



Faculty of Sciences and Technology

Civil Engineering Department

N° d'ordre : M2.../GC/2024

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : Structure

Thème

**ANALYSE NONLINEAIRE D'UNE STRUCTURE PAR LA
METODE PUSHOVER**

Présenté par :

MEGUENNI Hanane

SI KADDOUR Abderahim Ismaïl

Soutenu le 25/06/2024 devant le jury composé de :

Président : M MALIKI MUSTAPHA

Université de Mostaganem

Encadrant : M ZELMAT Yassine

Université de Mostaganem

Examineur : M MOUSSAOUI SALAH EDDINE

Université de Mostaganem

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire de fin d'études. Ce travail représente l'aboutissement de plusieurs années de formation, de recherche et de collaboration, et il n'aurait pas été possible sans le soutien et l'encouragement de nombreuses personnes.

En premier lieu, nous adressons nos sincères remerciements à notre directeur de mémoire, Zemat Yacine, pour sa disponibilité, ses conseils avisés, et son soutien constant tout au long de ce projet. Ses compétences, sa rigueur scientifique, et ses encouragements ont été déterminants dans l'aboutissement de ce travail.

Nous souhaitons également remercier l'ensemble des enseignants du département de génie civil de Mostaganem pour la qualité de leur enseignement et pour avoir partagé avec nous leur passion et leur expertise.

Nos remerciements vont aussi à l'équipe administrative de l'université pour leur aide précieuse dans les démarches et l'organisation, ainsi qu'à tous les techniciens du laboratoire de génie civil pour leur assistance technique et leur disponibilité.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à nos familles et amis pour leur soutien moral et leurs encouragements tout au long de cette aventure. Leur patience et leur compréhension ont été une source inestimable de motivation.

Enfin, nous remercions nos camarades de promotion pour leur camaraderie, leur esprit d'équipe et les échanges constructifs qui ont enrichi notre parcours universitaire.

À toutes ces personnes, nous adressons nos plus sincères remerciements.

Abderahim Ismail Si Kaddour

Meguenni Hanene

RÉSUMÉ

Ces dernières années, plusieurs séismes de différentes intensités ont frappé divers pays, causant des pertes humaines considérables et des dégâts matériels importants. Ces taux de destruction ont incité les chercheurs en génie parasismique à chercher des solutions pour réduire les conséquences des risques sismiques. De nombreux travaux ont donc été réalisés pour mieux comprendre comment un séisme affecte une structure.

L'étude des bâtiments dans le domaine non linéaire est une méthode efficace pour estimer leur performance. Cette approche permet de mieux comprendre le comportement des structures face aux tremblements de terre.

Pour évaluer la performance sismique d'un bâtiment en béton armé, il est nécessaire de modéliser son comportement non linéaire à l'aide de la méthode push-over. Cette méthode consiste à tracer les courbes de capacité et à établir les lois de comportement, qui sont essentielles pour déterminer le degré de dommage en cas de séisme.

Afin de valider notre procédé, nous avons réalisé une modélisation d'un bâtiment existant en béton armé, contreventé par des voiles, en utilisant le logiciel SAP 2000 .

MOTS-CLÉS analyse Pushover, courbe de capacité, spectre de réponse, comportement nonlinéaire, rotules plastiques, séisme.

ABSTRACT:

In recent years, several earthquakes of varying intensities have struck different countries, causing significant human casualties and substantial material damage. These rates of destruction have prompted seismic engineering researchers to seek solutions to mitigate the consequences of seismic risks. Consequently, numerous studies have been conducted to better understand how an earthquake affects a structure.

The study of buildings in the nonlinear domain is an effective method for estimating their performance. This approach allows for a better understanding of the behavior of structures during earthquakes.

To evaluate the seismic performance of a reinforced concrete building, it is necessary to model its nonlinear behavior using the push-over method. This method involves plotting capacity curves and establishing behavior laws, which are essential for determining the degree of damage in the event of an earthquake.

To validate our process, we modeled an existing reinforced concrete building, braced with shear walls, using the SAP 2000 software.

KEYWORDS: Pushover analysis, capacity curve, response spectrum, nonlinear behavior, plastic ball joints, and earthquake.

ملخص:

خلال السنوات الأخيرة، ضربت عدة زلازل مختلفة الشدة العديد من البلدان وتسببت في خسائر كبيرة في الأرواح وأضرار مادية جسيمة. شجعت معدلات الأضرار هذه الباحثين في مجال الهندسة الزلزالية على البحث عن حلول لتقليل عواقب هذا الخطر الزلزالي، ولهذا السبب تم إجراء المزيد من الأبحاث في هذا المحور لفهم كيفية تأثير الزلزال على الهيكل.

دراسة المباني في المجال غير الخطي هي طريقة فعالة لتقدير أدائها، واستخدام هذه الدراسة يسمح بفهم أفضل لسلوك الهياكل في مواجهة الزلازل.

لتقييم الأداء الزلزالي لمبنى خرساني مسلح، يجب نمذجة السلوك غير الخطي لهذا الأخير باستخدام طريقة الدفع الزائد، برسم منحنيات القدرة وقوانين السلوك التي تشكل بيانات أساسية في تحديد درجة الضرر في مواجهة الزلزال.

لإثبات طريقتنا، قمنا بنمذجة مبنى باستخدام برنامج SAP 2000 على مبنى قائم مصنوع من الخرسانة المسلحة ومدعوم بجدران.

كلمات مفتاحية: تحليل الدفع الزائد، منحنى القدرة، طيف الاستجابة، السلوك غير الخطي، المفاصل البلاستيكية، الزلزال.

Table des matières

1.	Introduction générale	5
2.	Problématique	5
3.	Introduction.....	5
4.	Les méthodes d'analyse statiques	5
4.1.	Méthode statique équivalente	5
4.2.	La Méthode statique linéaire selon FEMA273 [4]	6
4.2.1.	La période fondamentale.....	6
4.2.2.	Détermination des actions et des déformations.....	7
4.3.	La Méthode statique Non-Linéaire (Méthode de Pushover)	9
4.3.1.	Considération de modélisation et d'analyse	10
5.	Les Méthodes D'analyse Dynamique	10
5.1.	Méthode de Spectre de Réponse	11
5.1.1.	Concept des forces latérales équivalentes	12
5.1.2.	Combinaisons modales	13
5.1.3.	Combinaisons directionnelles	14
5.2.	Les méthodes d'analyse temporelles	17
5.2.1.	Méthodes d'intégrations pas à pas	17
5.2.2.	Méthode de superposition modale.....	18
6.	Conclusion	19
7.	Introduction.....	21
8.	Analyse Pushover	21
8.1.	Définition	21
8.2.	Description de l'analyse Pushover.....	22
8.3.	Objectifs et domaine d'application.....	23
8.4.	Origine de l'analyse	24
8.5.	Principe théoriques Pushover	24
8.6.	Avantages de l'analyse.....	25
9.	Rotules plastiques.....	26
9.1.	Définition	26
9.2.	Formation des rotules plastiques.....	27
10.	Distribution des charges latérales.....	28

11.	Déplacement cible de la structure	29
12.	Courbe de capacité.....	29
13.	Niveaux d'endommagement.....	30
14.	Utilisation des résultats Pushover.....	31
15.	Point de performance	31
16.	Conclusion	33
17.	Présentation du bâtiment étudiée.....	35
17.1.	III.1.1 Caractéristiques géométriques.....	35
17.2.	III.1.2 Ossature et système constructif adopté	35
18.	Caractéristiques géotechniques du sol	35
19.	Caractéristiques des matériaux	35
20.	Dimensions et ferrillages des poteaux et des poutres de la structure existante 36	
21.	Le bâtiment cas d'étude.....	37
22.	Descente de charge	38
22.1.	Plancher terrasse inaccessible.....	38
22.2.	Plancher étage courant	39
22.3.	Acrotère	39
22.4.	Murs extérieur.....	40
22.5.	Murs intérieur	40
23.	Chargement de la structure	40
23.1.	Changement des portiques	40
24.	Etude dynamique	41
24.1.	Méthode de calcul	41
25.	Poids total de la structure.....	43
26.	Calcul de la force sismique totale (Méthode statique équivalente)	44
27.	Définition des Combinaisons de Charge	44
28.	Calcul de l'inertie massique	45
1.	Introduction.....	47
2.	Modélisation de la structure avec le logiciel SAP2000.....	47
2.1.	Présentation du logiciel SAP2000 [16]	47
2.2.	Utilisation du logiciel SAP2000 [16]	47
2.3.	Définition de la géométrie du modèle.....	47
2.4.	Modélisation de la structure dans le domaine élastique linéaire.....	48

2.5.	Définition des cas de charge	48
2.5.1.	Définition des charges statiques G et Q.....	48
2.5.2.	Définition du chargement de l'analyse dynamique	48
2.5.3.	Définition des Combinaisons de Charge.....	48
2.6.	Diaphragme	49
2.7.	Appuis.....	49
2.8.	Les résultats de l'analyse linéaire élastique	49
2.8.1.	Vérification de comportement dynamique de la structure	49
2.8.2.	Vérification Art 4.3.4 RPA 2003	50
2.8.3.	Vérification Art 4.3.6 RPA 2003.....	50
2.8.4.	Les modes de vibration	50
2.8.5.	Les efforts tranchants à la base V_x et V_y	52
2.9.	Modélisation non-linéaire (Pushover)	52
2.9.1.	Définition du comportement non- linéaire des poteaux et des poutres 52	
2.9.2.	Définition du comportement non-linéaire des voiles	52
2.9.3.	La méthode intégrée dans le SAP 2000.....	53
2.9.4.	Lois de comportement des matériaux béton –acier.....	54
2.9.5.	Modèle de Mander du béton non confiné	54
2.9.6.	Modèle de l'acier	56
2.9.7.	Niveaux de dommages.....	57
2.9.8.	Introduction des rotules plastiques.....	59
2.9.9.	Définition du chargement de l'analyse Pushover	61
2.9.10.	Résultats de l'analyse statique non-linéaire (Pushover)	64
2.10.	Commentaire	67
	IV.2 Détermination du point de performance par l'utilisation des spectres de réponse algériens.....	68
3.	Déplacements absolus	70
3.2.	Commentaires	70
4.	Déplacements inter-étages.....	71
5.	Conclusion	72

Introduction générale

1. Introduction générale

Située dans une zone d'activité sismique intense, notamment le long de sa frange nord, l'Algérie a été régulièrement ravagée par des séismes tout au long de son histoire. Ces tremblements de terre ont causé des dégâts matériels et humains considérables, laissant des souvenirs indélébiles dans la mémoire collective.

Pour prévenir les risques sismiques dans les nouvelles constructions et protéger les vies humaines, les professionnels de la construction ont mis en place de nouvelles réglementations parasismiques après le séisme dévastateur de Boumerdes en 2003. Ces réglementations sont basées sur des analyses post-sismiques.

Cependant, la majorité du parc immobilier existant en Algérie ne respecte pas ces recommandations. Il est donc crucial de se préoccuper de la vulnérabilité des bâtiments anciens et d'examiner sérieusement le comportement des structures en béton armé face à ce risque croissant.

Pour faire face aux incertitudes des méthodes classiques du RPA, qui reposent uniquement sur l'analyse linéaire, les chercheurs en génie parasismique ont développé l'analyse pushover. Cette méthode s'avère plus fiable pour évaluer la performance sismique non linéaire des structures.

2. Problématique

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer la performance sismique d'une structure existante en utilisant la méthode de calcul statique non linéaire (Pushover).

Les Méthodes d'Analyse Sismique

3. Introduction

Pour le calcul sismique des structures, l'ingénieur peut recourir à l'une des deux méthodes suivantes [1] :

a. Méthode statique

Qui est fréquemment utilisée si ses conditions d'application telles que décrites dans le RPA99 sont satisfaites. C'est une méthode d'usage relativement simple et qui a la sanction de plusieurs décennies d'expérience.

b. Méthodes dynamiques, qui comprennent :

1. La méthode modale spectrale qui consiste à appliquer un spectre de réponse réglementaire à une structure donnée après avoir déterminé ses valeurs et formes propres. Celle-ci est en général la méthode la plus utilisée lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable mais elle a l'inconvénient de ne pas pouvoir indiquer le temps pour lequel a eu lieu soit la réponse maximale soit une réponse donnée. De plus cette technique.

2. La méthode modale temporelle.

3. La méthode de superposition modale qui utilise un accélérogramme tout en nécessitant un calcul modal.

4. Les méthodes d'intégration pas à pas des équations de mouvement et qui font elles aussi appel à un accélérogramme.

5. Dans le RPA99 V 2003, il est spécifié que ces deux dernières méthodes doivent être utilisées avec prudence et par un personnel hautement qualifié [2].

Une analyse de la structure sera conduite pour déterminer la distribution des forces et des déformations induites dans la structure par la secousse due au sol, et d'autres risques sismiques correspondant à l'objectif choisi de réadaptation.

La procédure d'analyse peut être statique ou dynamique.

4. Les méthodes d'analyse statiques

4.1. Méthode statique équivalente

L'euro code exige la régularité en élévation comme condition pour l'application de cette méthode [3], Le principe fondamental de cette méthode est d'entreprendre une analyse statique utilisant des forces statiques équivalentes à celles dynamique de l'action sismique

et est basée sur le mode fondamental.

D'après cette méthode, telle qu'elle est exposée dans le règlement parasismique Algérien RPA99 [1], l'effort tranchant maximal à la base est donné par la relation

$$V = (A.D.Q. W/R) \dots\dots\dots(1.1)$$

Où

- A coefficient d'accélération de zone ;
- D coefficient d'amplification dynamique moyen ;
- Q coefficient de qualité ;
- R coefficient de comportement ;
- W poids propre de la structure comprenant la totalité des charges permanentes ainsi qu'une fraction des surcharges.

La formule (1.1) peut être réécrite sous la forme

$$V = (A D Q g / R) M \dots\dots\dots(1.2)$$

Car $W = M \cdot g$

M masse de la structure ; g accélérations de gravité.

$$V = (Facteur).M \dots\dots\dots(1.3)$$

Où

$$(Facteur) = (A D Q / R) g.$$

Donc (*Facteur*) représente le pourcentage de l'accélération de gravité prise en considération dans le code Algérien pour la détermination des forces sismiques. La formule (1.3) est équivalente à la fameuse seconde loi de Newton.

4.2. La Méthode statique linéaire selon FEMA273 [4]

4.2.1. La période fondamentale

La période fondamentale d'un bâtiment, dans la direction à l'étude, sera calculée par une des trois méthodes suivantes. (La méthode 1 est préférée). [4]

Méthode1 Analyse (dynamique) de valeur propre du modèle mathématique du bâtiment. Le modèle pour des bâtiments avec les diaphragmes flexibles considérera la représentation de la flexibilité de diaphragme à moins qu'il puisse montrer que les effets de l'omission ne seront pas significatifs.

Méthode 2 Évaluation de l'équation suivante :

$$T = C_t h_n^{3/4} \dots\dots\dots(1.4)$$

Où

T Période fondamentale (en secondes) dans la direction à l'étude.

$C_t = 0.035$ pour les systèmes en acier.

$C_t = 0.030$ pour les systèmes en béton armé.

$C_t = 0.030$ pour les systèmes en acier excentriquement entretoisés.

$C_t = 0.2$ pour tous autres systèmes.

$C_t = 0.060$ pour les bâtiments en bois (types 1 et 2). [4]

h_n Distance (en pieds) entre la base et le niveau de toit.

La méthode 2 n'est pas applicable aux bâtiments non renforcés de maçonnerie avec les diaphragmes flexibles. [4]

La méthode 2 est applicable pour les bâtiments jusqu'à 40 m de hauteur. [3]

Méthode 3 La période fondamentale d'un bâtiment à un étage avec un diaphragme flexible d'envergure simple peut être calculée comme suit

$$T = (0.1\Delta_w + 0.078\Delta_d)^{0.5} \dots\dots\dots(1.5)$$

Où Δ_w et Δ_d sont les déplacements en plan des murs et des diaphragmes.

4.2.2. Détermination des actions et des déformations

A. Pseudo Charge Latérale

$$V = C_1 C_2 C_3 C_d W \dots\dots\dots(1.6)$$

Où

V pseudo charge latérale.

C_1 Le facteur de modification relié les déplacements non élastiques maximum aux déplacements calculés pour la réponse élastique linéaire.

$$C_1 = 1,5 \text{ Pour } T < 0.10 \text{ seconde.}$$

$$C_1 = 1,0 \text{ Pour } T \geq T_0 \text{ seconde.}$$

L'interpolation linéaire sera employée dans le calcul du facteur C_1 pour des valeurs intermédiaires de T .

T Période fondamentale du bâtiment dans la direction considéré.

T_0 Période caractéristique du spectre de réponse, (sections 2.6.1.5 et 2.6.2.1. FEMA 273).

[4]

C_2 Facteur de modification pour représenter l'effet de la dégradation de rigidité et de la détérioration de force sur la réponse maximum de déplacement.

Les valeurs de C_2 pour différents systèmes et niveaux des performances encadrant sont énumérées dans le tableau (I-1).

L'interpolation linéaire sera employée pour estimer les valeurs de C_2 pour des valeurs intermédiaires de T .

Tableau I-1 : Valeurs de facteur de modification (FEMA 273) [4]

Performance Level	$T = 0.1$ second		$T \geq T_0$ second	
	FramingType 1 ¹	Framing Type 2 ²	FramingType 1 ¹	FramingType 2 ²
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

C : Le facteur de modification pour représenter les déplacements dus aux effets dynamiques P-Δ.

B. Distribution verticale des forces sismiques

La charge latérale appliquée à n'importe quel niveau X de plancher sera déterminée à partir des équations suivantes

$$F_x = C_{VX} V \dots\dots\dots(1.7)$$

$$C_{VX} = \frac{W_x h_x^K}{\sum_{i=0}^n W_i h_i^K} \dots\dots\dots(1.8)$$

Ou

$$K = 1.0 \text{ pour } T \leq 0.5 \text{ seconde.}$$

$$K = 2.0 \text{ pour } T \geq 2.5 \text{ seconde.}$$

L'interpolation linéaire sera employée pour estimer les valeurs de K pour des valeurs intermédiaires de T .

F_x Facteur de distribution vertical.

V Pseudo charge latérale d'équation (1.6).

W_i Partie de tout le poids W de bâtiment localisé ou assigné au niveau i de plancher.

W_x Partie de tout le poids W de bâtiment localisé ou assigné au niveau X de plancher.

h_i Hauteur (en pied) à partir de la base du niveau i .

h_x Hauteur (en pied) à partir de la base du niveau X .

C. Distribution horizontale des forces sismiques

Les forces sismiques à chaque niveau de plancher du bâtiment seront distribuées selon la distribution de la masse à ce niveau de Plancher. Les forces horizontales doivent être distribuées dans les éléments de contreventement en supposant les planchers rigides dans leur plan [3].

4.3. La Méthode statique Non-Linéaire (Méthode de Pushover)

Sous la procédure statique non-linéaire (*NSP*), un modèle incorporant directement la réponse non élastique est déplacé à un déplacement de cible, et les déformations et les forces internes résultantes sont déterminées. Dans cette méthode, les forces, exprimées en termes de forces horizontales ou en termes de déplacements, sont appliquées au système de contreventement.

Les forces statiques ou les déplacements sont distribués le long de la hauteur de la structure d'une manière à simuler les forces d'inertie ou leurs effets. Le modèle mathématique du bâtiment est soumis à une augmentation monotone des forces ou des déplacements latéraux jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit excédé ou le bâtiment s'effondre.

Le déplacement cible est prévu pour représenter le déplacement maximum probablement éprouver pendant le tremblement de terre de conception. Le déplacement cible peut être calculé par n'importe quel procédé qui explique les effets de la réponse non-linéaire sur l'amplitude de déplacement.

Si le modèle de chargement ou de déplacements demeure constant durant l'analyse, la méthode est appelée Pushover conventionnelle. Si le modèle change pour tenir compte de la variation des modes propres de la structure dans le domaine anélastique, la méthode est dite Pushover adaptive.

Les forces internes calculées seront des approximations raisonnables de ceux prévus pendant le tremblement de terre de conception.

4.3.1. Considération de modélisation et d'analyse

A. Nœud de contrôle

L'analyse statique non-linéaire exige la définition du nœud de contrôle dans un bâtiment, ces directives considèrent le nœud de contrôle comme étant le centre de la masse au sommet d'un bâtiment. Le déplacement du nœud de contrôle est comparé au déplacement cible un déplacement qui caractérise les effets de la secousse de tremblement de terre.

B. La charge latérale

Les charges latérales seront appliquées au bâtiment dans les profils qui limitent approximativement la distribution probable des forces d'inertie dans un tremblement de terre. Pour l'analyse tridimensionnelle, la distribution horizontale devrait simuler la distribution des forces d'inertie dans le plan de chaque diaphragme de plancher, Le premier modèle, souvent nommé le modèle uniforme, sera basé sur les forces latérales qui sont proportionnelles à toute la masse à chaque niveau de plancher, Le deuxième modèle, nommé le modèle modal dans ces directives, devrait être choisi parmi une des deux options suivantes [4]

- Un modèle latéral de charge représenté par des valeurs de C_{vx} donné dans l'équation (1.8), qui peut être employée si plus de 75% de toute la masse participe au mode fondamental dans la direction à l'étude.
- Un modèle latéral de charge proportionnel aux forces d'inertie d'étage conforme à la distribution de cisaillement d'étage calculé par la combinaison des réponses modales en utilisant (1) l'analyse du spectre de réponse du bâtiment comprenant un nombre suffisant de modes pour capturer 90% de toute la masse, et (2) le spectre de mouvement de sol approprié.

5. Les Méthodes D'analyse Dynamique

Différents types de données de mouvements de sol pour l'analyse de la réponse sismique des structures peuvent être définis. En fonction des données disponibles, les méthodes d'analyse sismique des structures peuvent être classées en trois grands groupes

- (i) méthode d'analyses temporelles ;
- (ii) méthode des spectres de réponse ;
- (iii) méthode d'analyse spectrale dans le domaine fréquentiel.

Alors que la méthode temporelle est applicable aussi bien pour les systèmes linéaires que pour les systèmes non linéaires, les deux autres sont essentiellement limitées aux systèmes élastiques, bien que dans certains cas elles peuvent être étendues au domaine non linéaire moyennant certaines techniques appropriées. L'analyse temporelle est entreprise pour obtenir la réponse d'une structure donnée pour une excitation temporelle en utilisant diverses techniques telle que l'intégrale de Duhamel, méthodes d'intégration pas à pas, et l'approche de la transformée de Fourier.

La méthode de spectre de réponse utilise des spectres de réponse de séismes pour obtenir un ensemble de forces latérales statiques équivalentes à l'effet causé par un mouvement de sol sur la structure. Les forces internes dans la structure sont obtenues par analyse statique.

L'analyse spectrale dans le domaine fréquentiel est entreprise quand le mouvement du sol est modélisé comme un processus aléatoire stationnaire. En utilisant le principe des vibrations aléatoires, elle permet de déterminer la fonction de densité du spectre de puissance (en anglais *PSDF*) de n'importe quelle quantité de réponse désirée pour une *PSDF* d'un mouvement de sol donné. La réponse des carrés de la moyenne des racines carrées et la réponse pic espérée sont obtenues à partir des moments de la réponse de la *PSDF* [2].

5.1. Méthode de Spectre de Réponse

Les analyses modales spectrales sont des outils d'analyse des demandes induites dans les structures par un spectre de réponse d'un mouvement de sol donné pour déterminer les quantités maximales des réponses, Les modèles d'analyse utilisés pour l'analyse modale spectrale sont des modèles linéaires élastiques basés sur les propriétés effectives des rigidités et sur un coefficient d'amortissement visqueux. C'est la méthode préférée pour de nombreux ingénieurs structuraux pour de nombreuses raisons.

La première réside dans le fait que la méthode permet d'entreprendre une analyse statique latérale équivalente sous charges sismiques. En second lieu, elle permet une meilleure compréhension de l'influence de chaque mode de vibration sur la réponse totale de la structure. Troisièmement, elle permet de déterminer de manière relativement aisée les forces de calcul dans chaque élément de la structure. Finalement, elle peut être utile pour l'évaluation appropriée de la fiabilité et de la sécurité des structures sous charges sismiques.

5.1.1. Concept des forces latérales équivalentes

La force latérale équivalente pour un séisme est un concept unique en génie sismique. Ce concept est attrayant dans la mesure où il permet de transformer un problème purement dynamique en un problème partiellement dynamique et partiellement statique pour déterminer les déplacements maximaux (ou contraintes maximales) induits dans la structure par une excitation sismique.

Pour la conception sismique, seules les contraintes maximales sont intéressantes et non pas leur réponse temporelle. La force latérale équivalente pour un séisme représente un ensemble de forces latérales qui provoquera la même réponse maximale dans la structure que celle obtenue par une analyse dynamique de la structure sous l'action d'un même séisme.

Cette équivalence concerne uniquement un seul mode de vibration donné, généralement le premier mode, donc un ensemble de forces latérales équivalentes existe pour chaque mode de vibration. La méthode d'analyse par spectres de réponse comprend les phases suivantes :

- Une analyse modale de la structure est entreprise pour déterminer les valeurs, les formes propres, et les coefficients de participation modale de la structure.
- Un chargement statique équivalent est dérivé pour obtenir la même réponse maximale obtenue pour chaque mode de vibration en utilisant le spectre de réponse en accélération du séisme.
- Les réponses modales maximales obtenues sont combinées pour trouver la réponse totale maximale de la structure.

La condition que tous les modes significatifs soient inclus dans l'analyse de réponse peut être satisfaite en incluant des modes suffisants pour capturer au moins 90% de la masse participante du bâtiment dans chacune des directions principales horizontales du bâtiment.

Les déplacements, les forces, les efforts de cisaillement et les réactions à la base, pour chaque mode de réponse sera combiné par des méthodes identifiées pour estimer la réponse totale.

La combinaison modale par la règle de **SRSS** (la racine carrée de la somme des carrés) ou la règle de **CQC** (combinaison quadratique complète) est acceptable.

La combinaison directionnelle par la règle **SRSS** (la règle de la somme des valeurs

absolues maximales), ou. La règle de la racine carrée de la somme des carrée.

5.1.2. Combinaisons modales

Une fois la réponse maximale pour chaque mode de vibration obtenue, les réponses des différents modes doivent être combinées suivant des techniques qui seront exposées ci-après pour obtenir la réponse modale maximale.

Pour une direction d'accélération donnée, les déplacements, forces et contraintes maximaux sont calculés pour toute la structure pour chacun des modes de vibration. Ces valeurs modales pour une quantité de réponse donnée sont combinées pour donner une valeur unique et positive pour une direction d'accélération donnée.

A. Méthode de la somme des valeurs absolues maximales

Si x est la quantité de réponse désirée, alors

$$X = \sum_{i=1}^N |X_i|_{max} \dots\dots\dots(1.9)$$

Où X_i max est la valeur maximale de la réponse dans le mode i de vibration.

Cette combinaison donne une borne supérieure de la valeur de la réponse totale pour deux raisons

- 1) elle suppose que les réponses modales pic se produisent en même temps ;
- 2) elle ignore le signe algébrique de la réponse L'analyse temporelle montre que les réponses pics (en considérant aussi bien les pics positifs que négatifs) se produisent pendant des temps différents pour différents modes.

Donc, cette technique permet une estimation conservatrice de la réponse totale pic. Elle n'est pas communément utilisée pour le calcul sismique des structures.

B. La méthode de la combinaison quadratique complète

La technique relativement nouvelle de combinaison modale **CQC** (combinaison quadratique complète) qui a été publiée pour la première fois en 1981. Elle est basée sur les théories des vibrations aléatoires et a été largement acceptée par de nombreux ingénieurs et a été adoptée dans la majorité des codes de calcul sismique. La règle **CQC** est une généralisation de la règle de SRSS et s'applique pour une classe plus large des structures. Il est spécifiquement employé pour des structures ayant des fréquences étroites. La réponse X est donnée par :

$$X = \sqrt{\sum_{i=1}^m x_i^2 + \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m \rho_{ij} x_i x_j} \dots\dots\dots(1.10)$$

ρ_{ij} Coefficient de corrélation. Il est évident que $0 \leq \rho_{ij} \leq 1$, si x_i et x_j , sont de signe opposé, devient négatif. Par conséquent, **CQC** peut fournir une réponse inférieure à celle fourni par **SRSS**. Différents expression du coefficient de corrélation ρ_{ij} ont proposés dans la littérature.

Deux expressions employées couramment sont données pour le cas quand on suppose que tous les coefficients d'amortissement modaux sont les mêmes (c'est-à-dire, $\varepsilon_i = \varepsilon_j = \varepsilon$), La première a été proposé par Rosenblueth et Elordy

$$\rho_{ij} = \frac{\varepsilon^2(1+\beta_{ij})^2}{(1-\beta_{ij})^2 + 4\varepsilon^2\beta_{ij}} \dots\dots\dots(1.11)$$

Ou

$$\beta_{ij} = \frac{w_i}{w_j} \dots\dots\dots(1.12)$$

La deuxième a été proposée par Der Kiureghian

$$\rho_{ij} = \frac{8\varepsilon^2(1+\beta_{ij})^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1-\beta_{ij})^2 + 4\varepsilon^2\beta_{ij}(1+\beta_{ij})^2} \dots\dots\dots(1.13)$$

Les deux expressions fournissent presque la même valeur, particulièrement lorsque $\beta_{ij}=1$,

En outre, pour une petite valeur de ($\varepsilon < 0.1$), la valeur du ρ_{ij} diminue rapidement pendant que le β_{ij} s'éloigne de l'unité, pour les fréquences bien séparées, ρ_{ij} peut être ignoré comme elle est supposée dans la règle de combinaison de **SRSS**.

C. la méthode de la racine carrée de la somme des carrés (**SRSS**)

Cette méthode est utilisée pour le calcul de la réponse périodique et combine les résultats modaux en prenant la racine de la somme des carrés. Cette méthode ne tient pas compte du couplage éventuel pouvant exister entre les modes, mais suppose plutôt que les réponses des modes sont statiquement indépendantes. L'amortissement modal n'affecte pas la réponse.

5.1.3. *Combinaisons directionnelles*

Pour chaque quantité de déplacement, de force ou de contrainte dans la structure, la combinaison modale produit une valeur unique positive pour chaque direction d'accélération Ces valeurs directionnelles pour une quantité de réponse donnée sont combinées pour donner une valeur positive unique, il existe deux méthodes pour combiner les réponses directionnelles, la SRSS (racine carré de la somme des carrés des réponses) et la somme absolue.

A. La méthode de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS)

Cette méthode combine la réponse pour différentes direction de chargement en prenant la racine carrée de la somme de leurs carrés.

$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + R_3^2} \dots\dots\dots(1.14)$$

Où R1, R2, et R3, Sont les valeurs des combinaisons modales pour chaque direction. Cette méthode est invariante par rapport au choix du système de coordonnées choisi, c'est-à-dire, que les résultats sont indépendants du système de coordonnées choisi pourvu que les courbes des spectres de réponses soient identiques dans chaque direction C'est la méthode la plus recommandée.

B. La méthode de la somme absolue

Cette méthode combine la réponse pour différentes directions de chargement en prenant la somme de leurs valeurs absolues. Un facteur d'échelle IR peut être utilisé pour réduire l'interaction entre les différentes directions. Pour IR = 1 on aura :

$$R = |R_1| + |R_2| + |R_3| \dots\dots\dots(1.15)$$

Cette méthode est trop conservative. Pour IR = 0.3 on aura :

$$R = \max(\overline{R}_1 + \overline{R}_2 + \overline{R}_3) \dots\dots\dots(1.16)$$

Ou

$$\begin{cases} \overline{R}_1 = |R_1| + 0.3(|R_2| + |R_3|) \\ \overline{R}_2 = |R_2| + 0.3(|R_1| + |R_3|) \\ \overline{R}_3 = |R_3| + 0.3(|R_1| + |R_2|) \end{cases} \dots\dots\dots(1.17)$$

Et R1, R2, R3, sont les combinaisons modales pour chaque direction Les résultats obtenus par cette méthode vont dépendre du système de coordonnées choisi.

Un spectre général et horizontal de réponse peut être construit en traçant les fonctions suivantes ou l'accélération spectrale est en fonction de la période, comme représenté sur

Fig.1.1

$$\begin{cases} S_a = \left(\frac{S_{Xs}}{B_s}\right) \left(0.4 + \frac{3T}{T_0}\right) & \text{Pour } 0 < T \leq 0.2T_0 \\ S_a = S_a & \text{Pour } 0.2T_0 < T \leq T_0 \\ S_a = \left(\frac{S_{X1}}{B_1T}\right) & \text{Pour } T > T_0 \end{cases} \dots\dots\dots(1.18)$$

Ou

B_s Coefficient utilise pour ajuster les courtes périodes de spectre de réponse pour l'effet de l'amortissement visqueux.

B₁ Coefficient utilise pour ajuster le spectre de réponse pour l'effet de l'amortissement

visqueux.

S_{XS} Accélération de réponse spectrale aux périodes courtes pour tout niveau de risque et tout amortissement.

S_{XI} Accélération de réponse spectrale à une seconde pour tout niveau de risque et tout amortissement.

S_a Accélération spectrale.

β Coefficient d'amortissement effectif.

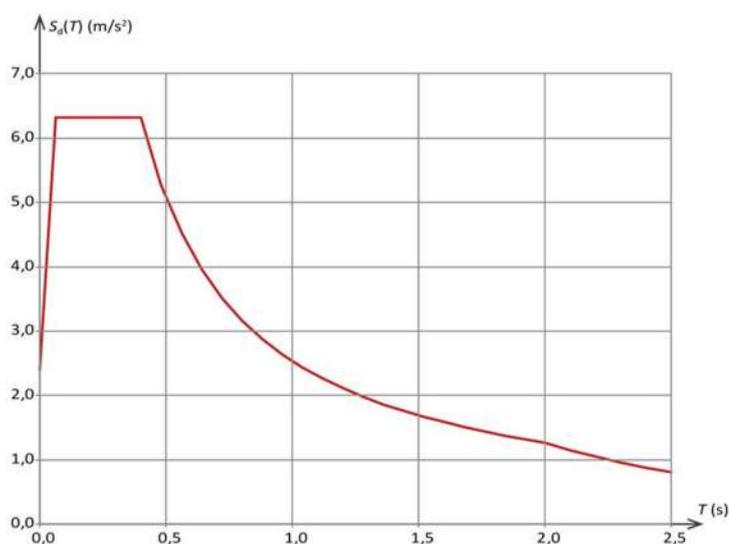


Figure I.1 : Spectre de réponse général [4].

Tableau I.2 : Coefficients d'amortissement B_S et B_I en fonction d'amortissement effectif [4].

Effective Damping β (percentage of critical) ¹	B_S	B_I
< 2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
> 50	3.0	2.0

En général, il est recommandé 5% comme coefficient d'amortissement le spectre de réponse soit employé pour la conception de réadaptation de la plupart des bâtiments et

systèmes structuraux. Les exceptions sont comme suit :

- Pour des structures sans revêtement extérieur, un coefficient d'amortissement effectif β , de 2% devrait être supposé.
- Pour des structures avec les diaphragmes en bois et un grand nombre de murs et de cloison intérieur, un coefficient d'amortissement visqueux effectif β , de 10% peut être supposé.
- Pour des structures mises en réhabilitation employer la technologie sismique d'isolement ou a augmenté la technologie de dissipation d'énergie, un coefficient d'amortissement visqueux effectif β devrait être calculé selon FEMA 273[4].

5.2. Les méthodes d'analyse temporelles

La dernière catégorie d'analyse comprend des outils qui utilisent un input d'un mouvement de sol spécifique et permettent d'obtenir des quantifications de la réponse de la structure sous forme de réponses temporelles des diverses quantités de la réponse.

Pour l'analyse sismique temporelle des structures, trois techniques d'analyse sont disponibles

- 1- Méthodes d'intégration pas à pas dans le domaine temporel ;
- 2- Méthode de superposition modale dans le domaine temporel ;
- 3- Méthodes d'analyse dans le domaine fréquentiel et avec transformation et superposition dans le domaine temporel.

5.2.1. Méthodes d'intégrations pas à pas

L'intégration pas à pas est l'approche la plus générale et étudie la réponse dynamique d'une structure sous l'action d'une séquence de pulses individuelles dépendantes du temps ayant un pas d'intégration Δt . La force dépendante du temps $P_{eff}(t)$ est divisée en n intervalles de temps de durée Δt et la réponse de la structures aux impulsions est évaluée en tenant compte des conditions initiales appropriées pour les déplacements, vitesses et accélérations modaux, $u(t)$, $\dot{u}(t)$, $\ddot{u}(t)$, respectivement. Les stratégies d'intégration pas à pas comprennent les schémas d'intégration explicites qui sont conditionnellement stables et les schémas d'intégration implicites qui sont inconditionnellement stables, la différence réside dans la stabilité numérique de la solution.

Les schémas d'intégration numériques peuvent avoir des problèmes de précision, de

distorsion de la période quand le pas de temps Δt n'est pas assez petit. Comme règle générale, la stabilité numérique dans les schémas d'intégration numériques explicite, tel que la méthode de Newmark, peut être satisfaite quand le pas du temps Δt est choisi d'une manière à avoir

$$\Delta t < \frac{T_n}{T_i} \dots\dots\dots(1.19)$$

T_n représente la période du mode supérieur de vibration le plus significatif du fait que les systèmes à plusieurs degrés de liberté peuvent avoir de nombreux modes ayant de petites valeurs T_i pour les modes supérieurs, les pas de temps déterminés à partir de l'équation peuvent être très petits, et l'effort de calcul peut devenir très prohibitif.

Dans ces cas, les modes supérieurs peuvent être éliminés par un amortissement numérique ou bien on doit recourir à un schéma d'intégration numérique implicite.

5.2.2. Méthode de superposition modale

Du fait que les modes naturels d'un système sont complètement orthogonaux, n'importe quelles réponses $u(t) = [u_1(t), u_2(t), \dots, u_n(t)]$ d'un système linéaire peuvent être étendues en séries de modes naturels $\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_n$.

$$u(t) = \sum \varphi_i q_i(t) = \varphi q(t) \dots\dots\dots(1.20)$$

Où q est le vecteur de l'amplitude des coordonnées généralisées des modes. Les équations de mouvement en termes des modes naturels sont :

$$\ddot{q}_i + 2\xi \dot{q}_i + w_i^2 q_i = P_i / M_i \dots\dots\dots(1.21)$$

Où

Masse généralisée $M_i = \varphi_i^T M \varphi_i$

Amortissement généralisé $C_i = \varphi_i^T C \varphi_i$

Rigidité généralisé $K_i = \varphi_i^T K \varphi_i$

Force généralisée $P_i = \varphi_i^T (P - M \ddot{u}_x)$

Fréquence naturelle $w_i = \sqrt{\frac{k_i}{M_i}}$

Dans le cas d'un déplacement du support uniquement $P(t)=0$

$$P_i / M_i - \left(\frac{\varphi_i M \ddot{u}_x}{\varphi_i^T M \varphi_i} \right) u_x = \gamma_i u_x \dots\dots\dots(1.22)$$

Est le facteur de participation modale du $i^{\text{ème}}$ mode ; la sommation se fait $dej=1, 2, \dots$

L'équation de mouvement devient

$$\ddot{q}_i + 2\xi\dot{q}_i + w_i^2 q_i = -\gamma_i u_x \quad (1,2, \dots n) \dots\dots\dots(1.23)$$

Si la réponse est écrite comme suit :

$$u(t) = \sum \varphi_i \gamma_i q_i(t) \dots\dots\dots(1.24)$$

L'équation de mouvement prend la forme suivante pour chaque mode

$$\ddot{q}_i + 2\xi\dot{q}_i + w_i^2 q_i = \ddot{u}_x \quad (1,2, \dots n) \dots\dots\dots(1.25)$$

Qui est identique à l'équation du mouvement d'un système à un seul degré de liberté.

6. Conclusion

On a présenté les principales méthodes de calcul sismique pouvant être utilisés par les ingénieurs dans le calcul des structures en zones sismiques.

En fonction de la complexité de la structure, de son importance et des moyens numériques disponibles, l'ingénieur connaissant les hypothèses ainsi que les limitations de chaque méthode peut en toute confiance recourir à la méthode qu'il juge adéquate à son cas particulier. Cette présentation relativement claire où le bagage mathématique requis est accessible aux ingénieurs les aidera à mieux interpréter les résultats obtenus avec des logiciels de calcul tels que SAP.

L'analyse statique non linéaire

7. Introduction

L'or d'un violent séisme, les structures ne demeurent pas dans l'état élastique. Par conséquent, les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures, donc l'approche linéaire ne peut fournir qu'une compréhension limitée de ce comportement et le non linéarité est incontournable pour une évaluation correcte du comportement sismique des structures. [5]

L'analyse Pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base-déplacement au sommet. [6]

8. Analyse Pushover

8.1. Définition

L'analyse Pushover est fondamentalement une analyse statique non linéaire approximative, exécutée sous charges horizontales croissantes d'une façon monotone distribuées sur toute la hauteur de la structure selon un modèle prédéfini jusqu'à ce que les modes de ruines commencent à apparaître. Durant cette analyse les charges gravitaires demeurent constantes.

Cette analyse nous permet

- D'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans la structure ;
- De connaître quels sont les modes des ruines possibles ;
- D'approcher d'avantage le comportement réel de la structure ;
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes ;
- L'évaluation des différents paramètres en termes de déplacement et de sollicitations dans les éléments de la structure ;
- D'assurer que la séquence de formation des rotules plastiques est conforme à l'hypothèse de conception ;
- D'évaluer la performance sismique des structures existantes ou renforcées.

Les résultats de l'analyse Pushover est une courbe qui nous donne l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement en tête de cette dernière, cette courbe est

appelée courbe de capacité ou bien courbe Pushover. (Figure II.1) [6]

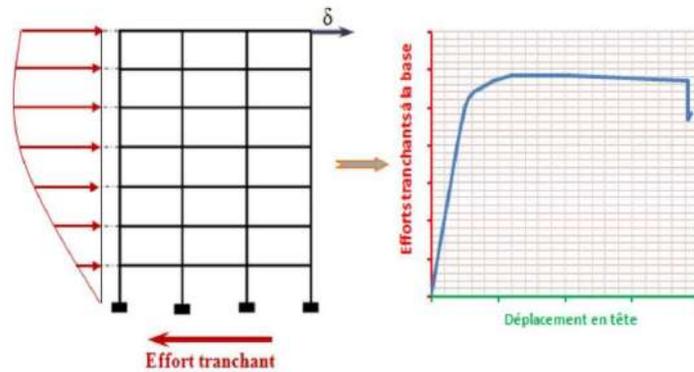


Figure II.1 : Courbe de capacité (Pushover) d'une structure. [6]

La courbe de capacité de la structure est déterminée en effectuant les étapes suivantes

- Définition et attribution des rotules plastiques aux éléments de la structure ;
Définition de la distribution verticale des charges horizontales ;
- Définition d'un déplacement cible comme référence pour un déplacement attendu de la structure lors d'un séisme ;
- Application des charges de gravité comme condition initiale pour l'analyse pushover, qui doivent être maintenues constantes durant l'analyse ;
- Application des charges horizontale représentant le séisme, que l'on fait croître d'une façon monotone. [6]

8.2. Description de l'analyse Pushover

L'analyse statique non linéaire par poussé progressive communément appelée analyse Pushover, est une méthode approximative dont laquelle la structure est soumise à des charges latérales qui se produisent à la suite d'une accélération du sol. Ces charges latérales croissent d'une façon monotone jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément structural (apparition des rotules plastiques), le modèle mathématique de la structure est modifié pour tenir compte de la résistance réduite.

Les charges latérales sont à nouveau appliquées jusqu'à ce que d'autres éléments structuraux supplémentaires atteignent la résistance plastique. Ce processus se poursuit jusqu'à ce que la structure devienne instable ou jusqu'à une limite fixe soit atteinte.

L'analyse Pushover permet de présenter de façon simplifiée le comportement de la

structure sous l'effet de différents types de charges dues au tremblement de terre. Les restrictions suivantes ont été introduites

- Toutes les propriétés non-linéaires qui définissent un endommagement éventuel de la structure sous l'effet des forces dues au tremblement de terre sont données dans les rotules plastiques ;
- Les rotules plastiques peuvent être utilisées uniquement dans les structures de type portique. Elles ne sont pas prises en compte dans les éléments de structure comme plaques, coques et solides. Ces types de structures utilisent respectivement les éléments finis surfaciques ou volumiques ;
- Les rotules plastiques sont traitées autant que liaisons non-linéaires indépendantes pour chaque degré de liberté dans le nœud sélectionné ;
- L'interaction entre différents degrés de liberté est négligée ;
- La position de la rotule non-linéaire est définie par l'utilisateur. [7]

8.3. Objectifs et domaine d'application

L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, Le but essentiel de cette analyse est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure à savoir

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les poteaux et les poutres, les moments sur les jonctions poteau/poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points faibles des structures.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étages qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisée dans le contrôle de l'endommagement.[8]

8.4. Origine de l'analyse

L'analyse statique Pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme. Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donné par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent. La structure à plusieurs degrés de liberté est modélisée par un oscillateur équivalent en un seul degré de liberté (Figure II.2). [9]

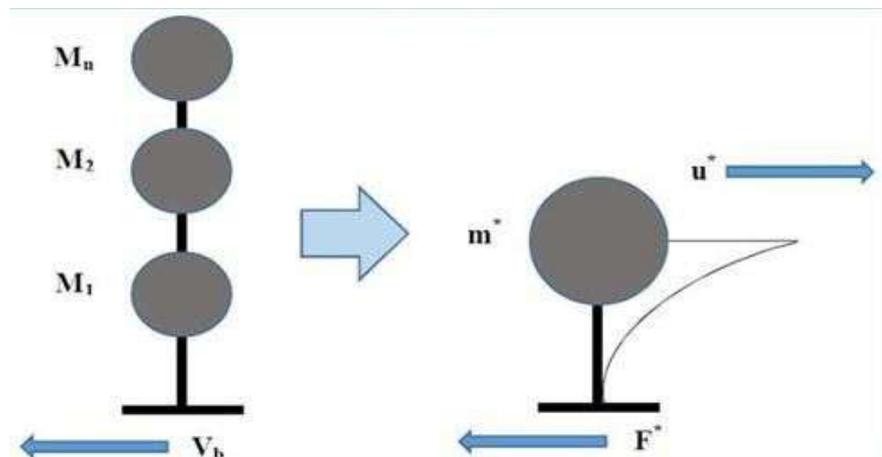


Figure II.2 : Caractéristiques force-déplacement de l'oscillateur multiple et de l'oscillateur simple. [10]

8.5. Principe théoriques Pushover

Le Pushover est une méthode de calcul qui permet d'établir une courbe de capacité de la structure soumise à un chargement statique croissant. L'allure du chargement appliqué lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge appliquée par étape, le comportement non linéaire de la structure peut être défini.

Le non linéarité est en effet introduit dans la structure au moyen des paramètres des

rotules plastiques. Malgré les limites lors de la modélisation du séisme comme une action unidirectionnelle, le Pushover représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances réelles sur le comportement de la structure et permet de localiser ses points faibles par la déclaration des rotules plastiques.

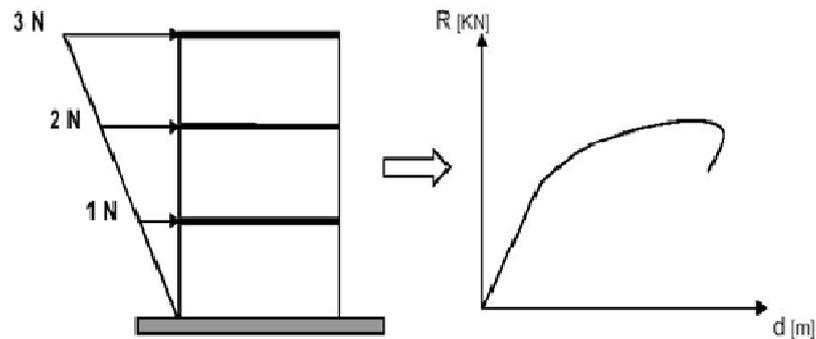


Figure II.3 : Principe de l'analyse Pushover. [11]

8.6. Avantages de l'analyse

L'avantage de l'analyse Pushover est qu'il s'applique également à l'évaluation des structures existantes et à la conception des neufs. L'analyse Pushover fournit des informations sur beaucoup de caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique élastique linéaire. Ce qui suit sont des exemples de telles caractéristiques de réponse [12]

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

force ou de rigidité et peuvent être employées pour contrôler les dommages et pour évaluer les effets P-delta.

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

9. Rotules plastiques

9.1. Définition

La rotule plastique est une zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles) subissant des déformations irréversible et capables de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

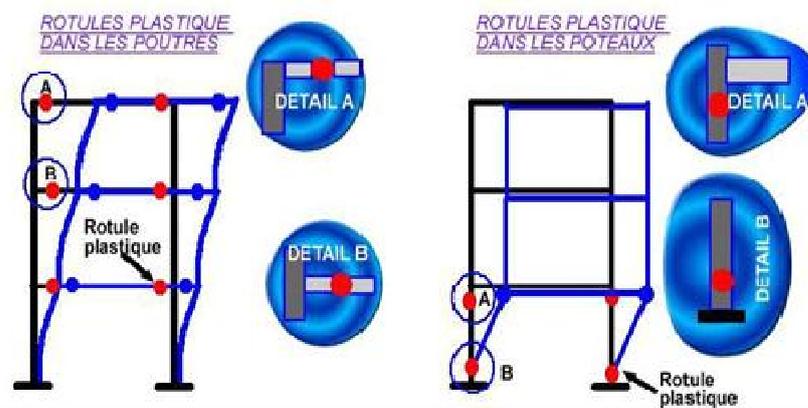


Figure II.4 : Rotules plastiques au niveau des poteaux et des poutres.

Le comportement non linéaire des poutres et des poteaux est représenté par l'attribution concentrée des rotules plastiques aux extrémités des éléments. Les caractéristiques de flexion des poutres sont définies par des relations moment-rotation assignées comme rotules de moment aux extrémités des poutres. Une surface d'interaction force axiale-flexion permet de déterminer une relation moment-rotation pour représenter les caractéristiques de flexion des rotules plastiques aux extrémités des poteaux. [10]



Figure II.5 : Rotule plastique au niveau des poteaux et des poutres.

9.2. Formation des rotules plastiques

L'analyse Pushover nous permet d'évaluer l'état de comportement des éléments de la structure si ces derniers passent aux domaines plastiques (rotules plastiques), et vérifier l'emplacement des rotules plastiques dans les différents éléments structurels (poteaux, poutres). De préférence ces rotules plastiques doivent être formées dans les éléments horizontaux (poutres) plutôt que dans les éléments verticaux (poteaux), ce qui est conforme au principe du poteau fort/poutre faible. Après le début de plastification des barres longitudinales, la déformation se concentre dans une région appelée rotule plastique.

L'étendue de cette zone contrôle le comportement post-élastique des éléments structurels donc toute la structure. [11]

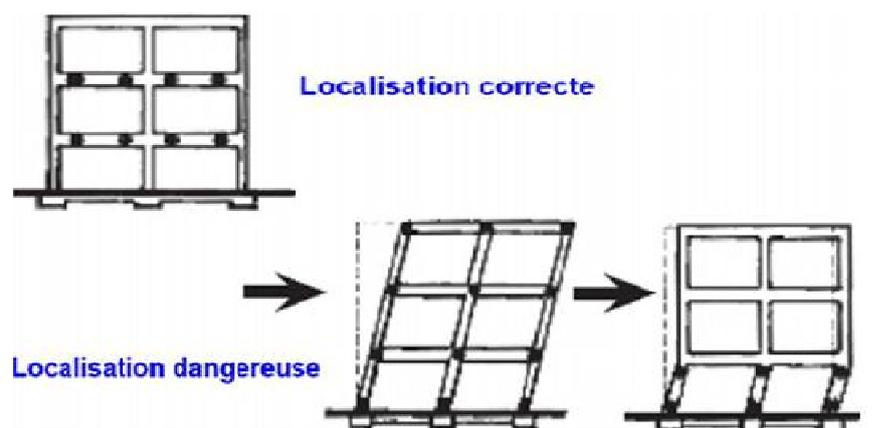


Figure II.6 : Formation des zones plastifiées (rotules plastiques). [10]

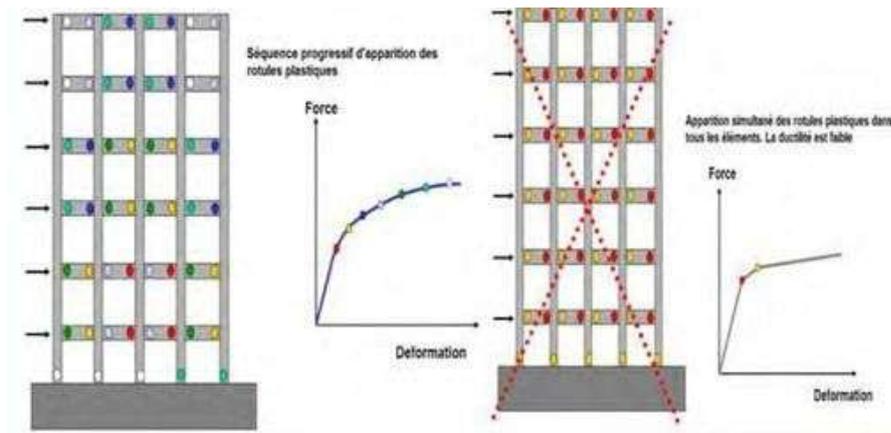


Figure II.7 : Développement de l'apparition des rotules plastiques dans une structure.[13]

10. Distribution des charges latérales

L'utilisation de la méthode d'analyse Pushover pose le problème de la définition de la distribution des forces horizontales appliquées. La forme des actions sismiques appliquées à la structure est en règle générale, triangulaire ou trapézoïdale (Figure II.8) d'intensité proportionnelle aux premiers modes propres de la structure. Les coefficients de proportionnalité étant simplement les masses de chacun des niveaux.

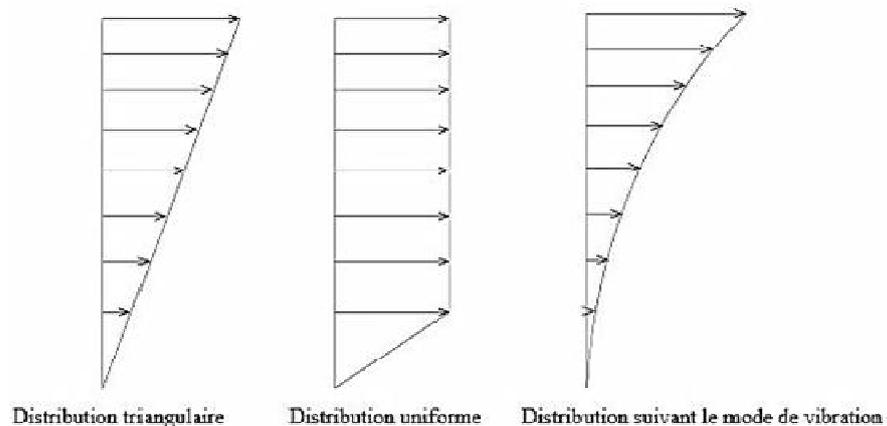


Figure II.8 : Distribution des forces horizontales associées à diverses déformations élasto-plastiques de la structure.[11]

La distribution idéale est celle développée dans l'analyse temporelle élasto-plastique, qui varie au cours du séisme selon le schéma de déformation plastique de la structure. Il suffit alors de considérer plusieurs distributions verticales de forces horizontales appliquées à l'emplacement des masses dans le modèle. [11]

11. Déplacement cible de la structure

La relation entre l'analyse Pushover, qui est statique, et le comportement réel de l'ossature sous séisme, qui est dynamique, est établie par la définition d'un déplacement « cible », (déplacement maximum attendu de la structure). Il permet d'associer les résultats de l'analyse en poussé progressive, qui caractérisent « l'offre de déformation » à « la demande de déformation » correspondant au déplacement cible. [7]

12. Courbe de capacité

La méthode Pushover passe par la détermination des déplacements latéraux de la structure quand l'effort tranchant en pied est incrémenté de manière régulière (en intensité).

- La distribution des efforts latéraux est maintenue constante pendant l'analyse ;
- La distribution des efforts latéraux suit en principe la déformée du mode fondamental ;
- Alors que l'effort tranchant est incrémenté au cours du processus, le comportement de chaque élément est analysé tant en terme de variation de raideur que de résistance ;
- En intégrant dans le modèle des lois matériaux et des lois de dégradation des nœuds de structure sollicités au-delà de leur limite élastique, une courbe reliant l'effort tranchant sismique appliqué à la structure au déplacement de la structure peut être générée. [13]

La détermination de la courbe de capacité par l'analyse Pushover, consiste à appliquer un chargement latéral statique monotone croissant équivalent, cette application de charge dépend directement de la réponse modale de la structure.

En effet, le chargement doit reproduire, les modes déterminants retenus pour la structure en appliquant des facteurs de charges compatibles avec le mode considéré dans une analyse multimodale. La force sismique (l'effort tranchant à la base V_b) est transformée en accélération spectrale S_a le déplacement réel au niveau du toit U_t est transformé en déplacement spectral S_d .

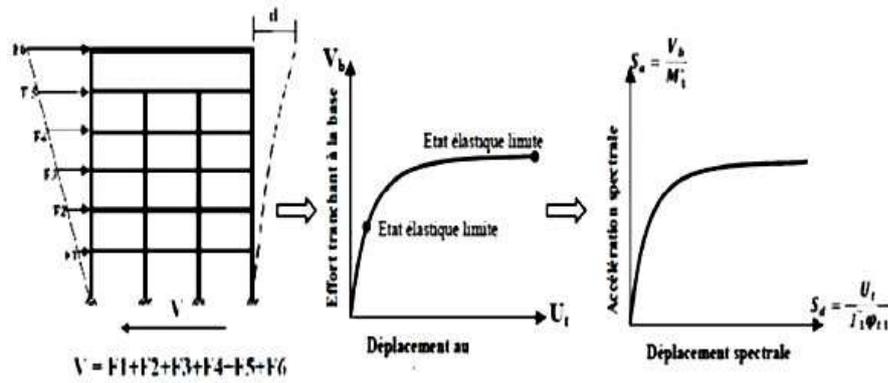


Figure II.9 : Diagramme de capacité (Pushover).



Figure II.10 : Courbe de capacité (Pushover).[8]

Il y a plusieurs critères qui affectent la précision de l'analyse Pushover, on cite le déplacement maximal et le choix de la forme du chargement latéral qui déforme la structure d'une manière similaire au chargement sismique. [9]

13. Niveaux d'endommagement

D'après la figure II.11 on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

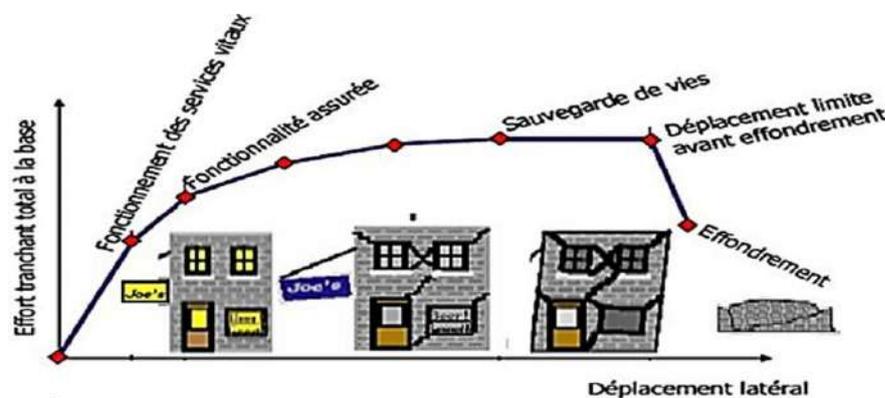


Figure II.11 : Niveaux d'endommagement représentés par une courbe de capacité.[13]

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

b) Le deuxième niveau d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

c) Le troisième niveau représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. Au-delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance. [9]

14. Utilisation des résultats Pushover

La méthode d'analyse Pushover est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation. L'analyse Pushover permet de tracer la séquence de ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que la progression de la courbe globale de capacité de la structure.

La finalité de la méthode d'analyse Pushover est d'estimer les paramètres critiques de réponse imposés au système structurel.

Ses composantes aussi proches que possible de celles prédites par l'analyse dynamique non linéaire, l'analyse Pushover fournit des informations sur d'innombrables réponses caractéristiques qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse élastique statique ou une analyse dynamique élastique. [10]

15. Point de performance

A partir de la courbe de capacité (Figure II.10), il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes «Spectre d'accélération S_a – Spectre de déplacement S_d ».

Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités

- Réaction a la base / masse = accélération
- Déplacement /Facteur de participation modale = déplacement

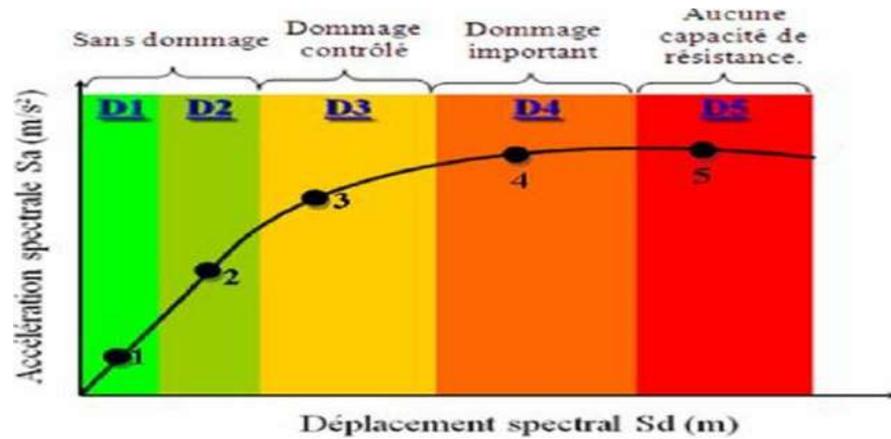


Figure II.12 : Représentation graphique de l'état d'endommagement des structures en B.A

Dans les deux cas on trouve ce que l'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.

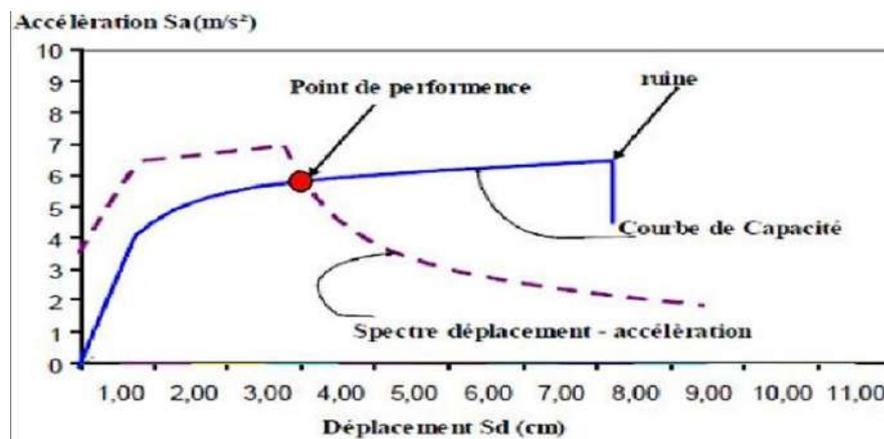


Figure II.13 : Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité.[14]

Le déplacement d'une structure équivalente élastique est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A).

Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B.

Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité. [14]

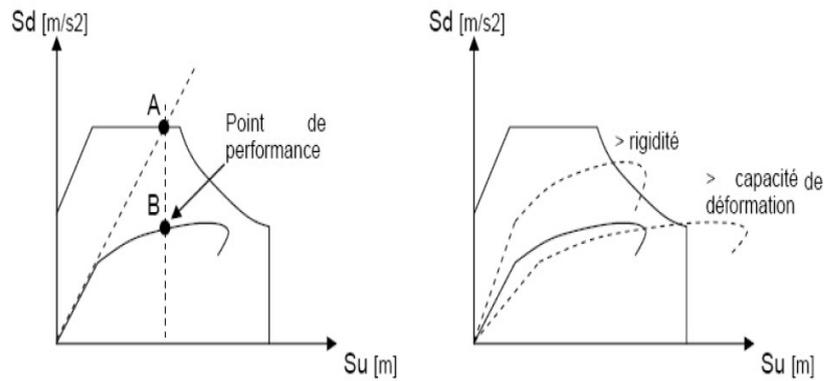


Figure II.14 : Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité.[15]

Les normes américaines FEMA 356 [15], prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis.

Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure (rapport entre point D et point C).

En plus de la courbe de capacité fournie par l'analyse Pushover, on peut aussi suivre l'histoire de formation des rotules plastiques à chaque pas et le déplacement correspondant de chaque nœud de la structure.

16. Conclusion

L'analyse Pushover est un outil très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures d'évaluer la performance sismique des bâtiments existants et de rechercher plusieurs schémas de confortement pour ces bâtiments et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

L'analyse Pushover permet de tracer la séquence de ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, la prise en compte de l'interaction efforts tranchants-moment de flexion dans la définition des rotules plastiques, ainsi que la progression de la courbe globale de la capacité de la structure.

Présentation et calcul de la structure

17. Présentation du bâtiment étudiée

Un bâtiment existant à usage d'habitation composé de 6 niveaux (RDC+5) implanté à Mostaganem.

17.1. III.1.1 Caractéristiques géométriques

Largeur totale (m)	Longueur totale (m)	Hauteur totale (m)	Hauteur du RDC (m)	Hauteur d'étage (m)	Hauteur de l'acrotère (cm)
17.00	28.00	18.36	3.06	3.06	60

17.2. III.1.2 Ossature et système constructif adopté

- Ossature : La stabilité de la structure est assurée par des portiques et des voiles en béton armé.
- Planchers : Les planchers adoptés pour ce bâtiment sont en corps creux (16+4) cm.
- Maçonnerie : Les murs extérieurs sont en doubles cloisons en briques de 15cm et de 10cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5 cm. Les cloisons ont une épaisseur de 10 cm.
- Revêtement
 - Enduit en plâtre pour les plafonds.
 - Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
 - Revêtement en carrelage pour les planchers.
 - Le plancher terrasse est recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

18. Caractéristiques géotechniques du sol

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport géotechnique transmis par le laboratoire LTPO.

19. Caractéristiques des matériaux

- Béton

Le béton utilisé dans la construction de ce bâtiment est caractérisé par

- Résistance à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité $E_b = 32164.19 \text{ MPa}$

- Acier : deux types d'aciers sont utilisés lors de la construction :
 - Acier HA feE400 de limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa
 - Acier Ronds lisse feE235 de limite d'élasticité $f_e = 235$ MPa
- Module d'élasticité $E_s = 200000$ MPa

Le tableau suivant représente la géométrie des éléments porteurs de la structure à étudier

Tableau III.1 : Dimension des sections de béton des poutres et des poteaux des portiques étudiés.

Bâtiment	Poutres (cm x cm)		Poteaux (cm x cm)
	Poutre principale	Poutre secondaire	
5 ^{ème} étage	30x40	30x35	35x35
4 ^{ème} étage	30x40	30x35	35x35
3 ^{ème} étage	30x40	30x35	35x35
2 ^{ème} étage	30x40	30x35	35x35
1 ^{er} étage	30x40	30x35	35x35
RDC	30x40	30x35	40x40

20. Dimensions et ferrillages des poteaux et des poutres de la structure existante

Le tableau représenté ci- dessous résume les dimensions (coffrage et ferrillage) des poteaux et des poutres

Tableau III.2 : Dimensions (coffrage et ferrillage) des poteaux et des poutres.

Niv	Poutres secondaires			Poutres principales			Poteaux	
	Dim(cm ²)	Ferrillage		Dim(cm ²)	Ferrillage		Dim(cm ²)	Ferrillage
		En appuis	En travées		En appuis	En travées		
5	30x35	3T14+3T12	3T14+3T14	30x40	3T14+3T14	3T14	35x35	4T14+4T14
4	30x35	3T14+3T12	3T14+3T14	30x40	3T14+3T14	3T14	35x35	4T14+4T14
3	30x35	3T14+3T12	3T14+3T14	30x40	3T14+3T14	3T14	35x35	4T14+4T14
2	30x35	3T14+3T12	3T14+3T14	30x40	3T14+3T14	3T14	35x35	4T14+4T14
1	30x35	3T14+3T12	3T14+ 3T14	30x40	3T14+3T14	3T14	35x35	4T14+4T14
RDC	30x35	3T14+3T12	3T14+3T14	30x40	3T14+3T14	3T14	40x40	4T16+4T16

21. Le bâtiment cas d'étude



Figure III.1 : photo réelle de la structure étudiée.

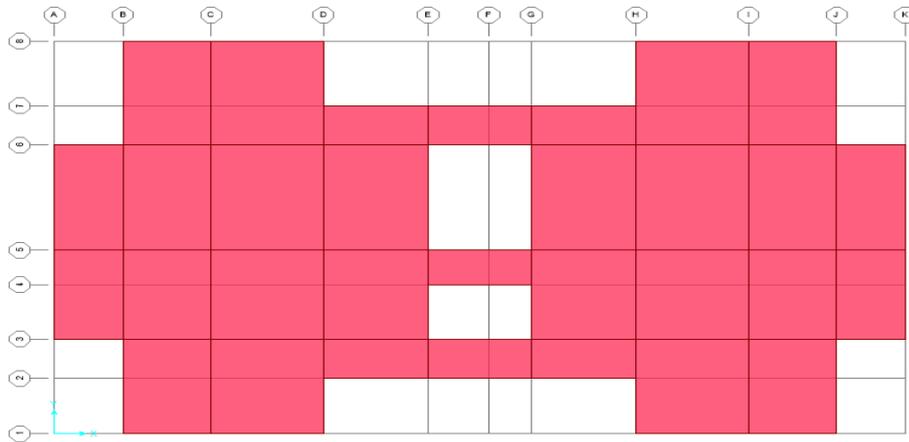


Figure III.2 : Vue en plan de la structure existante

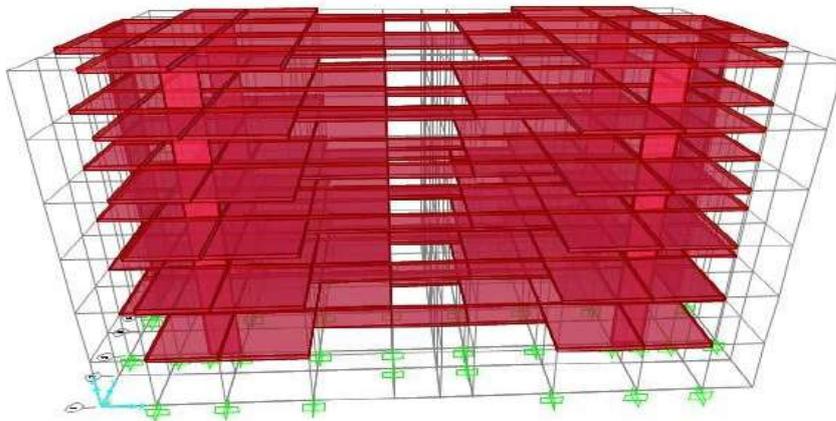


Figure III.3 : Vue en 3D de la structure existante

22. Descente de charge

La descente de charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque étage.

Les charges réglementaires sont en général

- Les charges permanentes qui présentent le poids propre G.
- Les charges d'exploitation et surcharge Q.

22.1. Plancher terrasse inaccessible

La terrasse est inaccessible elle est réalisée en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

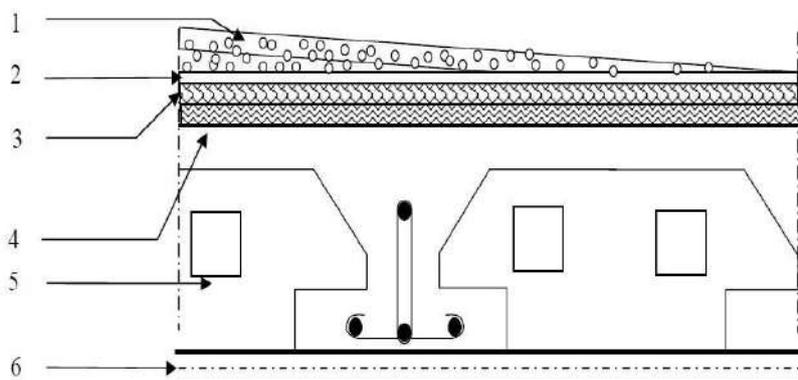


Figure III.4 : Composition du plancher terrasse inaccessible

Le plancher terrasse est constitué comme indiqué à la figure ci-dessous et les charges sont données au tableau III.3

Tableau III.3 : Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Désignation de la charge	Epaisseur(Cm)	G (KN/m ²)
❖ Protection en gravillon	4	0.8
❖ Etanchéité multicouche	2	0.12
❖ Forme de pente en béton	10	2.2
❖ Isolation thermique	4	0.16
❖ Plancher en corps creux + dalle de compression	16+4	2.8
❖ Enduit de plâtre	2	0.2
Charge permanente totale		$G_i=6.2$
Charge d'exploitation		$Q=1.00$

22.2. Plancher étage courant

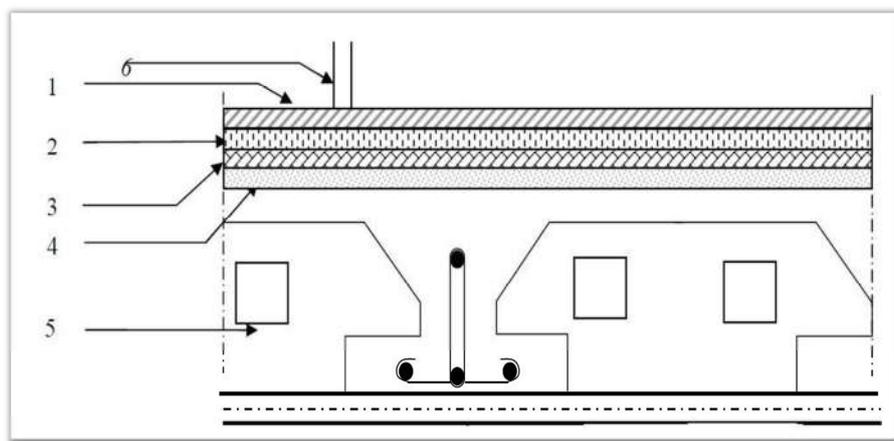


Figure III.6 : Composition du plancher étage courant, R.D.C

Tableau III.4 : Évaluation des charges du plancher étage courant

Désignation de la charge	Epaisseur (Cm)	G (KN/m ²)
❖ Revêtement carrelage	2	0.4
❖ Mortier de pose	2	0.4
❖ Lits de sable	3	0.51
❖ Plancher en corps creux	16+4	2.8
❖ Enduit en plâtre	2	0.2
❖ Cloison en brique creux	10	0.9
Charge permanente	G _t =5.21	
Charge d'exploitation	Q=1.50	

22.3. Acrotère

Surface de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + (0.02 \times 0.1) / 2$$

Poids propre de l'acrotère

$$G = 0.059 \times 25$$

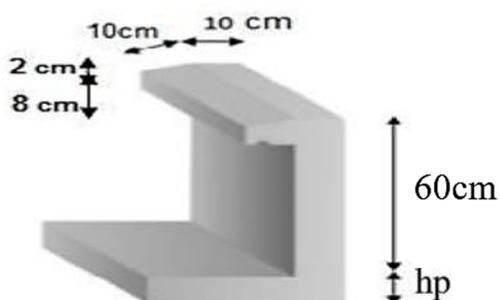


Figure III.7 : Section transversale de l'acrotère

22.4. Murs extérieur

Tableau III.5 : Estimation de charges des murs extérieurs

Désignation de la charge	Epaisseur (Cm)	G (KN/m ²)
❖ Enduit extérieur en ciment	2	0.36
❖ Briques creuses	15	1.30
❖ Briques creuses	10	0.90
❖ Enduit intérieur en plâtre	2	0.20
Charge permanente	$G_{me} = 2.76$	

22.5. Murs intérieur

Tableau III.6 : Estimation de charges des murs intérieurs

Désignation de la charge	G (KN/m ²)
❖ Enduit extérieur en ciment	0.36
❖ Briques creuses	1.30
❖ 3Briques creuses	0.90
Charge permanente	$G_{mi}=1.3$

23. Chargement de la structure

23.1. Changement des portiques

- Plancher terrasse

Tableau III.7 : Chargement du portique –terrasse

	Travées		Section	Charge	G (KN/m)	Q (KN/m)
	Axes	Poutres				
Sens longitudinal (X- X)	A et J	P9-P16	30x40	Acrotère 1.725 Plancher 6.28x2.55	17.739	2.55
	B, C, D G, H et I	P2-P3-P4-P5-P6-P7	30x40	Plancher 6.28x3.3	20.724	3.3
	E et F	P12-P13	30x40	Plancher 6.28x3.425	21.509	3.425
Sens transversal (Y-Y)	1 et 5	P6-P10	30x40	Acrotère 1.725 6.28x2.25	15.855	2.25
	2, 3 et 4	P12-P13 P14	30x40	6.28x4.525	28.417	4.525

- Plancher étage courant

Tableau III.8 : Charge du portique étage courant

24. Etude dynamique

Les tremblements de terre sont depuis toujours un des plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale et imprévue, la violence des forces mises en jeu. Le séisme impose aux structures des accélérations importantes pouvant causer des dégâts importants aux constructions. Pour la détermination des efforts sismique, il existe deux méthodes

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode spectrale.

24.1. Méthode de calcul

L'analyse spectrale nous permet de calculer la réponse sismique de la structure par l'introduction de fichier de spectre de réponse donné par le (RPA99/version2003) [1].

Les données de ce spectre sont représentés par une courbe (S_a/g) en fonction de la période T , et conçu a partir de plusieurs paramètres relatifs aux spécifications de la construction, la zone et le site d'implantation, telle que A , Q , R , T_1 , T_2 (RPA99/version2003) [1].

A Coefficient d'accélération de zone.

Donné par le tableau 4.1 (RPA99 ver2003) [1] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone I} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.08$$

D Facteur d'amplification dynamique moyen. Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

T_2 Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99 ver2003)

η Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \dots\dots\dots(3.1)$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On a un remplissage dense} \Rightarrow \xi = \frac{7+10}{2} = 8.5 \Rightarrow \eta = 0.82$$

Estimation de la période fondamentale de la structure. La formule empirique à utiliser

selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots \dots \dots (3.2)$$

h_N Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_N = 18,36$ m.

C_T Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) (RPA 99 ver2003) [1].

$$\text{Cas} \Rightarrow C_T = 0.05$$

$$T = 0.05(18.36)^{3/4} = 0.443s \Rightarrow T = 0.44s$$

On peut également utiliser aussi la formule

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \dots \dots \dots (3.3)$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir la plus petite des deux valeurs données respectivement par la formule (4.6) et (4.7), du (RPA 99 ver2003) [1].

On a

$$D = 28.00m$$

$$T = 0.09 * \frac{18.36}{\sqrt{28}} = 0.312s$$

$$\text{Donc } T_{min} = 0.30s$$

$$\text{Catégories du sol est S3} \Rightarrow T_1 = 0.15s ; T_2 = 0.50s$$

$$\Rightarrow 0 \leq T = 0.312s \leq T_2 = 0.50s \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5\eta \\ D_y = 2.5\eta \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 * 0.82 = 2.05 \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.05 \\ D_y = 2.05 \end{cases}$$

R Coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) (RPA99 ver2003) [1] en fonction du système de contreventement.

$$\text{Cas n°4.a} \Rightarrow R = 5.$$

Q Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \dots\dots\dots(3.4)$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 (RPA99 ver2003).[1]

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.2 \Rightarrow Q = 1.2$$

Dans notre cas on a

$$A = 0.08 ; \xi = 8.5\% ; Q = 1.2 ; R = 5 ; T_1 = 0.15s ; T_2 = 0.5s.$$

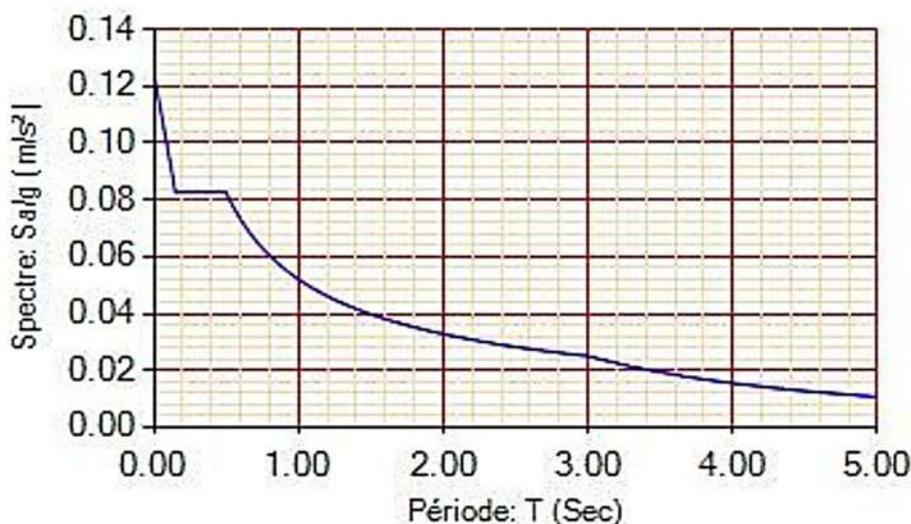


Figure.III.8 : Forme de spectre de réponse.

25. Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \dots\dots\dots(3.5)$$

Avec

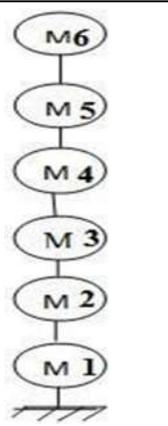
$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots\dots\dots(3.6)$$

W_{Gi} Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure, W_{Qi} Charges d'exploitation.

β Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) $\beta = 0,20$.

Le tableau suivant résume les valeurs des poids calculées pour les différents niveaux

Tableau III.9 : Poids des planchers.

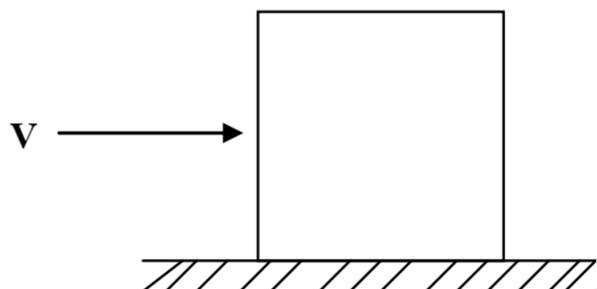
Niveau	$h_n(m)$	$W_n(KN)$	
5 ^{ème} étage	18,36	4231,232	
4 ^{ème} étage	15,30	3866,497	
3 ^{ème} étage	12,24	3866,497	
2 ^{ème} étage	9,18	3866,497	
1 ^{er} étage	6,12	3866,497	
RDC	3,06	3736,447	

26. Calcul de la force sismique totale (Méthode statique équivalente)

V Selon R.P.A (2003)

$$V = A D Q W / R$$

La force sismique totale appliquée à la base de la structure doit-être calculé successivement dans le deux directions orthogonales.



AN:

$$V_X = A.D_X.Q.W / R$$

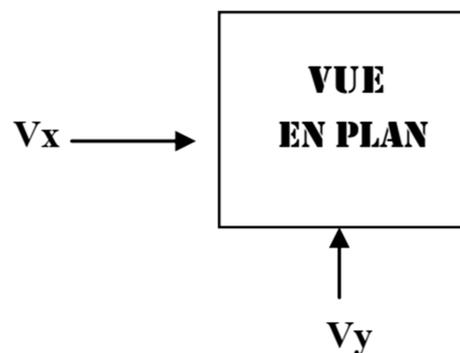
$$V_X = (0,08 \times 2,05 \times 1,2 \times 23433,667) / 5$$

$$\Rightarrow V_X = 922.35KN$$

$$V_Y = A.D_Y.Q.W / R$$

$$V_Y = (0,08 \times 2,05 \times 1,2 \times 23433,667) / 5$$

$$\Rightarrow V_Y = 922.35KN$$



27. Définition des Combinaisons de Charge

Il existe deux types de combinaisons, combinaisons fondamentales et accidentelles

- Combinaisons Fondamentales [12]

$$\begin{cases} E.L.U : 1,35 G + 1,5 Q \\ E.L.S : G + Q \end{cases}$$

- Combinaisons Accidentelles [11]

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \end{array} \right.$$

28. Calcul de l'inertie massique

Le nœud maître est situé au centre de gravité du plancher

$$XG = 14,00 \text{ m} \quad , \quad YG = 8,43 \text{ m}.$$

Créer les grille line des coordonnées du centre de gravité (edit story data–modify–show system).

$$M = w/g \dots\dots\dots (3.7)$$

$$I_m = \frac{M}{S} (I_{XG} + I_{YG}) \dots\dots\dots (3.8)$$

Avec

I_m L'inertie massique KN.m².

M La masse sismique T.

W_i Le poids de chaque niveau KN.

S La surface du plancher m².

I_{XG} L'inertie du plancher suivant l'axe XX (m⁴)

I_{YG} L'inertie du plancher suivant l'axe YY (m⁴)

Les résultats dans le tableau ci-dessous

Tableau III.10 : Masses et inerties massiques de chaque niveau.

Niveau (étage)	h_n (m)	M (T)	I_m (KN.m ²)
RDC	3,06	380,88	32791,37
1	6,12	394,138	33932,803
2	9,18	394,138	33932,803
3	12,24	394,138	33932,803
4	15,30	394,138	33932,803
5	18,36	431,318	37133,768

Application de la méthode Pushover

1. Introduction

Notre projet consiste à étudier l'évaluation de la performance sismique d'un bâtiment existant en béton armé contreventé par des voiles en utilisant la méthode Push over.

Pour ce faire on a choisi un bâtiment existant à usage d'habitation composé de 6 niveaux(RDC+5).

2. Modélisation de la structure avec le logiciel SAP2000

2.1. Présentation du logiciel SAP2000 [16]

SAP2000 (Structural Analysis Program)

- Logiciel de calcul des efforts internes ;
- Logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par la méthode des éléments finis ;
- Offre les performances des technologies d'aujourd'hui ;
- Capacité de calcul et vitesse d'exécution.

2.2. Utilisation du logiciel SAP2000 [16]

- Pour les structures en béton armé, en Charpente métallique ou autres matériaux de construction ;
- Sous n'importe quelle forme de chargement ponctuel, linéaire, surfacique... ;
- Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, vent...);
- De plus, il dispose de plusieurs réglages pour les différentes vérifications Euro-code, règlements américains et autres.

La modélisation de notre structure par le logiciel SAP2000 [16] est faite en effectuant les étapes suivantes

- ✓ Définition la géométrie du modèle ;
- ✓ Modélisation de la structure dans le domaine élastique linéaire ;

2.3. Définition de la géométrie du modèle

La définition de la géométrie est introduite dans le logiciel selon

l'organigramme représenté sur la figure IV.1.

2.4. Modélisation de la structure dans le domaine élastique linéaire

La modélisation de la structure est introduite dans le logiciel.

2.5. Définition des cas de charge

Les charges sont introduites dans le logiciel somme suite.

2.5.1. Définition des charges statiques G et Q

En modélisant les éléments de la structure (poteaux, poutres), le logiciel prend en considération la charge due au poids propre de ces éléments, on introduit les charges (G et Q) dues aux plancher, murs et acrotère.

2.5.2. Définition du chargement de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique est effectuée par la définition de la charge sismique pour faire une analyse modale et spectrale de la structure.

- Analyse modale

L'analyse modale consiste à déterminer les modes propres de vibration et les fréquences du système en fonction de la distribution de la rigidité et des masses de la structure par l'analyse des vecteurs propres, ce qui nous donne un aperçu du comportement de la structure.

- Analyse spectrale

L'analyse spectrale nous permet de calculer la réponse sismique de la structure par l'introduction du fichier de spectre de réponse donné par le (RPA99 version 2003) [1] comme suit :

2.5.3. Définition des Combinaisons de Charge

Il existe deux types de combinaisons, combinaisons fondamentales et accidentelles

✓ Combinaisons Fondamentales [12]

$$\underline{E.L.U} 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\underline{E.L.S} G + Q$$

✓ Combinaisons Accidentelles [11]

$$0.8 G \pm EG + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1.2 E$$

Les données de ce spectre sont représentées par une courbe (S_a/g) en fonction de la

période T , et conçu à partir de plusieurs paramètres relatifs aux spécifications de la construction, la zone et le site d'implantation, tels que

$$\begin{array}{llll} \mathbf{A} = \mathbf{0.08} & ; & \mathbf{Q} = \mathbf{1.2} & ; & \mathbf{\xi} = \mathbf{8.5\%} & ; \\ \mathbf{\eta} = \mathbf{0.82} & ; & \mathbf{R} = \mathbf{5} & ; & \mathbf{T1} = \mathbf{0.15} & ; & \mathbf{T2} = \mathbf{0.50}. \end{array}$$

Pour SAP2000, chaque cas de chargement doit être défini de façon générale. Les charges sont ensuite appliquées sur les nœuds et les éléments appropriés et associés à un cas de chargement existant. L'exemple d'étude traité ici comporte les cas de chargement suivants

- La charge permanente \mathbf{G} ;
- La surcharge d'exploitation \mathbf{Q} ;
- Les charges sismiques \mathbf{Ex} et \mathbf{Ey} .

2.6. Diaphragme

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

2.7. Appuis

Les poteaux sont supposés parfaitement encastés dans les fondations. La phase de modélisation de la structure est terminée, l'analyse linéaire élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur **Run-analysis**.

2.8. Les résultats de l'analyse linéaire élastique

Après avoir effectué une modélisation en 3D à l'aide du logiciel SAP2000, nous avons trouvé

2.8.1. *Vérification de comportement dynamique de la structure*

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à **90 %** de la masse totale de la structure.

1. Tableau IV.1 Périodes et participation massique de chaque mode.

Step	Period	Frequency HZ	UX %	UY %	UZ %	Sum UX %	Sum UY %	Sum UZ %
1	0.625358	1,599084755	0,0003001	73,303	0,00006681	0,0003001	73,303	0,00006681
2	0.617838	1,618548184	76,929	0,0002929	6,058E-09	76,929	73,303	0,00006681
3	0.497989	2,008077462	0,063	0,00003271	4,546E-09	76,992	73,303	0,00006682
4	0.189038	5,28993885	11,607	0,000006082	5,96E-08	88,6	73,303	0,00006688
5	0.177256	5,641568401	0,000006424	15,167	0,0001747	88,6	88,471	0,0002415
6	0.132217	7,563302274	0,001209	0,000001255	9,754E-09	88,601	88,471	0,0002416
7	0.098031	10,20089711	0,00003072	5,385	0,003737	88,601	93,855	0,003978
8	0.097738	10,23140047	5,107	0,00002309	4,525E-09	93,708	93,856	0,003978

Les modes 1 et 2 sont des **translations pures** suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants (voire figure IV.4 et IV.5) et **rotation** pour le mode 3 (voire figure IV.6).

2.8.2. Vérification Art 4.3.4 RPA 2003

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à **90 %** de la masse totale de la structure.

- ✓ **Direction x** 8 modes (**93.708 %** de la masse sismique de la structure)
- ✓ **Direction y** 8 modes (**93.856 %** de la masse sismique de la structure)

2.8.3. Vérification Art 4.3.6 RPA 2003

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

Après l'interprétation du résultat du fichier SAP2000 la résultante des forces sismiques à la base est égale à

$$\text{Sens X } V_X = 2125.704 \text{ KN} > 80\% \{ \quad 922.35 \{ 0.8 = 737.88 \{ \text{C.V}$$

$$\text{Sens Y } V_Y = 2125.704 \text{ KN} > 80\% \{ \quad 922.35 \{ 0.8 = 737.88 \{ \text{C.V}$$

2.8.4. Les modes de vibration

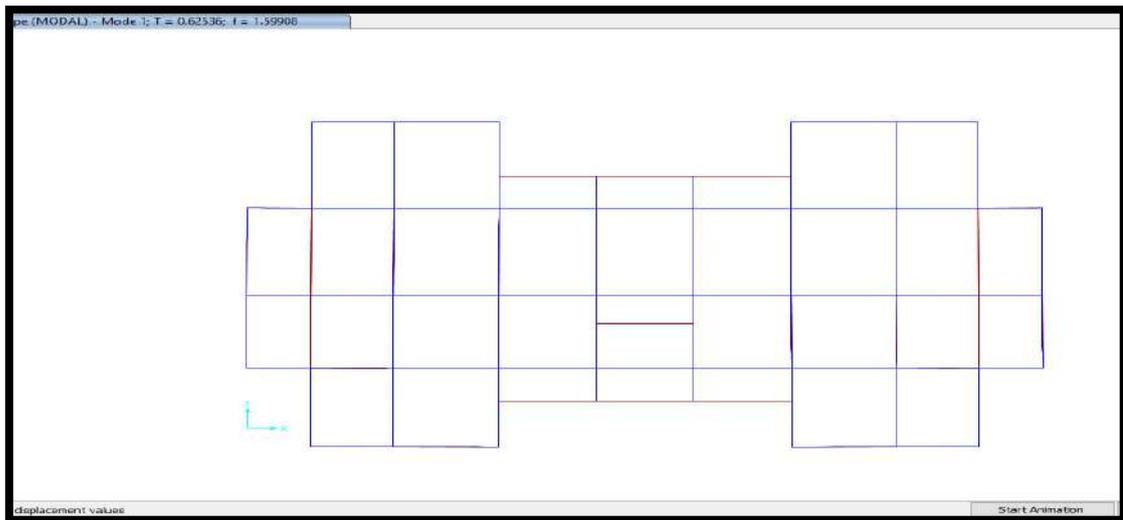


Figure IV.4 Translation dans le sens Y (mode 1)

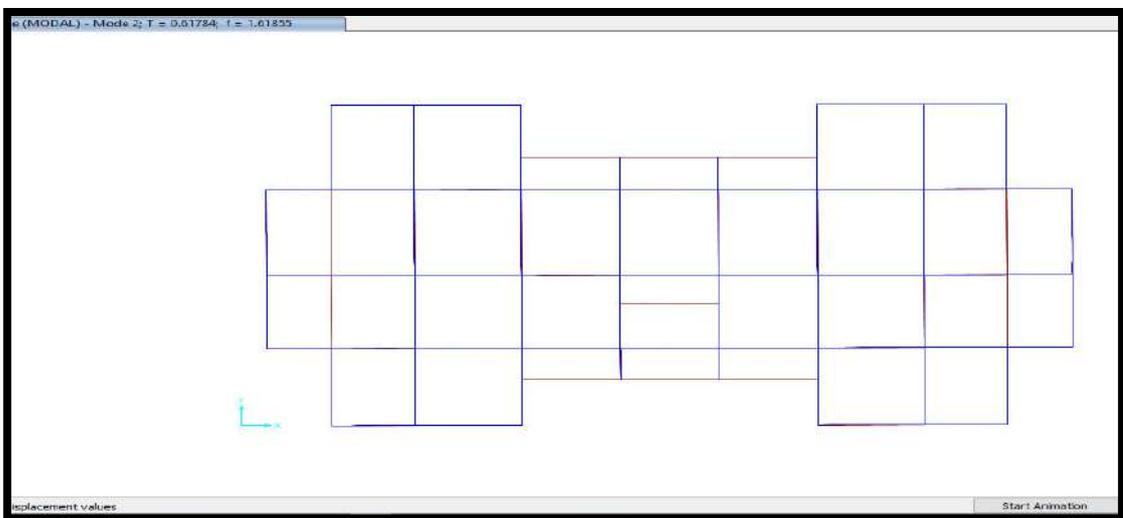


Figure IV.5 Translation dans le sens X (mode 2)

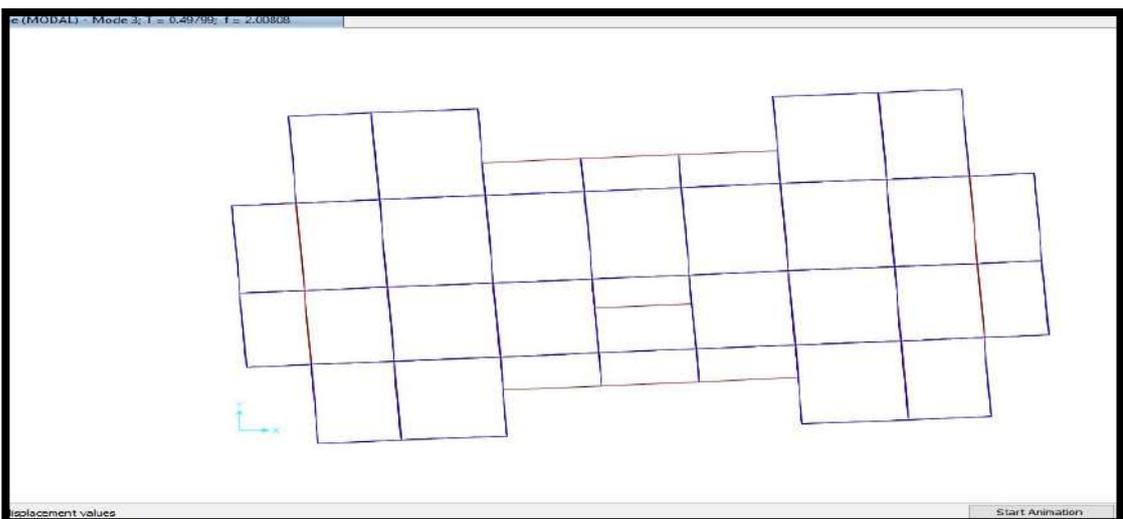


Figure IV.6 Rotation dans le sens Z (mode 3)

2.8.5. Les efforts tranchants à la base V_x et V_y

- $V_x = 2125.704$ KN suivant (X).
- $V_y = 125.704$ KN suivant (Y).

2.9. Modélisation non-linéaire (Pushover)

Le calcul statique non-linéaire (Pushover) représente une alternative très intéressante, elle permet d'évaluer les mécanismes d'effondrement attendus et la distribution des dommages dans la construction en définissant un déplacement cible.

La demande sismique est une représentation du mouvement du sol. La capacité est une représentation de la capacité de la structure de résister à la demande sismique. La structure doit avoir la capacité nécessaire pour résister aux demandes sismiques.

Les procédures d'analyse non-linéaire simplifiées utilisent la méthode Pushover, qui nécessitent le développement d'une courbe Pushover en appliquant d'abord des charges gravitaires et ensuite des forces latérales monotones croissantes avec une distribution bien spécifiée suivant la hauteur.

2.9.1. Définition du comportement non-linéaire des poteaux et des poutres

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

Des rotules de type moment (M_2 et M_3), cisaillement (V_2 et V_3), effort normal (P), torsion (T), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte l'interaction effort normal -moment (PMM).

Poutres des rotules plastiques avec des lois de comportement définies par défaut par le logiciel comme suit

Poteaux rotules de flexion (de type P- M_2 - M_3).

Poutres rotules de flexion (de type M_3).

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites du règlement Américain FEMA356 [15].

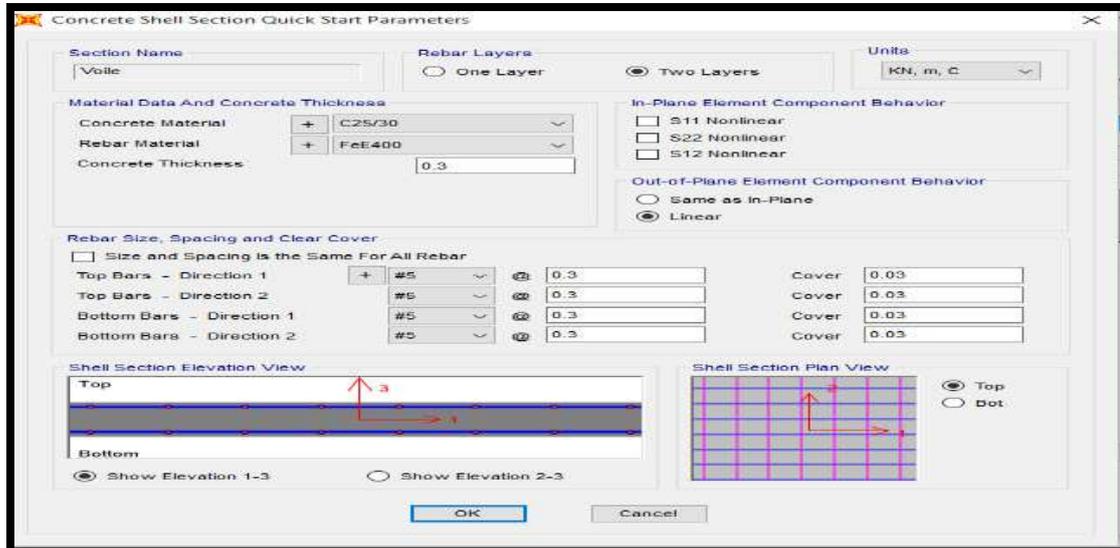
2.9.2. Définition du comportement non-linéaire des voiles

Le comportement peut être défini en utilisant des rotules définies par l'utilisateur. Le SAP2000 permet d'attribuer les rotules seulement aux éléments frames, et les propriétés des rotules peuvent être attribuées à n'importe quel endroit le long de l'élément. Dans cette version le SAP fournit un élément non linéaire (shell-layered / nonlinear) cet élément permet de modéliser le comportement non linéaire sans que les rotules soient attribuées. Afin d'employer les fonctions fournies par le SAP2000 dans cette étude

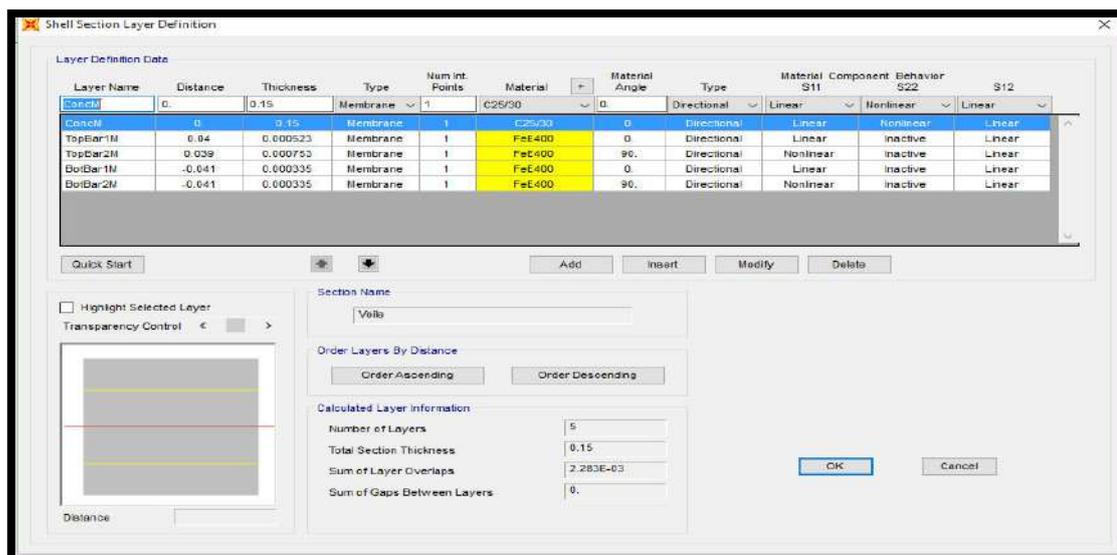
Le mur voile en béton armé est traité comme étant un poteau large et plat. Et la modélisation d'un mur voile en béton armé comme poteau large et plat (éléments frame) non seulement peut considérer les armatures exactement, mais également peut assigner les rotules des murs voiles selon son comportement plastique. Dans la méthode actuelle, le cisaillement principal (V2) est adopté comme le type de rotule plastique de murs voiles en béton armé.

le mur voile est défini en utilisant l'option shell-layered / nonlinear. Sans que les rotules soient attribuées. Les résultats seront comparés.

2.9.3. La méthode intégrée dans le SAP 2000



(a)



(b)

Figure IV 7 {(a) et (b)} boîte de dialogue des données d'analyse Pushover avec SAP 2000 (modélisation des murs voiles par la méthode intégrée).

Dans cette méthode le mur voile sera modélisé par l'élément area section on choisissant l'option (shell-layered/ nonlinear).

2.9.4. Lois de comportement des matériaux béton –acier

L'approche de modélisation adoptée relie directement la réponse non linéaire globale au comportement des matériaux à utiliser. L'accent est mis sur le choix d'un modèle robuste et fiable représentant les lois de comportement définies pour le béton et l'acier.

Il est nécessaire que les relations choisies soient validées par des données expérimentales. [17]

De nombreux modèles numériques de comportement du béton et de l'acier existent dans la littérature, permettant ainsi de mettre en évidence les phénomènes physique et les caractéristiques intervenant lors de la dégradation des matériaux. [17]

Dans cette étude, les modèles d'endommagement retenus sont ; le modèle développé par **Mander** pour le **béton non confiné**, et le modèle **élasto-plastique simplifié** (basé sur la théorie de plasticité) pour l'acier. [18-19]

2.9.5. Modèle de Mander du béton non confiné

Le béton à un comportement complexe difficile à représenter par une seule loi homogène .Cette difficulté est lié notamment à la forte hétérogénéité du béton qui est un matériau composite constitué de granulats de différentes tailles, d'une matrice

cimentaire et de cavité.

Le modèle constitutif développé par Mander a été également retenu dans la modélisation de bâtiment (définition des matériaux) ; Ce permet de simuler efficacement le comportement du béton confiné et non confiné, ordinaire ou à haute résistance à la compression comme à la traction.

- La courbe contrainte –déformation pour le béton non confiné.

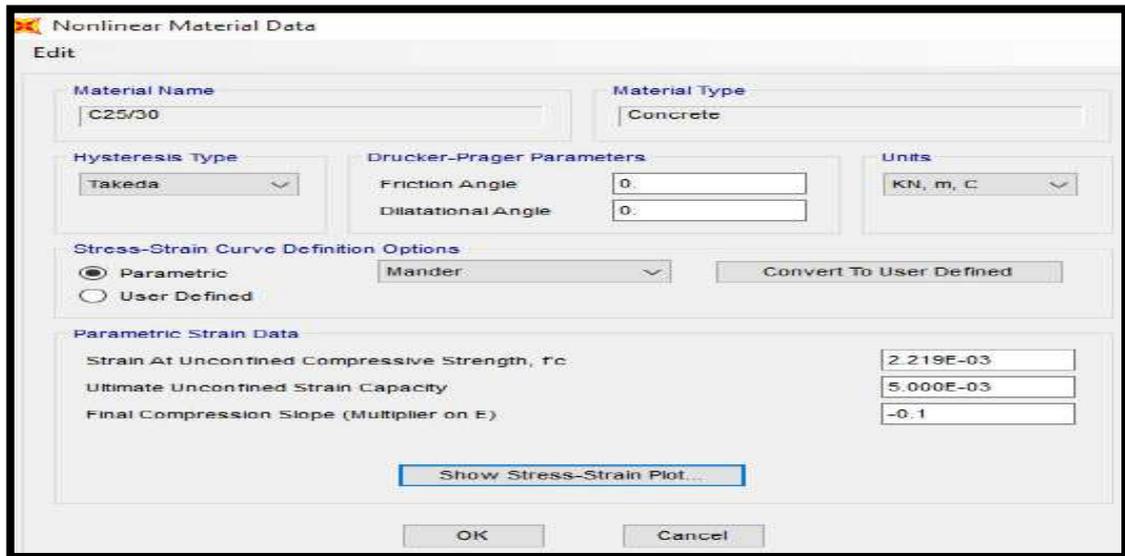


Figure IV 8 Le choix du modèle d'endommagement de béton (SAP2000).

Le comportement du béton en compression, se traduit principalement par une relation contrainte-déformation non linéaire, la figure (IV9) illustre la relation contrainte déformation ($\sigma - \epsilon$) du béton en compression.

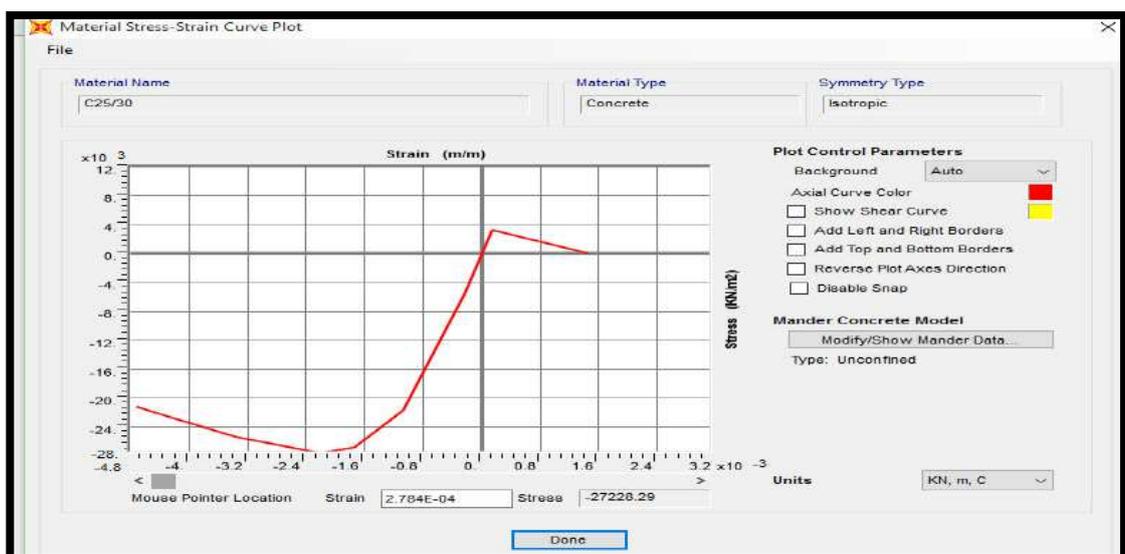


Figure IV 9 La courbe de contrainte déformation ($\zeta - \epsilon$) du béton non confiné

(modèle de Mander donnés par Sap2000)

Le comportement du béton en compression, se traduit principalement par une relation contrainte-déformation non linéaire.

D'après la figure (IV 9) on remarque deux courbes

- **Courbe enveloppe de compression**

On remarque dans cette figure trois phases de comportement

- Une branche ascendante presque linéaire jusqu'à 40 % de sa résistance en compression.
- En dépassant ce point, on observe que l'allure générale de la courbe tend à se courber graduellement, traduisant une perte de rigidité, jusqu'à une augmentation plus rapide des déformations.
- Au-delà, la courbe présente un pic présentant un point d'inflexion, suivi d'une branche descendante post-pic correspondant à un comportement adoucissant

Une fois que le béton perd sa rigidité et se détériore complètement, la contrainte devienne alors nulle.

La courbe de compression, est définie par le module initial E_c , les coordonnées au pic (ϵ'_c , F'_c), telle que

E_c Module d'élasticité du béton (module d'young initial ; $E = 32164.200$ Mpa).

$F'_c = f_{c28} = 25$ Mpa La contrainte résistance à la compression du béton.

ϵ'_c La déformation du béton due à la contrainte de compression maximal.

- **Courbe enveloppe de traction**

Pour la courbe contrainte –déformation du béton en traction, on peut distinguer deux phases importants du comportement

- Dans une première phase, le comportement est quasiment élastique linéaire avec une légère perte de raideur juste d'atteindre le pic.
- Une deuxième phase (phase adoucissement est caractérisée par une chute presque brutale de contrainte.

2.9.6. *Modèle de l'acier*

Contrairement au béton, le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression. La courbe fig (IV 11) montre l'allure du comportement de l'acier

soumis.

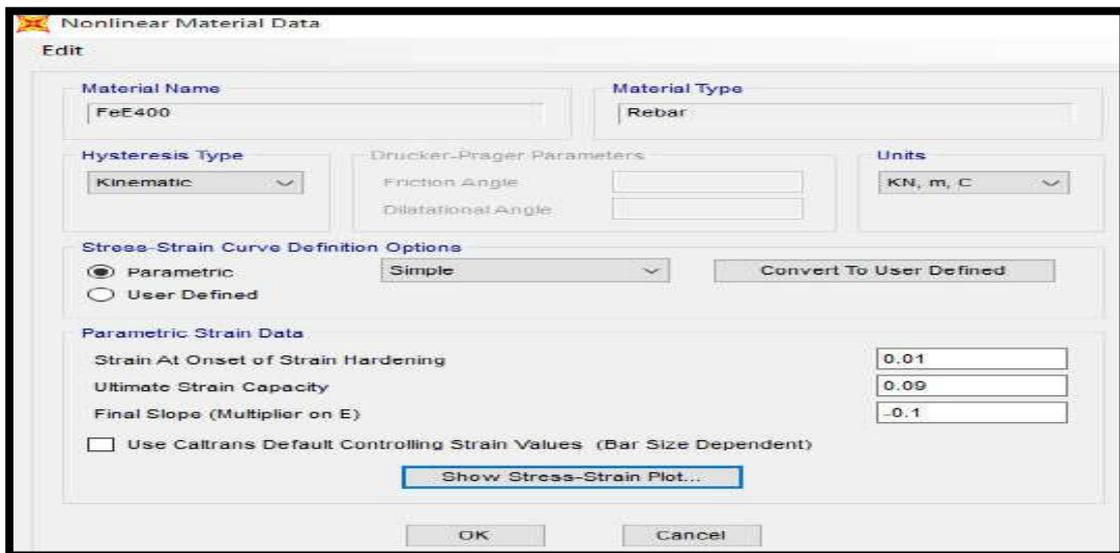


Figure IV 10 : Le choix du modèle d'endommagement d'acier (SAP2000).

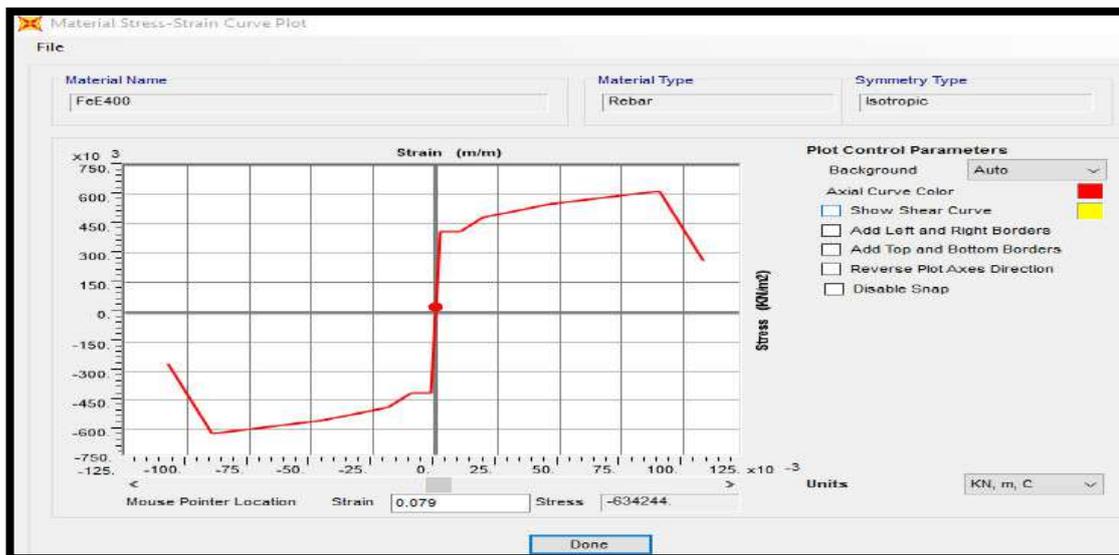


Figure IV 11 La courbe de contrainte déformation (ζ - ε) du acier (modèle simplifié donnés par Sap2000).

2.9.7. Niveaux de dommages

Le règlement FEMA 356 [15] définit les points (IO, LS, CP) afin de décrire l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique comme il est montré

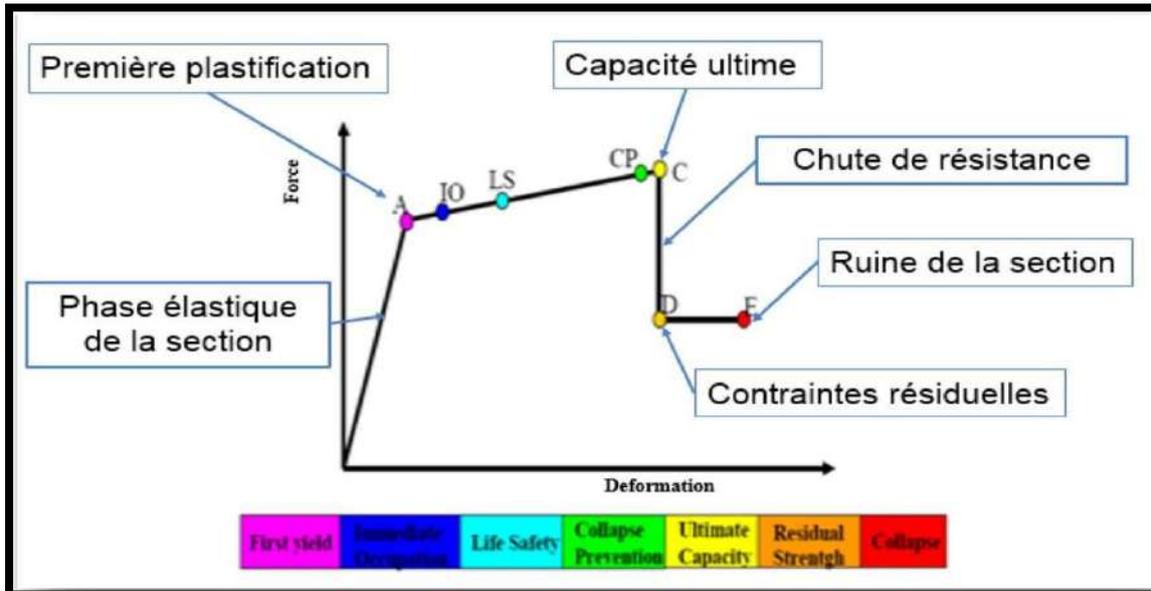


Figure IV.12 Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages

A Représente la 1^{ère} plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C Représente la capacité ultime de l'analyse Pushover.

D Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels adoptés par les codes de calcul pour l'appréciation de l'analyse non-linéaire statique sont

- Au niveau **IO (Immediate Occupancy)** les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.
- Au niveau **LS (Life Safety)** la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- Au niveau **CP (Collapse Prévention)** la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Les déformations (IO, LS, CP) définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain FEMA 356 [15].

2.9.8. Introduction des rotules plastiques

La première étape de l'analyse Pushover consiste à définir les types de rotules plastiques que ce soit pour les poteaux ($P-M_2-M_3$) ou pour les poutres (M_3).

Pour ce qui est des poteaux, on introduit des rotules de type « Default $P-M_2-M_3$ » qui tiennent compte de l'interaction (effort normal-moment). [20].

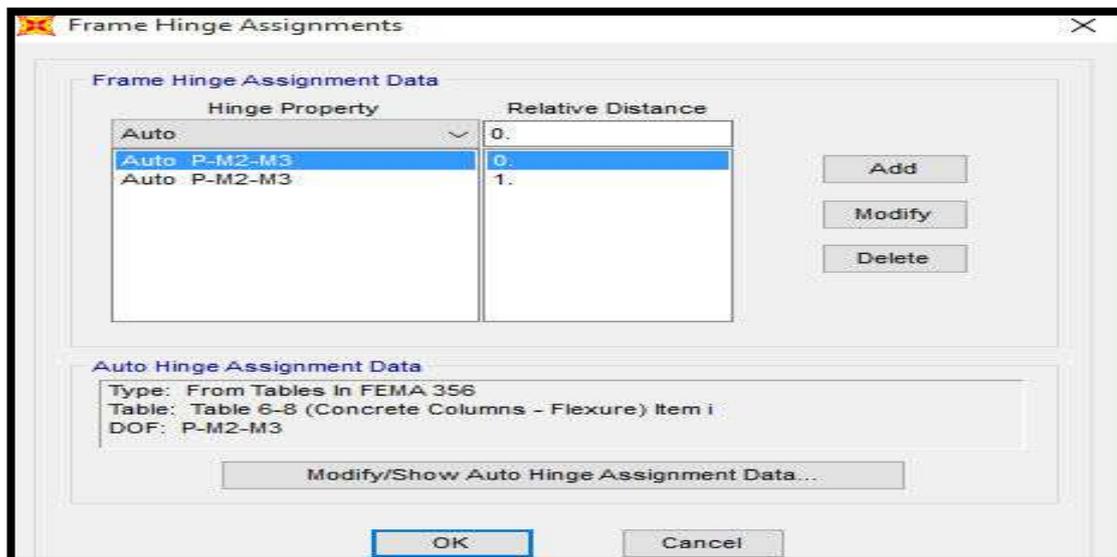


Figure IV.14 Introduction des rotules plastiques des poteaux.

Les rotules de flexion « Default M_3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit

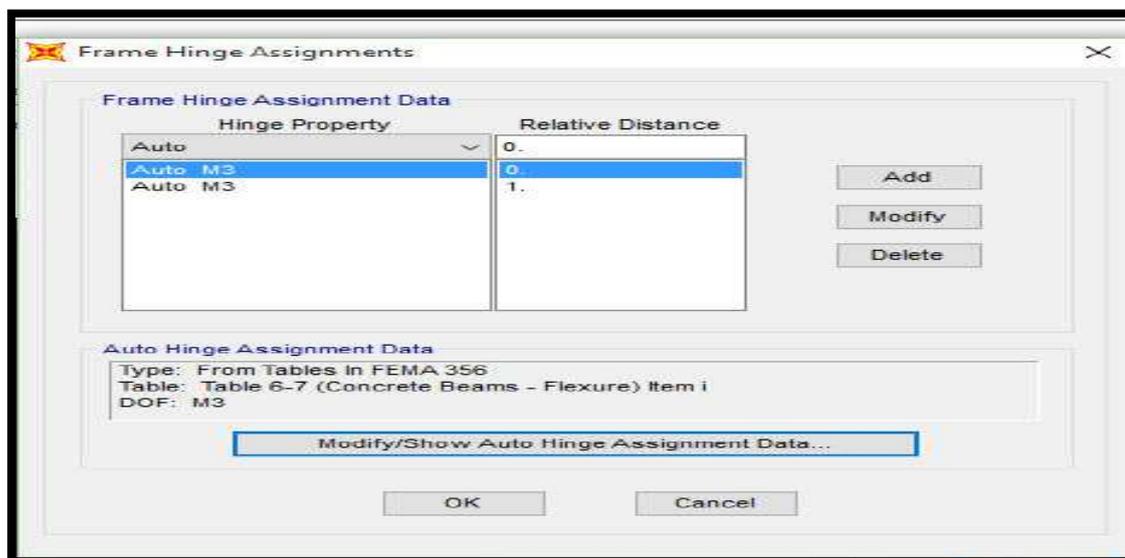


Figure IV.15 Introduction des rotules plastiques des poutres.

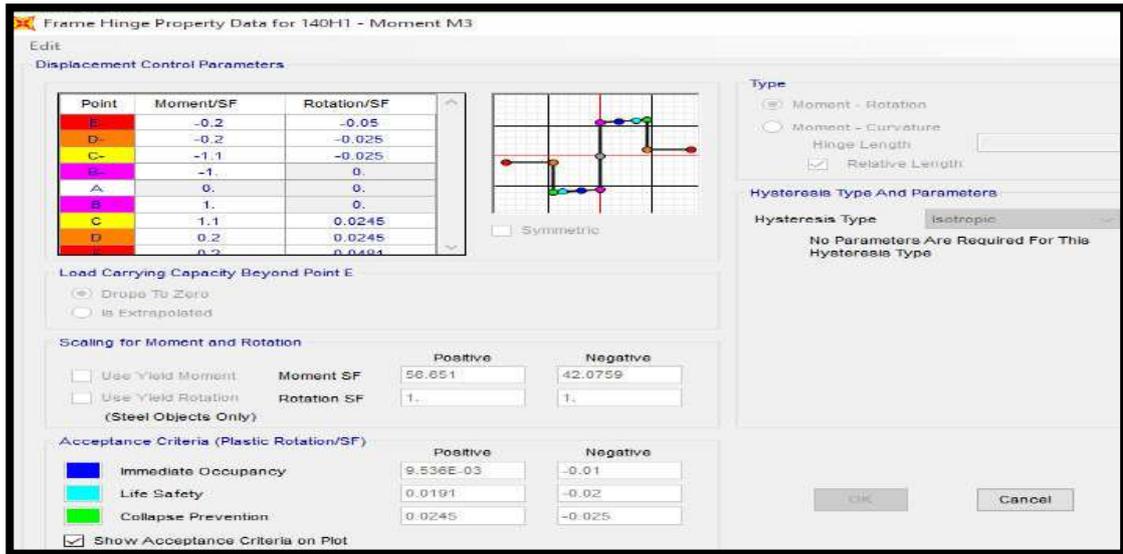


Figure IV.16 Les propriétés de la rotule plastique M3 (flexion).

Ensuite on définit les paramètres des rotules plastiques dans les poteaux et les poutres.

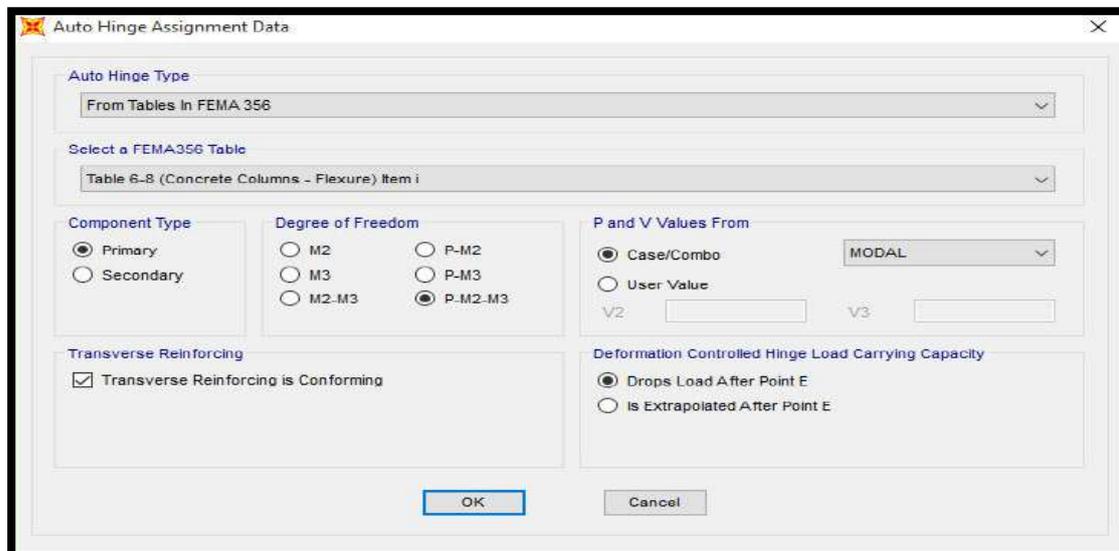


Figure IV.17 Paramètres des rotules plastiques des poteaux.

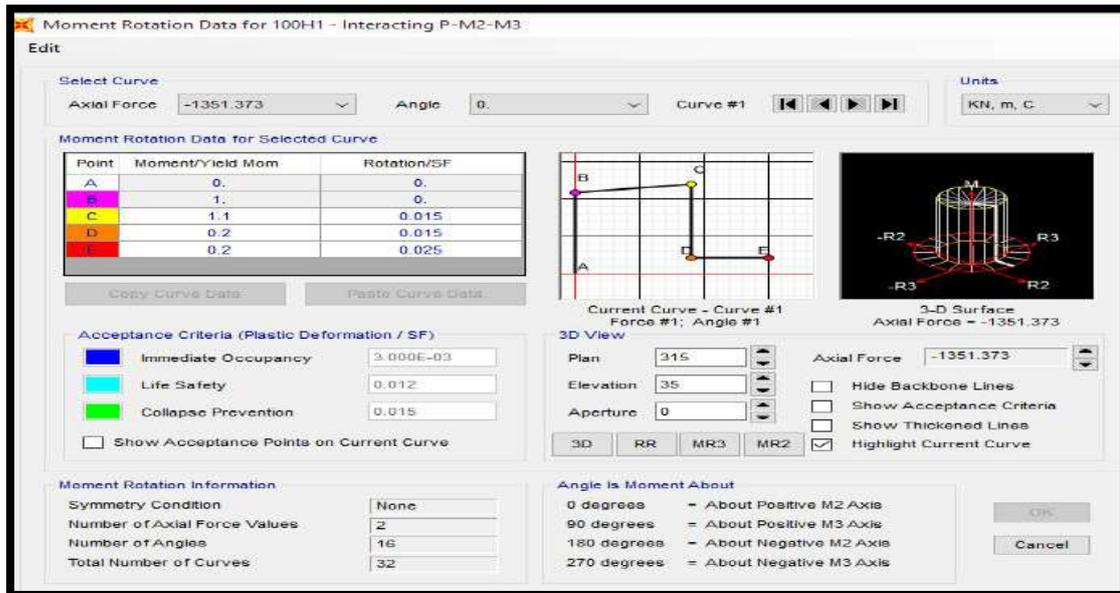


Figure IV.18 : Les propriétés de la rotule plastique P-M2-M3.

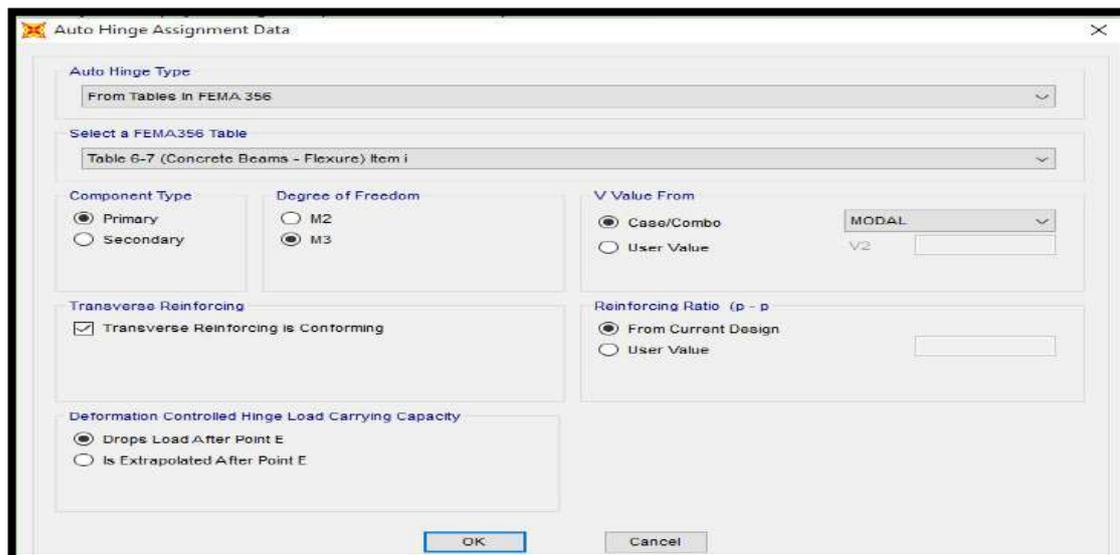


Figure IV.19 : Paramètres des rotules plastiques des poutres.

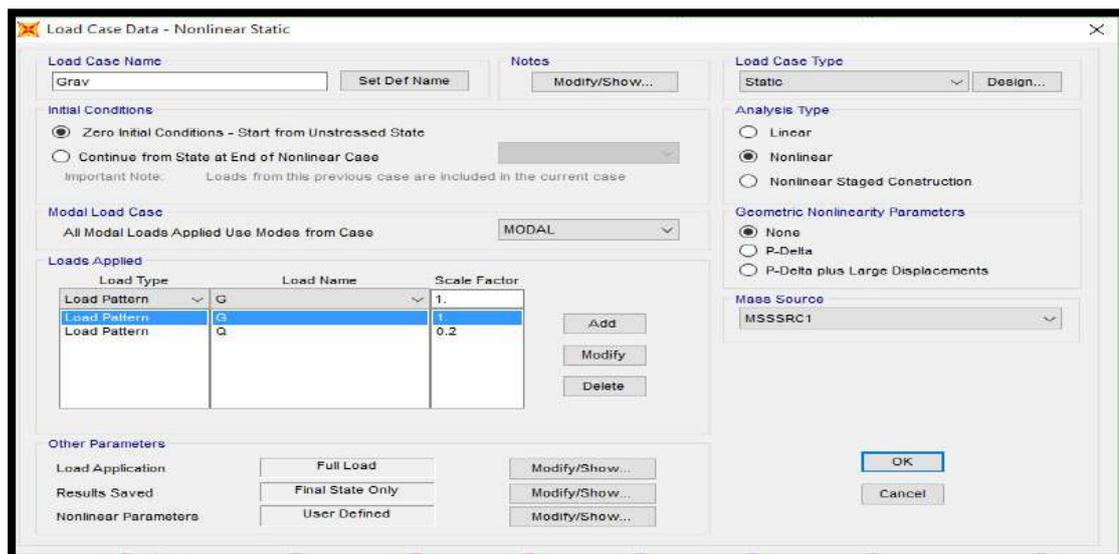
Après avoir défini le comportement non-linéaire (introduction des rotules plastiques) des éléments de la structure (poteaux et poutres), on passe à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse Pushover.

2.9.9. Définition du chargement de l'analyse Pushover

L'analyse Pushover est exécutée en appliquant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de la structure, qui croissent de façon monotone de zéro jusqu'à l'état ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse.

2.9.9.1. Définition de l'analyse sous charges gravitaires

Dans cette étape il convient d'appliquer l'ensemble des charges gravitaires. On choisira une application en deux étapes. La création d'un cas Pushover pour les charges gravitaires est indispensable pour la définition des deux autres cas. En effet, ces derniers utilisent comme base de départ les résultats finaux du premier. Par charge gravitaire, on entend l'ensemble des charges présentes sur la structure (poids propre, surcharges, charges utiles...).



surcharges, charges utiles...).

Figure IV.20 Définition de la charge gravitaire dans l'analyse Pushover.

L'analyse sera effectuée en mode « Force Contrôlée » le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA 99 version 2003 [1] ($G + 0.2Q$).

2.9.9.2. Définition de l'analyse sous charges horizontales

Nous avons deux charges horizontales suivant le sens (X) et le sens (Y).

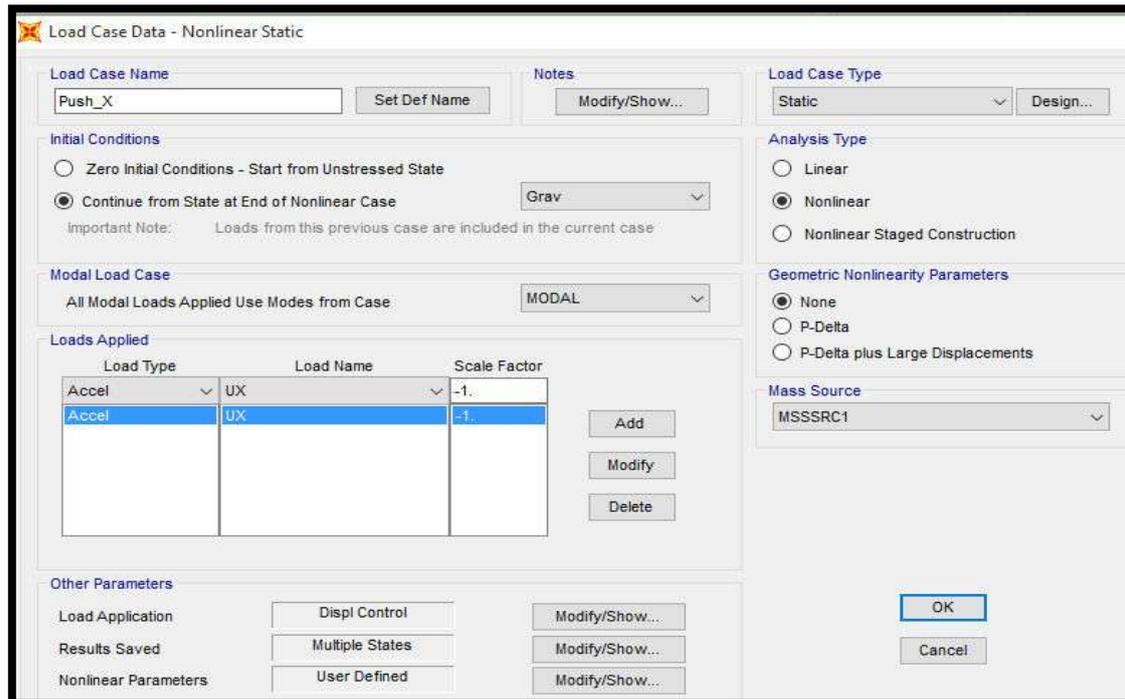


Figure IV.21 : Définition du chargement de l'analyse Pushover (Sens (X)).

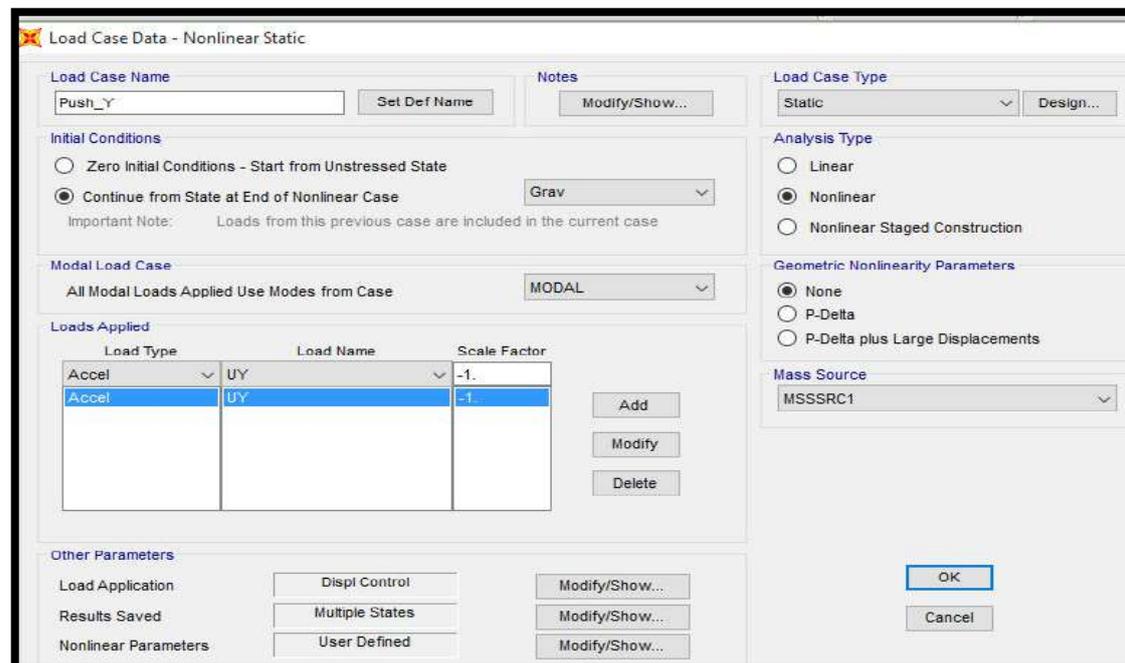


Figure IV.22 Définition du chargement de l'analyse Pushover (Sens (Y)).

L'analyse est effectuée en mode « Déplacement Contrôle », le nœud de contrôle est définie dans la case « Monitor », le déplacement cible est définie par défaut dans le logiciel SAP2000V18 en fonction de la hauteur de la structure $D_{cible} = h / 250$.

Quand le chargement Pushover sera déterminé à partir des charges définies, nous en choisissons le mode de vibration qui mobilise la plus grande masse sismique dans la

direction (X) ou (Y).

2.9.10. Résultats de l'analyse statique non-linéaire (Pushover)

IV.1.1 Extraction de la courbe de capacité

Après l'analyse Pushover, nous avons obtenu les courbes de capacité représentées sur les figures IV.23, IV.24



Figure IV.23 Courbe de capacité (sens X).

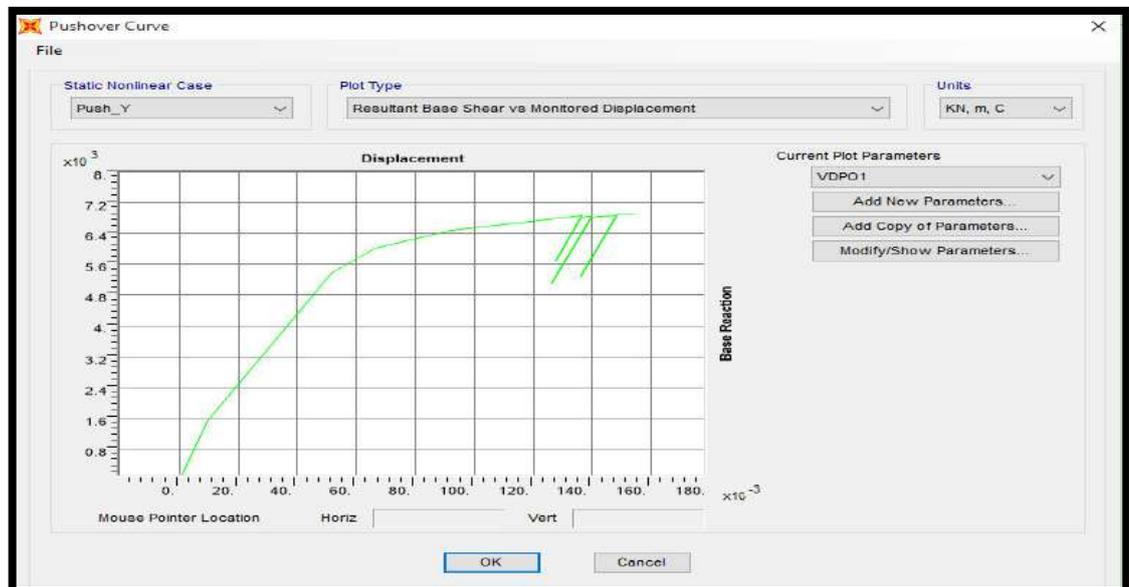


Figure IV.24 Courbe de capacité (sens-Y).

➤ Sous Push X

Un état élastique limite correspondant au point 1, ou on a une résistance limite de

$V_x = 2067.522 \text{ KN}$ et un déplacement limite $d_x = 1.2139 \text{ cm}$ et une raideur latérale initiale

1. $K_0 = 170320.61 \text{ KN/m}$.

Un état limite ultime correspondant au point 2, ou on a une résistance ultime

$V_u = 7099.284 \text{ KN}$ et un déplacement maximum $d_u = 1.45612 \text{ cm}$.

➤ Sous Push Y

Un état élastique limite correspondant au point 1, ou on a une résistance limite de

$V_y = 1508.743 \text{ KN}$ et un déplacement limite $d_y = 0.9388 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm}$ et une raideur latéralinitiale $K_0 = 160709.73 \text{ KN/m}$.

Un état limite ultime correspondant au point 2, ou on a une résistance ultime $V_u = 6788.5 \text{ KN}$ et un déplacement maximum $d_u = 1.35967 \text{ cm}$.

IV.1.2 Développement des rotules plastiques

L'emplacement des rotules plastique dans le bâtiment existant est illustré sur les figures IV.25, IV.26, IV.27 et IV.28

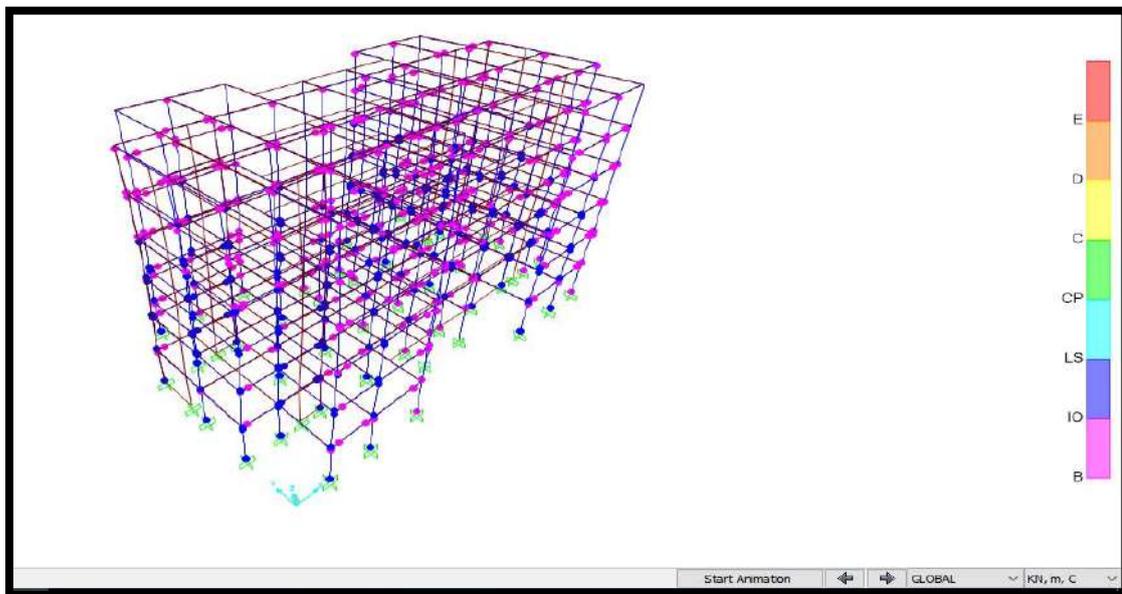


Figure IV.25 Formation des rotules plastiques sens X step 10 (vue en 3D).

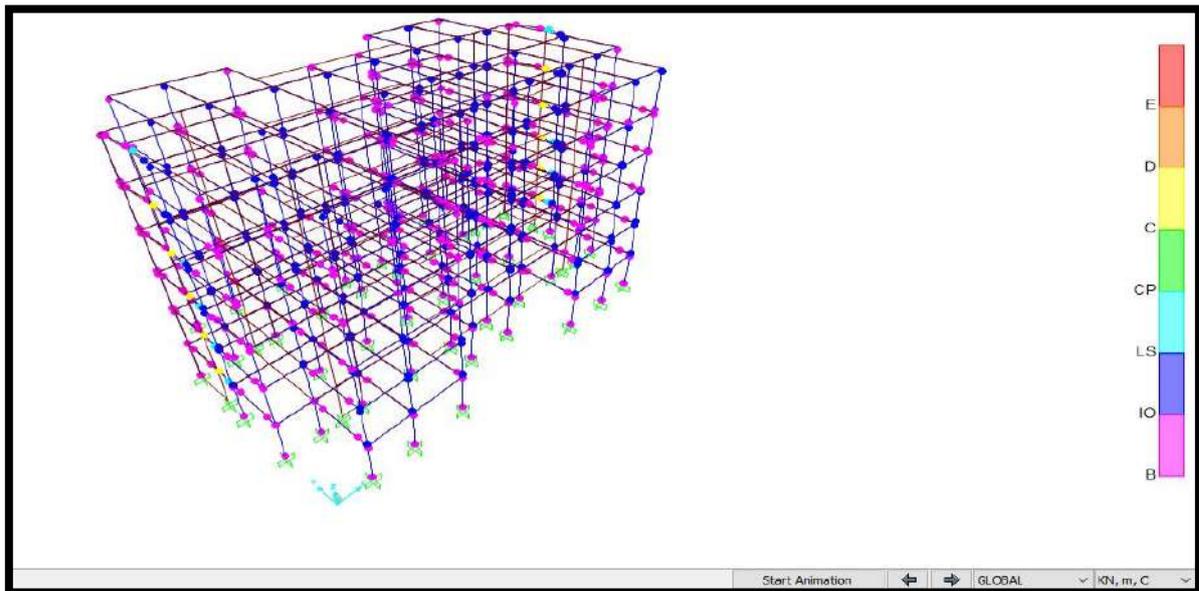


Figure IV.26 Formation des rotules plastiques sens Y step 28 (vue en 3D).

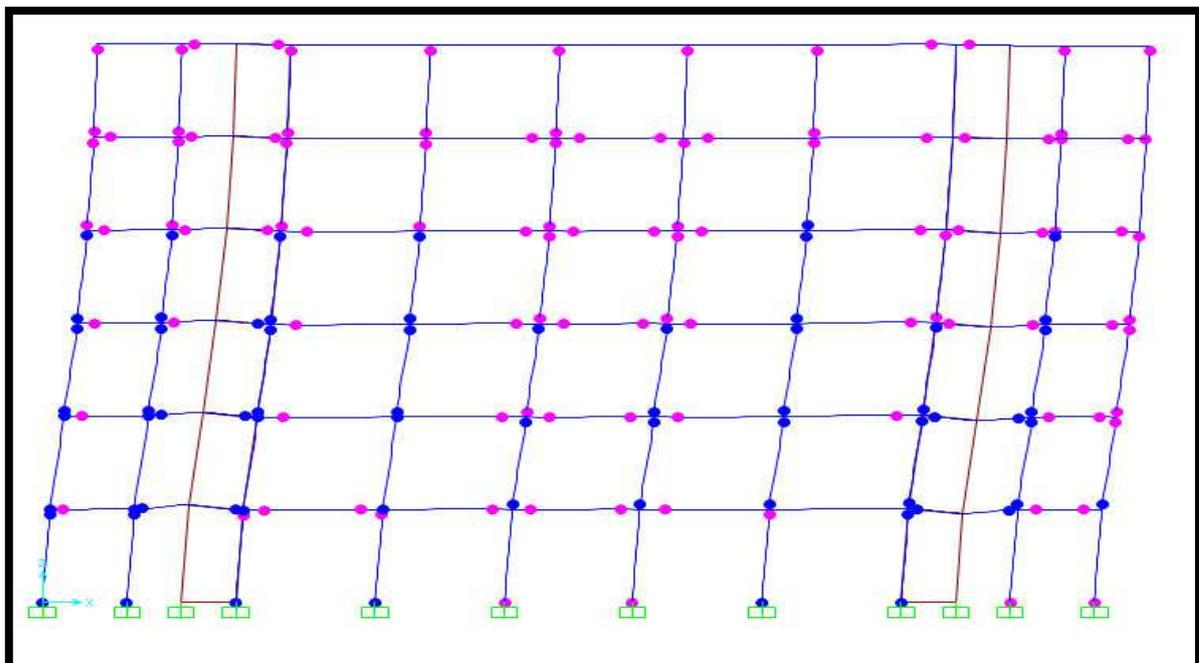


Figure IV.27 Formation des rotules plastiques step 10 (sens X).

D'après la figure, la formation des rotules plastiques a lieu dans les poutres et les poteaux comme suit :

- Des rotules plastiques modérées de type **(B.IO)**.

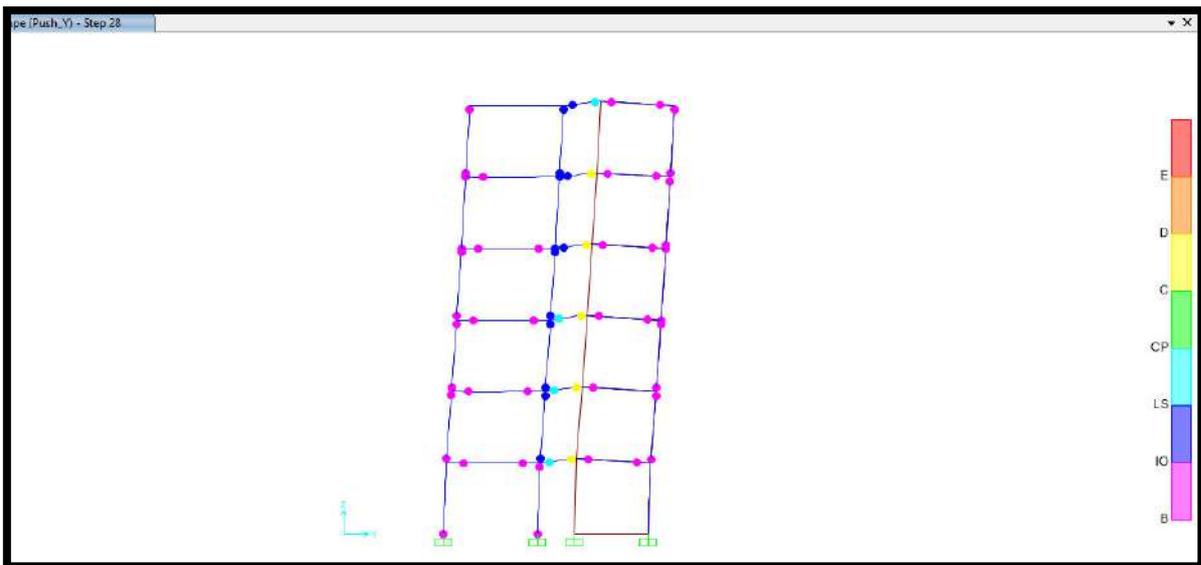


Figure IV.28 Formation des rotules plastiques step 28 (sens-Y).

D'après l'analyse suivant le sens (y), on remarque qu'il y a apparition des rotules de type **(B. IO. LS. C)** au niveau des poutres qui causent un grand dommage à propos des niveaux RDC et **1, 2, 3**.

Au niveau du 4^{ème} étage, nous avons constatés la formation des rotules au niveau des poutres de type **(B.IO.C)**.

Au niveau du 5^{ème} étage, nous constatons la formation des rotules plastiques de type **(B.IO.LS)**.

Enfin, les rotules formées aux niveaux des poteaux sont de type **(B.IO)**.

2.10. Commentaire

Après application de la méthode Pushover, nous constatons que le bâtiment étudié est considéré comme étant non vulnérable, il y a un manque de résistance par rapport à la demande sismique.

Cela est justifier que dans le sens (Y) il y a un changement du point de vue résistance et rigidité pour le bâtiment par rapport à l'autre sens.

Concernant la formation des rotules plastiques, nous avons constaté que le mécanisme développé est un mécanisme mixte puisque les rotules se sont formé simultanément aux extrémités des poteaux et des poutres.

Concernant les niveaux d'endommagement, nous avons remarqué que les rotules formés dans les poteaux et les poutres sont de type **(B-IO-LS et C)**.

Aux niveaux des étages supérieurs, les rotules développées sont au stade **(B)** ; Concernant les étages intermédiaires, les rotules développées sont de type **(B, IO, LS et C)** ;

Alors, qu'au niveau des poutres l'endommagement est plus significatif puisque les rotules formées à ces niveaux sont dangereuses, elles sont de type **(LS-C)**.

IV.2 Détermination du point de performance par l'utilisation des spectres de réponse algériens

C'est le point d'intersection des courbes de capacité (dédites des courbes efforts tranchant a la base-déplacement au sommet) et de demande, avec cette intersection on peut savoir si le mécanisme de ruine choisi est dépassé ou non. En d'autres termes si la structure est capable de satisfaire la demande sismique imposée par le spectre de réponse (sous format ADRS).

Le spectre de réponse utilise pour la représentation de la courbe de demande sismique est basé sur le spectre de reponse de conception élastique algérien RPA 99 V 2003, pour le calcul du point de performance des modèles on va utiliser la méthode de spectre de capacité, le programme SAP 2000 transforme la courbe de capacité au format ADRS par la transformation de l'effort tranchant a la base a une accélération spectrale et le déplacement a un déplacement spectral, le SAP 2000 nous permet d'avoir les résultats directement on introduisant notre spectre de réponse.

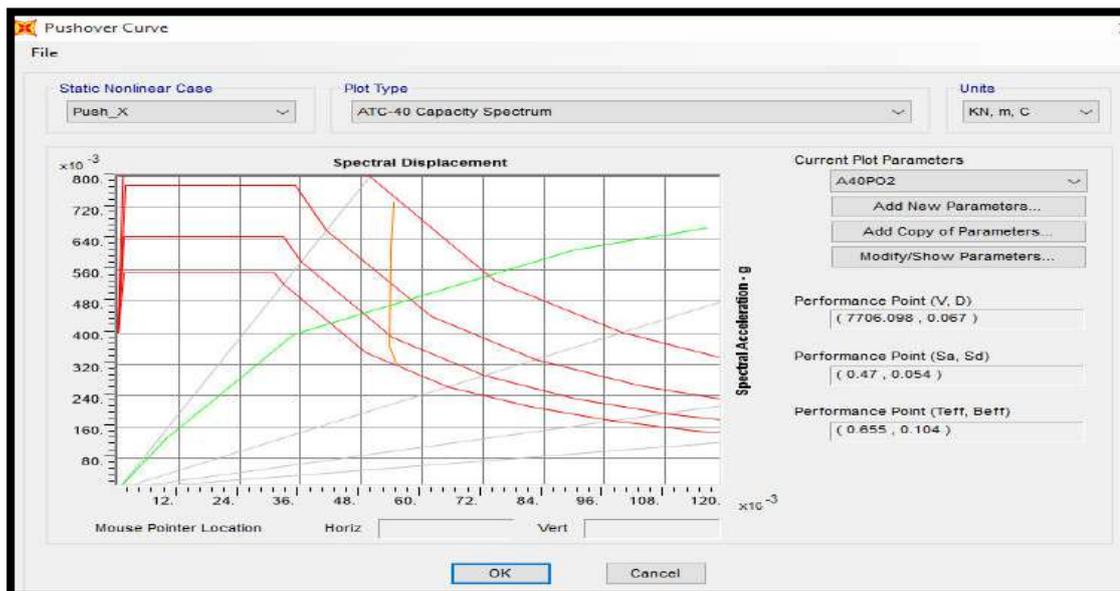


Figure IV.29 Détermination du point de performance sens X.

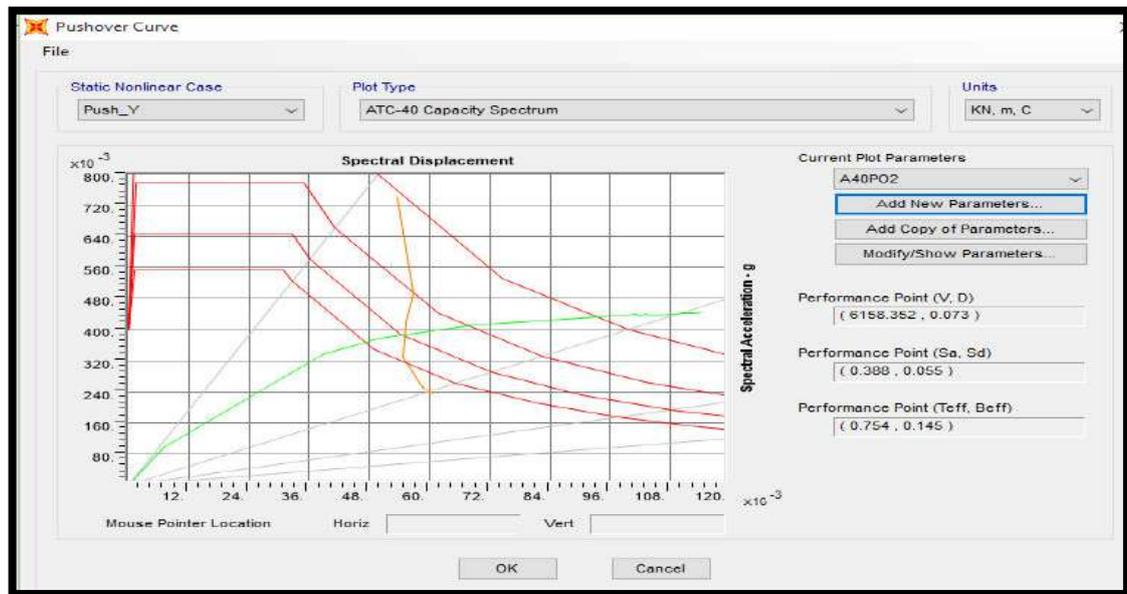


Figure IV.30 Détermination du point de performance sens Y.

Le point de performance de la structure est obtenu comme suit (ATC 40)

➤ **Dans le sens X**

$$V_p \{ S_a \cdot M \cdot \alpha_1 \{ 7706.098KN$$

$$D_p \{ S_d \cdot \alpha_1 \{ 6.7cm$$

➤ **Dans le sens Y**

$$V_p \{ S_a \cdot M \cdot \alpha_1 \{ 6158.352KN$$

$$D_p \{ S_d \cdot \alpha_1 \{ 7.3cm$$

1. Avec

S_a Accélération spectrale système 1DDL.

M Masse totale de la structure.

α₁ Pourcentage de masse sismique mobilisée.

S_d Déplacement spectral système 1 DDL.

Γ Facteur de participation modale.

Ø₁ Amplitude du mode de vibration au sommet.

3. Déplacements absolus

Les déplacements absolus pour le cas étudié sont représentés ci-dessous dans le tableau IV.2

1. **Tableau IV.2** Les déplacements absolus pour le cas étudié.

Niveau	Déplacement absolu X(m)	Déplacement absolu Y(m)
RDC	0.002	0.003
1	0.005	0.006
2	0.007	0.009
3	0.010	0.013
4	0.012	0.016
5	0.014	0.019

La figure IV.31 illustre les déplacements absolus de chaque niveau

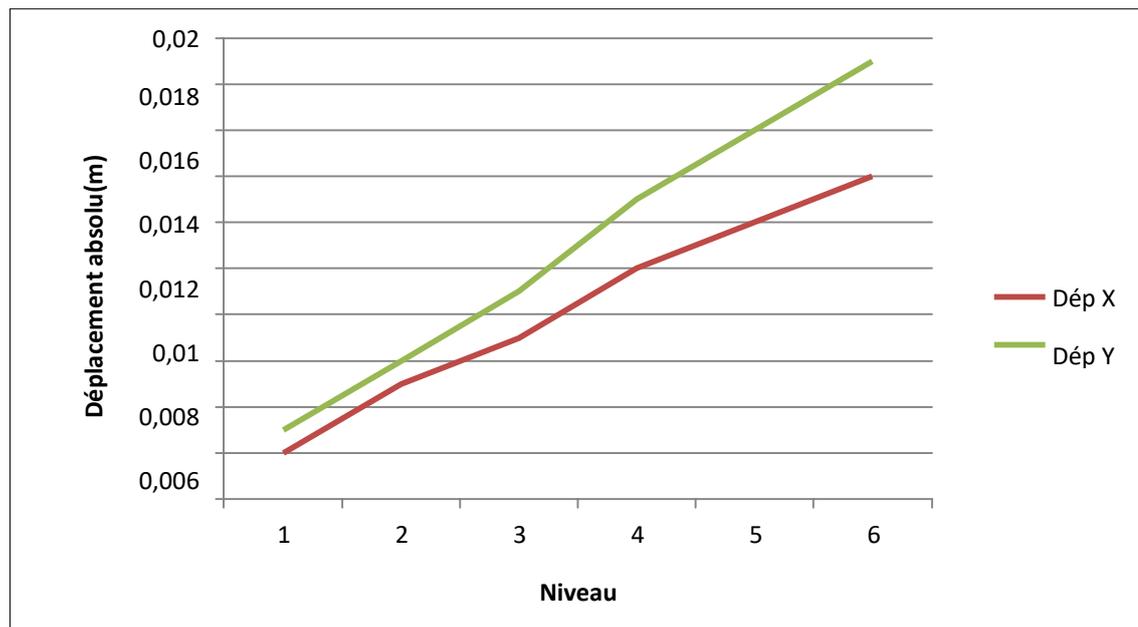


Figure IV.31 Déplacements absolus pour le cas étudié.

3.2. Commentaires

Suite aux résultats trouvés, on peut conclure ce qui suit

- La bonne disposition des voiles dans le bâtiment fait diminuer considérablement les déplacements ;

4. Déplacements inter-étages

Le déplacement inter-étages est donné par la formule suivante

$$\delta = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_e} * 100 \text{(IV.1)}$$

Avec

δ_i Déplacement du niveau « i ».

δ_{i-1} Déplacement du niveau « i-1 ».

h_e Hauteur d'étage.

Le tableau suivant représente le paramètre utilisé pour contrôler le niveau d'endommagement [15]

Tableau IV.3 Paramètre d'endommagement. [15]

Niveaux de performance	Pourcentage du déplacement inter-étage
Complètement opérationnel	< 0.2
Opérationnel	< 0.5
Dommages réparables	< 1.5
Proche de ruine	< 2.5
Ruine	> 2.5

Les résultats des déplacements inter-étages pour le cas étudié sont représentés ci-dessous dans le tableau IV.4

Tableau IV.4 Valeurs des déplacements inter-étages des cas étudiés.

Niveau	δ (m)
5	0.036
4	0.019
3	0.019
2	0.017
1	0.012
RDC	0.004

D'après le tableau en se référant aux paramètres d'endommagement, on observe que le 1^{ère} étage du bâtiment existant est opérationnel. Cela est dû au fait que son déplacement est de l'ordre de 0.26 % soit un pourcentage inférieur à (< 0.5%).

Par conséquent, on y assistera à un nouveau de dommage réparable sont déplacement est de l'ordre de 0.55% est inférieur à ($< 1.5\%$), au niveau du 5^{ème} étage. On peut constater pour les niveaux du 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage un pourcentage de (0.16, 0.07 et 0 %) consécutive est inférieur à ($< 0.2\%$) ce qui représente des dommages complètement opérationnel.

5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué dans une première partie une modélisation linéaire élastique à l'aide du logiciel SAP2000 d'un bâtiment existant en béton armé à usage d'habitation en (R+5), implanté à Saida (classé en zone I selon le RPA99 version 2003), ce qui nous a mené à déterminer les modes de vibrations (les périodes) et les efforts tranchants à la base.

Dans la deuxième partie nous avons appliqué la méthode Pushover qui est basée sur un calcul statique non linéaire.

Cette méthode est capable d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments existants et récents.

Le bâtiment étudié est considéré comme étant non vulnérable pour les raisons suivantes :

- ✓ La capacité de résistance de ce bâtiment est nettement inférieure à la demande sismique dans le sens (Y) ;
- ✓ Le niveau d'endommagement pour certains éléments notamment les poutres est important (de type LS et C).

L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes et la possibilité de modifier la loi de comportement des éléments porteurs de la structure.

Conclusion Générale

Conclusions générales

L'objectif principal de cette étude était d'appliquer l'analyse statique non linéaire par poussée progressive (Pushover) pour évaluer la performance sismique d'une structure existante située à Mostaganem.

Voici les principales conclusions tirées de l'ensemble des analyses effectuées

L'étude a montré que la structure existante n'est pas vulnérable, principalement grâce à la présence d'un nombre important de voiles de contreventement et au surdimensionnement des portiques ;

Cette étude souligne la nécessité de vérifier le degré de vulnérabilité sismique des structures en vue d'opérations de renforcement ;

Les méthodes linéaires élastiques classiques ne permettent pas de représenter fidèlement le comportement réel des structures. Pour une meilleure prévision de la demande sismique et de la capacité des structures, il est nécessaire d'utiliser des méthodes de calcul qui prennent en compte le domaine post-élastique des structures pour une prévention précise des demandes sismiques ;

Les procédures d'analyse statique non linéaire permettent de prédire correctement les aspects essentiels du comportement dynamique lors d'un futur séisme. L'analyse Pushover fournit une idée du processus d'endommagement, permettant ainsi de déterminer les zones critiques ;

Le degré de fragilité augmente avec l'intensité sismique. Les résultats ont été obtenus en utilisant les méthodes proposées par FEMA356 et ATC40.

Références Bibliographique

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- 1 RPA99 (2003), "Règles Parasismiques Algériennes, Version 2003", Document technique réglementaire, DTR B C 2 48, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger.
- 2 Abdelkrim Kadid (2011), "Méthodes d'Analyse Sismique"- JEACP, Journée d'étude Université Biskra 2011.
- 3 ATC, «ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings », applied Technology Council, 1996.
- 4 Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273.
OUERBAH.A, HAMOUCHE.S, SEGHIR.A, TAHAKOUR.A, Analyse Pushover d'une structure auto stable (R+8), "SICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique, Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26–27 octobre 2010.
- 5 AIT RAMDANE IDIR, Comportement sismique d'ossature en portiques en béton armée en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques, Université mouloud Mammeri de Tizi- Ouzou, 2013/2014.
- 6 ANKIK DJAMEL, Incidence des périodes fondamentales proposées par les règlements parasismiques sur la performance sismique des bâtiments, mémoire de magister, Université mouloud Mammeri de Tizi- Ouzou, 2012/2013.
- 7 LAFI DJAMEL EDDIN, Evaluation de la capacité portante des structures par la méthode Pushover, Université Hadj Lakhdar–Batna, 2001/2002.
- 8 ABED MOHAMED, Analyse non linéaire d'optimisation des voiles dans une structure, Université IBN KHALDOUN DE TIARET, 2013/2014.
- 9 MOHAMED MAZIANI HAKIM, Effet de la variation de la rigidité sur le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé, Université IBN KHALDOUN DE TIARET, 2014/2015.
- 10 RABAH ASMA, MAHMOUDI KAOUTAR, Analyse de l'influence du dimensionnement des portiques (poteaux / poutres) sur les niveaux d'endommagement des bâtiments en béton armé construite dans une zone a forte sismicité, Université IBN KHALDOUN DE TIARET, 2014/2015.
- 11 H. Krawinkler, Pushover analysis why, how, when, and when not to use it, structural engineers association of California, 17-36.
- 12 W. DJALIL AMADEUS, Consulte renforcement des bâtiments analyse Pushover, Association Française du Génie Parasismique, 2013/2014.
- 13 Euro-code 8 (2004) calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- 14 FEMA 356, "Pre-standard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.USA, November 2000.
- 15 SAP2000, Structural Analysis Program, Copyright 1976- 2016 Computers and structures, Inc., SAP2000 is a registered trademark of CSI.
- 16 Modélisation par macro- éléments du comportement non – linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique, thèse doctorat ; Hemsas Miloud ; spécialité Mécanique et ingénieries ; école doctorale des sciences pour l'ingénieur, université bordeaux1.
- 17 COMPUTERS AND STRUCTURES, INC., BERKELEY, CALIFORNIA JUNE 2008, "TECHNICAL NOTE MATERIAL STRESS-STRAIN CURVES" SAP2000.
- 18 Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park 1984. "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". Journal of Struc-tural Engineering. ASCE. 114(3). 1804-1826.
- 19