l'évaluation de structures de constructions en béton armé régulières et irrégulières verticales sous l'action de tremblement de terre, et ce pour l'étude de la performance de ces structures et la connaissance de l'ampleur des dégâts qu'elles subissent.

Les résultats obtenus dans cette étude nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

L'analyse pushover est une méthode relativement simple pour l'étude du comportement non linéaire des constructions.

L'analyse pushover nous permet de prévoir les emplacements de faiblesse et les modes d'échouement probables que rencontreront les structures dans le cas de leur exposition à un tremblement de terre et ce à travers le contrôle de la distribution des rotules plastiques tout le long de l'élévation des structures.

Les résultats obtenu en terme de capacité, demande et les rotules plastiques donnent une bonne estimation du comportement réel des structures dont le comportement est régi par leur mode fondamental.

La courbe pushover présente une bonne description de la relation entre le déplacement du sommet et l'effort tranchant à la base de constructions à plusieurs étages. Les courbes pushover basées sur les modes de chargement latéral différents, sont proches les unes des autres dans le domaine élastique linéaire des déformations et différentes dans le domaine non élastique des déformations.

Le choix du mode de chargement, est un pas très important dans l'analyse pushover, car ce mode supposé représenter les forces d'inertie dans le calcul sismique, plusieurs formes de modes de chargement sont proposées pour leurs applications dans l'analyse pushover, mais la méthode la plus commode est l'application d'une forme triangulaire du mode de chargement.

La détermination du point de performance ou le déplacement cible est nécessaire pour l'évaluation de la performance des structures sous un séisme déterminé, les différentes méthodes pushover utilisées donnent des résultats différents entre elles pour le déplacement cible, mais proches dans la majorité.

La performance de la majorité des structures régulières est à un niveau d'état d'exploitation sécuritaire ce qui indique que ces structures sont conçues correctement, alors que la majorité des structures irrégulières, se sont effondrées, ce dont a averti le code RPA2003.

Malgré que le nombre de niveaux dans la majorité des modèles réguliers dépasse les deux (02) niveaux dans la zone sismique trois (03), mais le niveau de performance indique qu'elles sont conçues correctement, dans ce cas le changement du système de contreventement et la diminution du nombre de niveau selon le code RPA2003 n'est pas totalement justifié.

L'analyse dynamique linéaire du code RPA2003 est utile dans la connaissance des structures faibles, mais il ne peut prévoir les mécanismes d'effondrement et la prise en considération la redistribution des forces lors de l'augmentation des cas de plastification, alors que les procédures pushover aident à la clarification des modalités le travail effectif des constructions à partir de la détermination des modes d'effondrement et la possibilité de l'effondrement total.

En conclusion, les résultats de cette étude, nous encouragent dans l'introduction des concepts de la méthode pushover dans les futurs règlements algériens, tout en gardant un certain degré de simplicité dans l'application.

RECOMMANDATIONS

Le développement de la méthode pushover étant toujours en cours et ce pour l'amélioration de l'exactitude de cette analyse dans la prévision du comportement réel des structures, il serait intéressant d'élargir cette étude pour comprendre les points suivants :

- Etude de modèles tridimensionnels.
- Intégration des effets de torsions pour les constructions irrégulières dans le niveau horizontal
- Intégration des effets de modes supérieurs dans les constructions à plusieurs étages.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1

| | |
|---|----|
| Figure 1-1 : la courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment..... | 7 |
| Figure 1-2 : diagramme conceptuel pour la transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté..... | 8 |
| Figure 1-3 : caractéristiques Force-déplacement de système à plusieurs degrés de liberté et de système à un seul degré de liberté équivalent..... | 10 |
| Figure 1-4 : Courbe pushover bilinéaire idéalisée..... | 10 |
| Figure 1.5 : spectre de demande inélastique et courbe de capacité tracé dans le format (AD)..... | 13 |
| Figure 1.6 : la relation force- déformation du système élasto-plastique..... | 20 |
| Figure 1.7 : représentation graphique de la méthode de spectre de capacité..... | 23 |
| Figure 1.8 : représentation de format (ADRS) où les périodes naturelles sont données par lignes radiales..... | 24 |
| Figure 1.9 : approximation bilinéaire de la courbe de capacité..... | 26 |
| Figure 1-11 : Conversion du spectre élastique au spectre d'ADRS..... | 27 |
| Figure 1.11 : l'estimation initiale du point de performance en utilisant la règle de déplacement égal..... | 28 |
| Figure 1.12: Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (ATC-40) | 29 |
| Figure 1.13 : estimation de déplacement cible en utilisant la méthode du spectre de capacité..... | 30 |
| Figure 1.14 : les spectres de demande pour des facteurs de ductilité constants dans le format ADRS..... | 32 |

| | |
|---|----|
| Figure 1.15 : la procédure graphique pour évaluer la demande sismique du système à un seul degré de liberté équivalent..... | 36 |
| Figure 1.16 : Idéalisations bilinéaires de courbes de Pushover..... | 39 |
| Figure 1.17 : calcul de la rigidité latérale effective (FEMA-273)..... | 41 |

CHAPITRE 2

| | |
|---|----|
| Figure 2-1 boîte de dialogue des données d'analyse pushover..... | 43 |
| Figure 2-2 : Courbe force-déplacement ou moment-rotation pour une définition de rotule utilisée dans SAP2000 (courbe de déformation plastique)..... | 45 |
| Figure 2-3 : Diagramme d'interaction P-M des modèles (5-1)..... | 49 |
| Figure 2-4: Configuration du modèle 2-1..... | 52 |
| Figure 2-4: Configuration du modèle 5-1..... | 54 |
| Figure 2-4: Configuration du modèle 5-2..... | 55 |
| Figure 2-4: Configuration du modèle 8-1..... | 57 |
| Figure 2-6 : Forme du spectre de réponse des modèles réguliers..... | 60 |
| Figure 2-7 : Forme du spectre de réponse des modèles irréguliers..... | 60 |

CHAPITRE 3

| | |
|---|----|
| Figure 3-1 : courbes de pushover du modèle 2-1..... | 64 |
| Figure 3-2 : courbes de pushover du modèle 2-2..... | 64 |
| Figure 3-3 : courbes de pushover du modèle 2-3..... | 65 |
| Figure 3-4 : courbes de pushover du modèle 2-4..... | 65 |
| Figure 3-5: courbes de pushover du modèle 5-1..... | 66 |
| Figure 3-6: courbes de pushover du modèle 8-1..... | 66 |

| | |
|--|----|
| Figure 3-7 : Les déplacements des niveaux du modèle 5-1..... | 69 |
| Figure 3-8 : Les déplacements des niveaux du modèle 5-2..... | 69 |
| Figure 3-9 : Les déplacements des niveaux du modèle 8-1 | 70 |
| Figure 3-10: Les déplacements des niveaux du modèle 8-2..... | 70 |
| Figure 3-11 : Rapport de déplacement relatif du modèle 5-1..... | 71 |
| Figure 3-12 : Rapport de déplacement relatif du modèle 5-2 | 72 |
| Figure 3-13 : Rapport de déplacement relatif du modèle 8-1..... | 72 |
| Figure 3-14: Rapport de déplacement relatif du modèle 8-2..... | 72 |
| Figure 3-15: L'effort tranchant d'étage du modèle 5-1..... | 74 |
| Figure 3-16 : L'effort tranchant d'étage du modèle 5-2..... | 74 |
| Figure 3-17: L'effort tranchant d'étage du modèle 8-1..... | 74 |
| Figure 3-18: L'effort tranchant d'étage du modèle 8-2..... | 75 |
| Figure 3-19 : Les déplacements des niveaux du modèle 5-1 (réponse non élastique)..... | 76 |
| Figure 3-21: Les déplacements des niveaux du modèle 5-2 (réponse non élastique)..... | 76 |
| Figure 3-21: Les déplacements des niveaux du modèle 8-1 (réponse non élastique)..... | 77 |
| Figure 3-22: Les déplacements des niveaux du modèle 8-2 (réponse non élastique)..... | 77 |
| Figure 3-23: Rapport de déplacement relatif du modèle 5-1 (réponse non élastique)..... | 78 |
| Figure 3-24: Rapport de déplacement relatif du modèle 5-2 (réponse non élastique)..... | 78 |
| Figure 3-25: Rapport de déplacement relatif du modèle 8-1 (réponse non élastique)..... | 79 |
| Figure 3-26: Rapport de déplacement relatif du modèle 8-2 (réponse non élastique)..... | 79 |
| Figure 3-27: L'effort tranchant d'étage du modèle 5-1 (réponse non élastique)..... | 80 |
| Figure 3-28: L'effort tranchant d'étage du modèle 5-2 (réponse non élastique)..... | 81 |
| Figure 3-29: L'effort tranchant d'étage du modèle 8-1 (réponse non élastique) | 81 |

| | |
|--|----|
| Figure 3-30: L'effort tranchant d'étage du modèle 8-1 (réponse non élastique)..... | 81 |
| Figure 3-30 : Distribution des rotules plastiques à la limite de plasticité du modèle 2-1.... | 83 |
| Figure 3-31 : Distribution des rotules plastiques à la limite de plasticité du modèle 8-3..... | 84 |
| Figure 3-32 : Distribution des rotules plastiques à la limite de plasticité du modèle 8-4.... | 85 |
| Figure 3-33 : Distribution des rotules plastiques..... | 88 |

CHAPITRE 4

| | |
|--|-----|
| Figure 4-1 : Spectre de réponse élastique de conception d'UBC 97..... | 90 |
| Figure 4-2 : Courbe pushover bilinéaire du modèle 5-1..... | 92 |
| Figure 4-3 : Détermination du point de performance du modèle 5-1 selon SAP2000 (Séisme de faible magnitude)..... | 94 |
| Figure 4-4 : Tableau du spectre de capacité du modèle 5-1..... | 95 |
| Figure 4-5 : Distribution des rotules plastiques du modèle 5-1, 5ème pas | 95 |
| Figure 4-6: Courbe pushover bilinéaire du modèle 5-2..... | 96 |
| Figure 4-7 : Détermination du point de performance du modèle 5-2 selon SAP2000 (Séisme de faible magnitude)..... | 98 |
| Figure 4-8 : Tableau du spectre de capacité du modèle 5-2 | 99 |
| Figure 4-9 : Distribution des rotules plastiques du modèle 5-2, 5ème pas..... | 99 |
| Figure 4-10 : Détermination du point de performance du modèle 5-1 selon SAP2000 (Séisme de magnitude moyenne)..... | 102 |
| Figure 4-11 : Distribution des rotules plastiques du modèle 5-1, 7ème pas..... | 103 |
| Figure 4-12: Détermination du point de performance du modèle 5-2 selon SAP2000 (Séisme de magnitude moyenne)..... | 104 |
| Figure 4-13 : Distribution des rotules plastiques du modèle 5-2, 6ème pas..... | 105 |
| Figure 4-14 : Détermination du point de performance du modèle 5-1 selon SAP2000 (Séisme de forte magnitude)..... | 107 |

| | |
|--|-----|
| Figure 4-15 : Distribution des rotules plastiques du modèle 5-1, 9ème pas..... | 108 |
| Figure 4-16 : Détermination du point de performance du modèle 5-2 selon SAP2000 (Séisme de forte magnitude)..... | 110 |
| Figure 4-17 : Distribution des rotules plastiques du modèle 5-2, 8ème pas..... | 111 |
| Figure 4-18 : Spectre de réponse élastique de conception de RPA2003..... | 112 |
| Figure 4-19 : Courbe pushover bilinéaire du modèle 2-1..... | 113 |
| Figure 4-20 : Détermination du spectre de réponse pour le SAP2000..... | 117 |
| Figure 4-21 : Détermination du point de performance du modèle 2-1 selon SAP2000 (Séisme de forte magnitude, la Zone III selon le code RPA 2003)..... | 118 |
| Figure 4-22 : Tableau du spectre de capacité du modèle 2-1..... | 118 |
| Figure 4-23 : Distribution des rotules plastiques du modèle 2-1, 7ème pas..... | 119 |

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1

| | |
|--|----|
| Tableau 1.1 : les valeurs du facteur de modification C_0 | 38 |
|--|----|

CHAPITRE 2

| | |
|--|----|
| Tableau 2-1 : Relation moment-rotation des rotules par défaut (M) et (PMM) des sections en béton..... | 48 |
| Tableau 2-2 : les facteurs de proportionnalité de capacité de moment des rotules de moment M par défaut du modèle (5-1)..... | 49 |
| Tableau 2-3 : distinction des modèles..... | 51 |
| Tableau 2-4 : Propriétés des sections et chargement du modèle 2-1..... | 53 |
| Tableau 2-5: Propriétés dynamiques du modèle 2-1..... | 53 |
| Tableau 2-6 : Propriétés des sections et chargement du modèle 5-1..... | 54 |
| Tableau 2-7 : Propriétés dynamiques du modèle 5-1..... | 55 |
| Tableau 2-8 : Propriétés des sections et chargement du modèle 5-2..... | 56 |
| Tableau 2-9 : Propriétés dynamiques du modèle 5-2..... | 56 |
| Tableau 2-10 : Propriétés des sections et chargement du modèle 8-1..... | 57 |
| Tableau 2-11 : Propriétés dynamiques du modèle 8-1..... | 58 |
| Tableau 2-12 : Tableau résumant les valeurs de l'effort tranchant à la base de conception des modèles..... | 61 |

CHAPITRE 4

| | |
|---|-----|
| Tableau 4-1 : Tableau résumant les valeurs de performance de tous les modèles analytiques..... | 120 |
| Tableau 4-2 : valeurs de ferrailage longitudinal des modèles 2-1 et 2-2 aux poteaux sous la combinaison de charge Comb1..... | 123 |
| Tableau 4-3 : Valeurs de ferrailage longitudinal des modèles 2-1 et 2-2 aux extrémités des poutres sous la combinaison de charge Comb1..... | 123 |
| Tableau 4-4 : Pourcentage de variations dans les valeurs de ferrailage..... | 124 |

SOMMAIRE

| | |
|---|----------|
| INTRODUCTION GÉNÉRALE..... | 1 |
| CHAPITRE 1: ANALYSE PUSHOVER DANS L'EVALUATION ET LA CONCEPTION SISMIQUE DES STRUCTURES..... | 4 |
| 1.1. Introduction | 4 |
| 1.2. la conception basée sur la performance..... | 4 |
| 1.2.1. Procédures d'analyse linéaire..... | 5 |
| 1.2.2. Procédure d'analyse dynamique linéaire..... | 5 |
| 1.2.3. Procédure d'analyse statique non linéaire (analyse pushover)..... | 6 |
| 1.2.4. Procédure d'analyse dynamique non linéaire..... | 6 |
| 1.3. Analyse Pushover..... | 7 |
| 1.4. Les études antérieures sur l'analyse pushover..... | 13 |
| 1.5. Les avantages de l'analyse pushover statiques non linéaires..... | 16 |
| 1.6. Limites de l'analyse pushover statique non-linéaire | 18 |
| 1.7. La déformation inélastique et le spectre de réponse | 19 |
| 1.8. La formulation théorique pour les déformations inélastiques..... | 20 |
| 1.9. Les méthodes Pushover et leur application dans les règlements sismiques récents..... | 22 |
| 1.9.1. La méthode du spectre de capacité..... | 22 |
| 1.9.2. La méthode N2..... | 30 |
| 1.9.3. La méthode de coefficient du déplacement de FEMA -273..... | 37 |

CHAPITRE 2 : MODELISATION DES STRUCTURES.....42

| | |
|---|----|
| 2.1. Introduction..... | 42 |
| 2.2. Analyse Pushover avec SAP2000..... | 42 |
| 2.3. Les propriétés des rotules dans SAP 2000..... | 45 |
| 2.4. Propriétés des rotules par défaut des sections en béton..... | 48 |
| 2.5. Description des modèles analytiques..... | 50 |
| 2.6. L'effort tranchant à la base de conception..... | 58 |
| 2.7. Le mode de chargement latéral..... | 61 |
| 2.7.1. Mode de chargement latéral du code..... | 62 |
| 2.7.2. Mode de chargement uniforme | 62 |
| 2.7.3. Mode de chargement du premier mode élastique (modal)..... | 62 |

CHAPITRE 3 : EVALUATION DES RESULTATS D'ANALYSE PUSHOVER.....63

| | |
|---|----|
| 3.1. Introduction..... | 63 |
| 3.2. Evaluation du comportement global des modèles..... | 63 |
| 3.3. La réponse élastique linéaire..... | 68 |
| 3.3.1 Les déplacements des niveaux..... | 69 |
| 3.3.2. Le rapport de déplacement relatif..... | 71 |
| 3.3.3. l'effort tranchant d'étage..... | 73 |
| 3.4. La réponse non élastique | 75 |
| 3.4.1. Les déplacements des niveaux..... | 76 |
| 3.4.2. Le rapport de déplacement relatif..... | 78 |

| | |
|--|------------|
| 3.4.3. L'effort tranchant d'étage..... | 80 |
| 3.4.4. Distribution des rotules plastique..... | 82 |
| CHAPITRE 4 : EVALUATION DES PERFORMANCES DES CONSTRUCTIONS PAR UTILISATION LES METHODES PUSHOVER..... | 89 |
| 4.1. Introduction..... | 89 |
| 4.2. Le point de performance | 89 |
| 4.3. La détermination du point de performance par l'utilisation des spectres de réponse américains d'UBC 97..... | 90 |
| 4.3.1. Les séismes de faibles magnitudes..... | 91 |
| 4.3.2. Les séismes de magnitudes moyennes..... | 100 |
| 4.3.3. Les séismes de forte magnitude..... | 106 |
| 4.4. Détermination du point de performance par l'utilisation du spectre de réponse du code algérien RPA2003..... | 112 |
| 4.4.1. Détermination du point de performance du modèle (2-1)..... | 113 |
| 4.4.2. L'évaluation de la performance des modèles..... | 119 |
| 4.5. Comparaison de la méthode pushover avec la méthode du spectre de réponse (dynamique linéaire) du Code RPA2003..... | 122 |
| CONCLUSION..... | 126 |
| RECOMMANDATIONS | 128 |
| BIBLIOGRAPHIE..... | 129 |
| Annexe A..... | 136 |

| | |
|----------------------|------------|
| Annexe B..... | 142 |
| Annexe C..... | 149 |

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Antoniou, S, Advanced Inelastic Static Analysis for Seismic Assessment of Structure, PhD Thesis, Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section, Imperial College, London, UK, 2002.
- [2] Applied Technology Council, ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1-2, California, 1996.
- [3] Ashraf Habibullah. and Stephen Pyle, Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis, Structure Magazine, Winter, 1998.
- [4] Attard T. and Fafitis A, Modeling of Higher-Mode Effects Using an Optimal Multi-Modal Pushover Analysis, Earthquake Resistant Engineering Structures, V, 2005.
- [5] BAEL91, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivent la méthode des états limites, section Idu CCTG, 1992.
- [6] Chintanapakdee C. and Chopra A.K, Evaluation of Modal Pushover Analysis Using Generic Frames, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 32, (417-442), 2003.
- [7] Chintanapakdee C. and Chopra A.K, Inelastic Deformation Ratios, Earthquake Engineering Research Center University of California, Report No, CMS-9812531, 2003.
- [8] Chopra A.K. and Goel, R.K, Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems, PEER Report 1999/02, University of California, Berkeley, USA, 1999.

- [9] Chopra A. and Goel R.K, Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation, The National Science Foundation: U.S.-Japan Cooperative Research in Urban Earthquake Disaster Mitigation, CMS-9812531, 2001.
- [10] Chopra A. K. and Goel R. K, A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, (561 – 582), 2002.
- [11] Chopra A. and Goel R.K, Role of Higher-"Mode" Pushover Analyses in Seismic Analysis of Buildings, Earthquake Spectra, Vol.21 No.4, (1027-1041), 2005.
- [12] Chopra A.K. Goel R.K. and Chintanapakdee C, Statistics of SDF System Estimate of Roof Displacement for Pushover Analysis of Buildings, PEER Report 2001/16, University of California, Berkeley, USA, 2001.
- [13] Chung- Yue Wang. and Shaing-Yung Ho, Pushover Analysis for Structure Containing RC Walls, The 2nd International Conference on Urban Disaster Reduction, Taipei, Taiwan, November 27-29, 2007.
- [14] Clough R.W. and Penzien J, Dynamics of Structures, second edition, McGraw-Hill, New York, 1993.
- [15] Computers and Structures Inc (CSI), SAP2000, Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures, V7.40N, Berkeley, 2000.
- [16] Eberhard M.O. and Sözen M.A, Behavior-Based Method to Determine Design Shear in Earthquake Resistant Walls, Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, New York, Vol.119, No.2, (619-640), 1993.
- [17] Enrico Spacone, and al , Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete Structures, Final report, Colorado Advanced Software Institute.

- [18] Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, EN1998-1:2003, British Standards Institution, London, 2003.
- [19] Fajfar P, Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, (979-993), 1999.
- [20] Fajfar P, A Nonlinear Analysis Method For Performance Based Seismic Design, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, No. 3, (573-592), 2000.
- [21] Fajfar P, Structural Analysis in Earthquake Engineering – A Breakthrough of Simplified Non-linear Methods, Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, Paper No. 843,(1-20), 2002.
- [22] Fajfar P. and Fischinger M, N2 a method for non-linear seismic analysis of regular structures, Proc. 9th World Conf Earthq, Engng, Vol. 5, Tokyo-Kyoto, Japan, (111-116), 1988.
- [23] Fajfar P. and Fischinger M, Nonlinear Seismic Analysis of R/C Buildings: Implications of a Case Study, European Earthquake Engineering, Vol.1, (31-43), 1987.
- [24] Federal Emergency Management Agency, FEMA-273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 1997.
- [25] Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings, 2000.
- [26] Freeman S.A. Nicoletti J.P. and Tyrell J.V, Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington, Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, U.S.A, (113-122), 1975.

- [27] Freeman S.A, The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design, 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, A.A. Balkema, Rotterdam, September 6-11th, 1998.
- [28] Freeman S.A, Review of the Development of the Capacity Spectrum Method, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 438, Vol. 41, No. 1, (1-13), 2004.
- [29] Gupta A. and Krawinkler H, Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures, Report No. 132, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, California, 1999.
- [30] Gupta B, Enhanced Pushover Procedure and Inelastic Demand Estimation for Performance-based Seismic Evaluation of Buildings, Ph.D. Dissertation, Orlando, Florida, University of Central Florida, 1998.
- [31] Gupta B. and Kunnath K, Adaptive Spectra Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures, Earthquake Spectra Vol.16, No.2, 2000.
- [32] Hamou kada. et Ramdane kheir eddine, Etablissement de la Courbe de Fragilité par la Méthode Pushover, 7^{ème} Colloque National AFPS– Ecole Centrale Paris, 2007.
- [33] Jan T.S, Liu M.W. and Kao Y.C, An Upper-Bound Pushover Analysis Procedure for Estimating the Seismic Demands of High-Rise Buildings, Engineering Structures 26, (117-128), 2004.
- [34] Kadid A. and Boumrkik A, Pushover Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures, Asian journal of civil engineering, Building and housing, Vol.9, (75-83), 2008.
- [35] Krawinkler H. Pushover Analysis: Why, How, When, and When Not to Use It, Proceedings of the 65th Annual Structural Engineers Association of California Convention, Maui, Hawaii, October 1-6. 1996.

- [36] Krawinkler H. and Seneviratna K, Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, *Engineering Structures*, Vol.20, (452-464), 1998.
- [37] Lawson R. S. Vance V. and Krawinkler H, Nonlinear Static Pushover Analysis - Why, When and How?, *Proc. 5th US (Conf. Earthq. Engng)*, Vol. 1, Chicago IL, (283-292), 1994.
- [38] Li Gang. Liu Yong, Target Displacement in Pushover Analysis for Eccentric Building Structures Considering Torsion Effect, *The Sixth World Congress on Computational Mechanics*, Beijing, 2004.
- [39] Miranda E, Evaluation of Site-Dependent Inelastic Seismic Design Spectra, *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, Vol.119, No.5, (1319-1338), 1993.
- [40] Miranda E. and Ruiz-Garcia J, Evaluation of Approximate Method to Estimate Maximum Inelastic Displacement Demands, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, (539-560), 2002.
- [41] Moghadam A.S, A Pushover Procedure for Tall Buildings, *Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Paper No.395, (1-8), 2002.
- [42] Moghaddam H. and Hajirasouliha I, An Investigation on the Accuracy of Pushover Analysis for Estimating the Seismic Deformation of Braced Steel Frames, *Journal of Constructional Steel Research*, vol 62 , (343–351), 2006.
- [43] Mourad Belgasmia. Et Sabah Belgasmia, Evaluation sismique des constructions: Nouvelle procédure d'analyse non-linéaire des structures, 7^{ème} Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris, 2007.
- [44] Mwafy A.M. and Elnashai A.S, Static Pushover versus Dynamic Analysis of R/C Buildings, *Engineering Structures*, Vol. 23, (407-424), 2001.

- [45] Naeim F. Ten Commandments on Pushover Analysis, John A, Martin and Associates Publication, Los Angeles,1999.
- [46] Park H. and Eom T, Direct Inelastic Earthquake Design Using Secant Stiffness, ANCER Networking of Young Earthquake Engineering Researchers and Professionals, Hawaii, 2004.
- [47] RPA99/Version 2003, Algerian Seismic Design Regulation, D.T.R.-B.C.-2.48, 2003.
- [48] Saiidi M. and Sozen M. A, Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures, J. Struct. Div, ASCE, 107 (ST5), (937-951), 1981.
- [49] Salonikios T. Karakostas C. Lekidis V, and Anthoine A, Comparative Inelastic Pushover Analysis of Masonry Frames, Engineering Structures, vol 25, (1515–1523) , 2003.
- [50] SAP2000, Detailed Tutorial Including Pushover Analysis, Computers and Structures, Berkeley, 1998.
- [51] Sasaki F. Freeman S. and Paret T, Multi-Mode Pushover Procedure-A Method to Identify the Effect of Higher Modes in a Pushover Analysis Proc, 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, 1998.
- [52] Seifi M , Noorzaei J, Jaafar M. S, and Yazdan Panah E, Nonlinear Static Pushover Analysis in Earthquake Engineering: State of Development, International Conference on Construction and Building Technology- C - (06) , (69-80), 2008.
- [53] Sermin Oguz, Evaluation of Pushover Analysis Procedures for Frame Structures , Thesis Master , The Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical Echnical University, 2005.

- [54] Spyridon Themelis, Pushover Analysis For Seismic Assessment and Design of Structures, Doctoral Thesis, Heriot-Watt University School of the Built Environment, 2008.
- [55] Sun-Pil Kim. and Yahya C Kurama, An Alternative Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Displacement Demands Engineering Structures, vol 30 , (3793-3807), 2008.
- [56] Triantafyllos K Makarios, Optimum Definition of Equivalent Non-Linear SDF System in Pushover Procedure of Multistory r/c frames, Engineering Structures, Vol 27, (814–825), 2005.
- [57] Uniform Building Code, Volume 2, International Conf, of Building Officials, Whittier, CA, 1997.
- [58] Wei Huang . and Phillip L Gould, 3-D Pushover Analysis of a Collapsed Reinforced Concrete Chimney, Finite Elements in Analysis and Design, vol 43, (879 – 887), 2007.
- [59] Zhihao Lu. Hanbin Ge. and Tsutomu Usami, Applicability of Pushover Analysis-Based Seismic Performance Evaluation Procedure for Steel Arch Bridges, Engineering Structures, vol 26 ,(1957–1977), 2004.
- [60] Zou X-K. and Chan C-M, Optimal Seismic Performance-Based Design of Reinforced Concrete Buildings Using Nonlinear Pushover Analysis, Engineering Structures, vol 27, (1289–1302), 2005.