

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET**

---



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**  
**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master**

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

MEDDAH Linda

*Sujet du mémoire*

**Evaluation du comportement non linéaire**  
**des bâtiments contreventés par portiques et voiles :**  
**Etude paramétrique**

Mr ABADA G

Président

Mr MIMOUNI M.

Encadrant

Mr. BENYAMINA A. B

Examineur

Mr. KLOUCHE D. I.

Examineur

PROMOTION: 2023/2024



# *R*emerciement

En préambule à cette mémoire, j'adresse ces quelques mots de gratitude envers le Tout-Puissant, le Miséricordieux. Je suis reconnaissant pour Sa générosité et Sa gentillesse.

Remercier dieu qui m'a donnée la volonté, la patience, la santé et la confiance en toutes chose.

Après des années d'études.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers Monsieur MIMOUNI MOHAMED, mon encadreur, pour sa patience, sa disponibilité et surtout pour ses sages conseils qui ont nourri ma réflexion.

Un grand merci pour Mr. ABADA GHANEM et Mr. BENYAMINA ABDELRAHMANE et Mr. KLOUCHE DJEDID IBRAHIM qui ont acceptés de faire partie du jury.

Merci à mes professeurs et enseignants d'être à mes côtés et d'avoir donné le meilleur d'eux-mêmes par la qualité de l'enseignement qu'ils m'ont prodigué, et merci également au Chef de Département de Génie Civil.

Je remercie mes chers parents pour leur générosité et leur compréhension, car ils ont toujours été une source de motivation, d'encouragement et de soutien, ainsi que tous mes frères.

Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à tous mes collègues de Master, ma famille, mes proches et mes amis qui m'ont toujours soutenu et encouragé tout au long de la réalisation de cette mémoire.

Merci à tous.

*Anda*

# *D*édicace

*J*e dédie ce modeste travail :

*A*ux deux être les plus chères au monde : Ma mère et mon père.

Source d'affectation de courage et d'inspiration qui autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour

*A*mes frères : Khaled et Abed et Mohamed Rida.

*A*tous mes amies.

*E*t toute la famille sans exception.

*A*tous mes collègues de GINI CIVILE.

*A*tous mes collègues de l'université.

*Linda*

# Table des matières

- Remerciements .....	
- Dédicace .....	
- Liste des figures.....	
- Liste tableaux.....	
Introduction générale: .....	- 2 -
Problématique et objectif du mémoire : .....	- 2 -
Organisation du mémoire : .....	- 2 -
I.1.    Introduction :.....	- 5 -
I.2.    Définition d'un contreventement :.....	- 5 -
I.3.    Principe : .....	- 5 -
I.4.    Choix du système de contreventement : .....	- 6 -
I.4.1.    Portiques (cadres) en béton armé : .....	- 6 -
I.4.2.    Les refends (voiles) :.....	- 8 -
I.4.3.    Noyaux de Béton Armé .....	- 9 -
I.4.4.    Contreventements triangulés en acier :.....	- 9 -
I.5.    Structures auto stables et structures contreventées : .....	- 11 -
I.6.    Rôle du contreventement .....	- 11 -
I.7.    Disposition des éléments de contreventements :.....	- 12 -
I.8.    Séisme du 21 mai 2003, Boumerdes (Algérie) : .....	- 12 -
I.8.1.    Vulnérabilité sismique des bâtiments en portiques en béton armé : Leçons du Séisme de Boumerdes 2003 : .....	- 13 -
I.8.2.    Comportement des bâtiments en portiques en béton armé : .....	- 14 -
I.9.    Conclusion : .....	- 16 -
II.1.    Introduction :.....	- 18 -
II.2.    Définition de l'analyse Pushover : .....	- 18 -
II.3.    Principe de la méthode : .....	- 19 -
II.4.    Objectifs de la méthode Pushover : .....	- 20 -
II.5.    Avantages et inconvénients de la méthode Pushover :.....	- 21 -
II.5.1.    Avantages de la méthode Pushover : .....	- 21 -
II.5.2.    Inconvénients de la méthode Pushover :.....	- 21 -
II.6.    Domaine d'application : .....	- 21 -
II.7.    Courbe de capacité : .....	- 22 -
II.8.    Niveaux d'endommagement : .....	- 23 -
II.9.    Utilisation des résultats Push over : .....	- 24 -
II.10.    Définition du déplacement cible de la structure : .....	- 24 -
II.11.    Point de performance : .....	- 25 -

II.12.	Formation des rotules Plastiques : .....	- 26 -
II.13.	Conception idéale pour structures non linéaires : .....	- 28 -
II.14.	Conclusion : .....	- 29 -
III.1.	Introduction : .....	- 33 -
III.2.	Présentation de l'ouvrage : .....	- 33 -
III.2.1.	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : .....	- 33 -
III.2.2.	Définition des éléments de l'ouvrage : .....	- 34 -
III.3.	Pré dimensionnement des éléments de la structure : .....	- 36 -
III.3.1.	Pré dimensionnement des planchers : .....	- 36 -
III.3.2.	Pré dimensionnement des voiles : .....	- 37 -
III.4.	Descente de charges des planchers : .....	- 38 -
III.5.	Acrotère : .....	- 39 -
III.6.	Calcul du chargement des portiques : .....	- 40 -
III.6.1.	Sens longitudinal : .....	- 40 -
III.6.2.	Sens transversal : .....	- 41 -
III.7.	Modélisation du bâtiment étudié : .....	- 42 -
III.7.1.	Modélisation linéaire élastique : .....	- 42 -
III.7.2.	Résultats de l'analyse linéaire élastique : .....	- 45 -
III.7.3.	Modélisation non-linéaire (Pushover) : .....	- 47 -
III.7.3.1.	Définition du comportement non linéaire des poutres et des poteaux : .....	- 47 -
III.7.3.2.	Niveaux d'endommagements : .....	- 48 -
III.7.3.3.	Introduction des types de rotules : .....	- 49 -
III.7.3.4.	Définition de l'analyse sous charges gravitaires : .....	- 50 -
III.7.3.5.	Définition de l'analyse push over sous charges horizontales : .....	- 51 -
III.7.3.6.	Résultats de l'analyse Pushover : .....	- 52 -
III.8.	Conclusion : .....	- 54 -
IV.1.	Introduction : .....	- 56 -
IV.2.	Critères de comparaison entre les différentes structures : .....	- 56 -
IV.3.	Les variantes d'étude : .....	- 56 -
IV.3.1.	Ajout de voiles en béton armé : .....	- 56 -
IV.3.1.1.	Définition du comportement non linéaire des voiles : .....	- 57 -
IV.3.1.2.	Niveaux de dommages des rotules de flexion des voiles : .....	- 58 -
IV.3.2.	Variation de la hauteur du bâtiment : .....	- 58 -
IV.4.	Résultats de l'analyse linéaire élastique : .....	- 59 -
IV.4.1.	Périodes propres du bâtiment : .....	- 59 -
IV.4.2.	Efforts sismiques à la base : .....	- 60 -
IV.4.3.	Déplacements inter-étages : .....	- 62 -

IV.5. Résultats de l'analyse non linéaire (Push over) :.....	- 63 -
IV.5.1. Courbes de capacité :.....	- 63 -
IV.5.2. Niveaux d'endommagement :.....	- 66 -
IV.6. Conclusion :.....	- 68 -
Conclusion générale :.....	- 70 -
Bibliographies :.....	- 72 -

---

*Liste des Tableaux*

---

**Chapitre III : Modélisation d'un bâtiment en béton armé (R + 4)**

Tableau III. 1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	33 -
Tableau III. 2 : Charge permanente du plancher terrasse.....	38 -
Tableau III. 3 : Charge permanente des planchers étages courants.....	39 -
Tableau III. 4 : Charge permanente des murs extérieurs.....	39 -
Tableau III. 5 : Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres du bâtiment étudié. ....	45 -
Tableau III. 6 : Modes et périodes propres du bâtiment.....	46 -



---

*Liste des figures*

---

**Chapitre I : Aperçu des systèmes de contreventement**

Figure I. 1 : Bâtiment en portiques en béton armé.....	- 7 -
Figure I. 2 : Déformation plastiques dans les poteaux et dans les poutres [2] .....	- 7 -
Figure I. 3 : Bâtiment à contreventement mixte (portiques/voiles). .....	- 8 -
Figure I. 4 : Mécanisme plastique approprié pour un refend (voile) en béton armé [lest].....	- 9 -
Figure I. 5 : Vue en plan d'un immeuble (Noyau : cage d'ascenseur, cage d'escaliers). .....	- 9 -
Figure I. 6: Contreventement par palée triangulée en X. ....	- 10 -
Figure I. 7 : Bâtiment avec palées triangulées en $\Lambda$ . ....	- 11 -
Figure I. 8 : Région d'Alger – Boumerdes – Dellys. ....	- 13 -
Figure I. 9 : Bâtiment en portiques et maçonnerie [2]. ....	- 14 -
Figure I. 10 : Plastification en tête du poteau.....	- 15 -
Figure I. 11 : Effondrement en mille-feuilles.....	- 15 -
Figure I. 12 : Espacement constant entre cadres du poteau.....	- 15 -
Figure I. 13 : Absence d'armatures transversales dans le nœud.....	- 15 -
Figure I. 14 : Non-respect du principe du poteau fort/poutre faible. ....	- 16 -

**Chapitre II : Vue d'ensemble de la méthode Pushover**

Figure II. 1 : Courbe de capacité. [9]. ....	- 19 -
Figure II. 2 : Caractéristiques force-déplacement de l'oscillateur multiple et de l'oscillateur simple. -	20 -
Figure II. 3 : Exemple de courbe de capacité. ....	- 23 -
Figure II. 4 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [14].....	- 24 -
Figure II. 5 : Représentation graphique de l'état d'endommagement des structures en B.A.....	- 25 -
Figure II. 6 : Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité. [8] .....	- 26 -
Figure II. 7 : Formation des rotules plastiques. ....	- 27 -
Figure II. 8 : Formation des rotules plastiques en tête et pied des poteaux [3]. ....	- 27 -

**Chapitre III : Modélisation d'un bâtiment en béton armé (R + 4)**

Figure III. 1 : Vue en plan du bâtiment. ....	- 34 -
---	--------

Figure III. 2 : Vue en 3D du bâtiment.....	- 34 -
Figure III. 3 : Plancher à corps creux (16+4) cm.....	- 37 -
Figure III. 4 : Schéma de voile. ....	- 38 -
Figure III. 5 : l'acrotère.....	- 40 -
Figure III. 6 : Définition des caractéristiques du béton.....	- 42 -
Figure III. 7 : Définition des caractéristiques de l'acier longitudinal. ....	- 43 -
Figure III. 8 : Définition des caractéristiques de l'acier transversal. ....	- 43 -
Figure III. 9 : Spectre de réponse donné par le RPA99/2003 [9]. ....	- 44 -
Figure III. 10 : Paramètres du spectre de réponse donné par le RPA99/2003 [9]. ....	- 45 -
Figure III. 11 : Modes de vibration. ....	- 46 -
Figure III. 12 : Déplacements inter-étages (sens x). ....	- 47 -
Figure III. 13 : Loi de comportement et niveaux de dommages.....	- 48 -
Figure III. 14 : Introduction des rotules plastiques des poutres.....	- 49 -
Figure III. 15 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	- 50 -
Figure III. 16 : Définition du chargement gravitaire.....	- 50 -
Figure III. 17 : Définition du chargement de l'analyse push over (Sens X). ....	- 51 -
Figure III. 18 : Définition du chargement de l'analyse push over (Sens Y). ....	- 52 -
Figure III. 19 : Courbe de capacité (sens X et Y). ....	- 52 -
Figure III. 20 : Formation des rotules plastiques (sens X). ....	- 53 -
Figure III. 21 : Formation des rotules plastiques (sens Y). ....	- 53 -

## **Chapitre IV Étude paramétrique**

Figure IV. 1 : Bâtiment contreventé par système mixte (portiques/voiles).....	- 57 -
Figure IV. 2 : Modèle « Poteau-Poutre équivalent » [6]. ....	- 58 -
Figure IV. 3 : Loi de comportement (Moment-Rotation) du voile et niveaux de dommages. ....	- 58 -
Figure IV. 4 : Vue en 3D du bâtiment.....	- 59 -
Figure IV. 5 : Périodes propres du bâtiment pour les différentes variantes. ....	- 60 -
Figure IV. 6 : Efforts sismiques à la base du bâtiment.....	- 61 -
Figure IV. 7 : Déplacements inter-étages (m) ....	- 62 -
Figure IV. 8 : Déplacements inter-étages (m) pour les structures en voiles. ....	- 63 -
Figure IV. 9 : Courbe de capacité sens X.....	- 64 -
Figure IV. 10 : Courbe de capacité sens X pour les différentes variantes.....	- 65 -
Figure IV. 11 : Niveaux d'endommagement (sens X) pour les différentes variantes.....	- 66 -

---

*Liste des symboles*

---

<b>BAEL:</b>	Béton Armé aux États Limites.
<b>RPA99/V. 2003 :</b>	Règles Parasismiques Algériennes 99/version2003.
<b>E L U :</b>	État limite ultime.
<b>E L S :</b>	État limite service.
<b>G :</b>	Les charges permanents.
<b>Q :</b>	Les surcharges d'exploitation.
<b>E :</b>	Les charges sismiques
$E_s :$	Le module d'élasticité du l'acier.
$E_b :$	Le module d'élasticité du béton.
$\varepsilon_{bc} :$	Déformation relative de béton.
$E_{ij} :$	Le module de déformation instantanée.
$E_{vj} :$	Le module de déformation différée.
$\nu :$	Coefficient de poisson
<b>E :</b>	Déformation relative transversale ou longitudinale.
$f_{bu} :$	Contrainte ultime de béton en compression.
$\gamma :$	Coefficient partiel de sécurité.
$\tau_u :$	Contrainte ultime du béton au cisaillement.
$\sigma_{bc} :$	Contrainte de service du béton en compression.
$V_u :$	Effort tranchant.
$E_s :$	Module d'élasticité des aciers.
$f_e :$	Contrainte limite élastique.
$\varepsilon_s :$	Déformation (allongement) relative de l'acier.
$f_{cj} :$	Résistance du béton à la compression à "j" jours.
$f_{tj} :$	Résistance du béton à la traction à "j" jours.
$f_{c28} :$	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours donnée en (MPa).
$f_{t28} :$	Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).



## **Résumé**

Ce mémoire étudie le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé de cinq niveaux (R+4), stabilisé par un système mixte (portiques/voiles), situé dans une zone à forte sismicité. Une modélisation linéaire et non linéaire (Pushover) est effectuée en utilisant le logiciel SAP2000V14. Une étude paramétrique est réalisée en tenant compte de l'ajout de voiles à une structure initialement composée uniquement de portiques et la variation de la hauteur du bâtiment.

Les résultats montrent que l'ajout de voiles diminue les périodes de vibration et augmente la rigidité globale de la structure, ce qui réduit les déplacements inter-étages. En variant la hauteur du bâtiment, il est observé que les effets sismiques deviennent plus significatifs, nécessitant des adaptations dans la conception pour maintenir des niveaux de sécurité adéquats.

Dans le domaine non linéaire, des courbes de capacité sont établies pour évaluer la performance et les niveaux d'endommagement de la structure sous différentes sollicitations sismiques. Les résultats indiquent que l'intégration de voiles améliore la capacité de la structure et réduit les niveaux d'endommagement, confirmant l'importance de ces éléments dans les zones sismiques.

**Mots clés :** Béton armé, Voiles, Hauteur du bâtiment, Pushover, SAP2000, Rigidité, Déplacements, Niveaux d'endommagement.

## **Abstract**

This thesis studies the seismic behavior of a five-story reinforced concrete building, stabilized by a mixed system (frames/shear walls), located in a high seismicity zone. Linear and nonlinear modeling (Pushover) is performed using SAP2000V14 software. A parametric study is conducted considering the addition of shear walls to a structure initially composed solely of frames and the variation of the building height.

The results show that adding shear walls decreases the vibration periods and increases the overall stiffness of the structure, which reduces inter-story drifts. By varying the building height, it is observed that seismic effects become more significant, requiring design adaptations to maintain adequate safety levels.

In the nonlinear domain, capacity curves are established to evaluate the performance and damage levels of the structure under different seismic loads. The results indicate that the integration of shear walls improves the structure's capacity and reduces damage levels, confirming the importance of these elements in seismic zones.

**Keywords:** Reinforced concrete, Shear walls, Building height, Pushover, SAP2000, Stiffness, Drifts, Damage levels.


## ملخص

تدرس هذه الأطروحة السلوك الزلزالي لمبنى خرساني مسلح مكون من خمسة مستويات (R+4) ، مثبت بنظام مختلط (بوابات/أشركة)، يقع في منطقة ذات زلزالية عالية. يتم تنفيذ النمذجة الخطية وغير الخطية (Pushover) باستخدام برنامج SAP2000V14. تم إجراء دراسة حدودية مع الأخذ في الاعتبار إضافة الأشركة إلى هيكل يتكون في البداية من أروقة فقط والاختلاف في ارتفاع المبنى.

أظهرت النتائج أن إضافة الأشركة يقلل من فترات الاهتزاز ويزيد من الصلابة الكلية للهيكل، مما يقلل من الإزاحات بين الطوابق. ومن خلال تغيير ارتفاع المبنى، لوحظ أن التأثيرات الزلزالية تصبح أكثر أهمية، مما يتطلب تعديلات في التصميم للحفاظ على مستويات السلامة الكافية.

في المجال غير الخطي، تم إنشاء منحنيات القدرة لتقييم الأداء ومستويات الضرر للهيكل تحت الأحمال الزلزالية المختلفة. وتشير النتائج إلى أن تكامل الأشركة يحسن قدرة الهيكل ويقلل مستويات الضرر، مما يؤكد أهمية هذه العناصر في المناطق الزلزالية.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، الجدران، ارتفاع المبنى، الانحدار، SAP2000، الصلابة، الإزاحات، مستويات الضرر.



## *Introduction générale*





### Généralités :

La sécurité et la durabilité des bâtiments situés dans des zones à forte sismicité constituent des préoccupations majeures dans le domaine de l'ingénierie civile. Les événements sismiques récents ont mis en évidence la vulnérabilité de nombreuses structures et souligné l'importance cruciale de concevoir des bâtiments capables de résister efficacement aux forces sismiques. Dans ce contexte, les systèmes de contreventement mixtes, combinant portiques et voiles, apparaissent comme une solution prometteuse pour améliorer la performance sismique des bâtiments.

Les portiques en béton armé offrent une grande flexibilité architecturale et sont efficaces pour supporter les charges verticales. Cependant, leur résistance aux forces horizontales induites par les séismes peut être limitée, ce qui peut entraîner des déplacements importants et des risques de dommages structurels. En revanche, les voiles en béton armé, bien que moins flexibles, apportent une rigidité latérale significative, réduisant ainsi les déplacements et améliorant la stabilité globale de la structure.

### Problématique et objectif du mémoire :

La problématique de ce mémoire réside dans la compréhension du comportement non linéaire des bâtiments contreventés par des systèmes mixtes, combinant portiques et voiles. Voici quelques questions auxquelles ce travail de modélisation et d'étude paramétrique cherche à répondre:

- Comment le comportement non linéaire des bâtiments contreventés par portiques et voiles peut-il être modélisé et analysé à l'aide de la méthode d'analyse statique non linéaire (méthode Pushover) ?
- Quels sont les impacts de l'ajout de voiles à une structure en portiques sur le comportement global et la résistance aux charges latérales des bâtiments ?
- Comment la variation de la hauteur du bâtiment influence-t-elle la performance et la stabilité des structures contreventées par des systèmes mixtes ?

L'objectif principal de ce mémoire est d'évaluer l'efficacité de ces systèmes mixtes en utilisant des méthodes d'analyse statique non linéaire, notamment la méthode Pushover. En modélisant divers scénarios et en effectuant des études paramétriques, cette recherche vise à identifier les configurations optimales et à fournir des recommandations pour améliorer la sécurité des bâtiments contreventés par des portiques et des voiles sous charges sismiques.

### Organisation du mémoire :

Ce mémoire de fin d'études intitulé "Evaluation du comportement non linéaire des bâtiments contreventés par portiques et voiles : Etude paramétrique" est structuré comme suit :

Le premier chapitre traite d'une recherche bibliographique sur les systèmes de contreventement. Le deuxième chapitre présente un aperçu général de la méthode d'analyse statique non linéaire (Pushover).

La modélisation du bâtiment à étudier est abordée dans le troisième chapitre, où une modélisation linéaire et non linéaire est réalisée à l'aide du logiciel SAP2000 V14.

Le quatrième chapitre propose une étude paramétrique en se concentrant sur deux paramètres spécifiques : l'ajout de voiles à la structure en portiques et la variation de la hauteur du bâtiment. Une analyse comparative des différentes variantes est effectuée pour évaluer l'influence de ces paramètres sur le comportement global du bâtiment étudié.

Enfin, des conclusions générales sont tirées de cette étude.



# **Chapitre I**

---

## **Aperçu des systèmes de contreventement**

**I.1. Introduction :**

Dans le domaine de l'ingénierie structurale, la stabilité et la sécurité des bâtiments et des ouvrages d'art sont primordiales. Les forces naturelles telles que le vent, les séismes et autres charges dynamiques peuvent imposer des contraintes significatives sur les structures, menaçant leur intégrité et leur durabilité. Pour y remédier, les systèmes de contreventement jouent un rôle essentiel. Ces systèmes, par leur conception et leur mise en œuvre, assurent la rigidité latérale des structures, en résistant aux forces horizontales et en transférant ces charges vers les fondations. Ils permettent de réduire les déformations et les vibrations, garantissant ainsi la sécurité et le confort des occupants.

Ce chapitre explore quelques types de contreventement, leurs principes de fonctionnement, ainsi que leurs applications pratiques. Nous aborderons les contreventements en béton armé, en acier, ainsi que les solutions hybrides, en analysant leurs avantages, inconvénients et les critères de choix en fonction des contextes spécifiques.

Enfin, des études de cas et des exemples concrets illustreront les concepts théoriques, permettant de mieux comprendre l'importance des systèmes de contreventement dans la conception et la réalisation de structures résilientes face aux aléas naturels.

**I.2. Définition d'un contreventement :**

Un contreventement est un dispositif structurel utilisé pour renforcer et stabiliser une construction en résistant aux forces latérales, telles que celles générées par le vent, les tremblements de terre, et autres charges horizontales. Il agit en tant que cadre rigide qui transfère ces forces vers les fondations, empêchant ainsi les déformations excessives et les effondrements. Les contreventements peuvent être constitués de divers matériaux comme le béton armé, l'acier ou le bois, et se présentent sous différentes formes telles que les cadres rigides, les murs de cisaillement, et les systèmes à contreventement en croix de Saint-André. En intégrant des contreventements adéquats dans la conception des structures, les ingénieurs assurent leur robustesse et leur sécurité face aux contraintes latérales.

**I.3. Principe :**

Le principe du contreventement repose sur la capacité de certains éléments structuraux à résister aux forces horizontales, en les transférant efficacement des niveaux supérieurs de la structure jusqu'aux fondations. Les forces horizontales, telles que celles engendrées par le vent, les séismes, ou même les charges dynamiques dues aux équipements en mouvement, peuvent provoquer des déplacements latéraux indésirables et des déformations dans une structure. Pour contrer ces effets, le contreventement introduit des éléments rigides qui agissent comme des "barrières" mécaniques. Ces éléments peuvent être des portiques, des diagonales en acier, des voiles

en béton, ou des panneaux en bois, chacun ayant des propriétés spécifiques pour absorber et redistribuer les charges.

En pratique, les contreventements fonctionnent en créant des chemins de transfert de charge qui dirigent les forces latérales vers les fondations. Par exemple, dans un système à portiques, les connexions rigides entre les poutres et les poteaux assurent une distribution uniforme des forces, empêchant les rotations et les déplacements latéraux. Les systèmes à contreventement en croix de Saint-André utilisent des diagonales en acier pour former des triangles rigides, exploitant ainsi la géométrie pour maximiser la résistance et la stabilité. Les voiles en béton armé, quant à eux, agissent comme des "plaques" rigides, absorbant les forces de cisaillement et les répartissant de manière uniforme dans les fondations.[1]

#### **I.4. Choix du système de contreventement :**

Le choix du type de contreventement dépend de plusieurs facteurs, notamment la hauteur du bâtiment, les matériaux disponibles, la nature des charges attendues, et les exigences architecturales. Un contreventement efficace réduit non seulement les déformations structurelles, mais améliore également le confort des occupants en minimisant les vibrations et les oscillations. De plus, il joue un rôle crucial dans la durabilité et la longévité des bâtiments, assurant qu'ils peuvent résister aux forces naturelles sur de longues périodes sans subir de dommages structurels majeurs.

Le type de contreventement influence la réponse sismique des structures. Etant donné qu'il s'agit de résister à des sollicitations horizontales, les systèmes de contreventement habituels peuvent être envisagés pour la stabilisation parasismique. Ces principaux systèmes sont les suivants :

- Les portiques (cadres),
- Les refends (voiles),
- Les contreventements triangulés.[1]

##### **I.4.1. Portiques (cadres) en béton armé :**

Les portiques en béton armé sont des structures rigides largement utilisées dans la construction pour leur capacité à supporter des charges gravitaires et à résister aux forces latérales.

Ces portiques se composent généralement de poutres horizontales (appelées traverses) et de colonnes verticales, toutes fabriquées en béton armé, un matériau composite combinant béton et acier pour allier résistance à la compression et résistance à la traction. L'armature en acier, disposée dans le béton, absorbe les forces de traction, tandis que le béton supporte les forces de compression, créant ainsi un système structurel extrêmement efficace. Les portiques en béton armé sont particulièrement appréciés pour leur résistance et leur durabilité, faisant d'eux un choix privilégié pour les bâtiments de grande hauteur. Leur conception permet également de créer de grands espaces

ouverts sans colonnes intermédiaires, offrant une flexibilité architecturale significative (voir figure I.1). En cas de forces latérales telles que les séismes ou les vents forts, les portiques en béton armé assurent une stabilité accrue grâce à leur rigidité intrinsèque, redistribuant les forces de manière homogène à travers la structure jusqu'aux fondations.



**Figure I. 1 :** Bâtiment en portiques en béton armé.

Comme il est représenté sur la figure II.2, les portiques en béton armé peuvent être conçus de manière ductile pour autant que les zones de déformations plastiques soient situées dans les poutres plutôt que dans les poteaux.



a) Comportement sismique  
défavorable



b) Comportement sismique  
favorable

**Figure I. 2 :** Déformation plastiques dans les poteaux et dans les poutres [2]

Ce n'est pas généralement le cas pour les bâtiments existants où l'action sismique a été ignorée et dans lesquels les poteaux sont moins résistants que les poutres. Cette situation conduit à un comportement sismique défavorable en raison de la forte concentration des déformations plastiques aux extrémités des poteaux du premier étage.

### I.4.2. Les refends (voiles) :

Les refends, ou voiles en béton armé, sont des éléments structuraux verticaux cruciaux pour assurer la stabilité et la résistance des bâtiments. Ces murs porteurs en béton armé sont conçus pour absorber et répartir les charges latérales, telles que celles dues au vent et aux séismes, et pour limiter les déformations horizontales des structures. Grâce à l'armature en acier intégrée dans le béton, les refends combinent une haute résistance à la compression et à la traction, permettant de créer des structures robustes et durables. Ils jouent un rôle essentiel dans les bâtiments de grande hauteur et dans les constructions soumises à des contraintes sismiques, où la rigidité et la capacité d'absorption d'énergie sont primordiales. En plus de leurs propriétés mécaniques, les refends en béton armé offrent une excellente résistance au feu et contribuent à l'isolation acoustique entre les différentes parties d'un bâtiment. Leur conception permet également une grande flexibilité architecturale, intégrant des ouvertures pour les portes et les fenêtres sans compromettre la stabilité globale de la structure. Les refends sont donc des éléments indispensables pour garantir la sécurité, la durabilité et le confort des ouvrages contemporains.

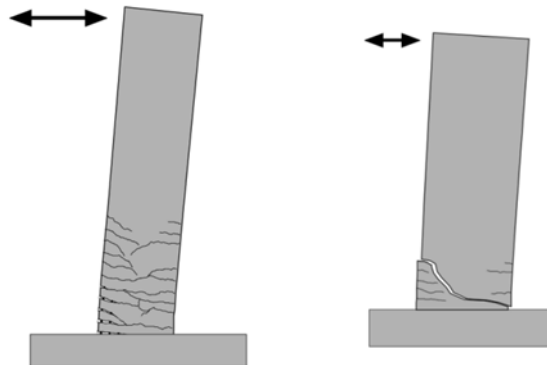
Le contreventement mixte, qui combine portiques et voiles en béton armé (voir figure I.3), représente une solution optimisée pour assurer la stabilité et la résistance des bâtiments face aux forces latérales. Ce système hybride utilise les portiques en béton armé pour leur capacité à créer des espaces ouverts et flexibles, tout en fournissant une structure rigide capable de supporter des charges verticales et latérales. Simultanément, les voiles en béton armé sont intégrés pour renforcer la résistance aux forces de cisaillement et aux déformations horizontales, assurant une redistribution efficace des charges jusqu'aux fondations. Cette combinaison permet de tirer parti des avantages de chaque élément : les portiques offrent une grande flexibilité architecturale et des espaces intérieurs dégagés, tandis que les voiles apportent une rigidité supplémentaire et une meilleure performance sismique. Le contreventement mixte représente ainsi une approche équilibrée, intégrant robustesse, sécurité et flexibilité dans la conception des bâtiments.



**Figure I. 3 : Bâtiment à contreventement mixte (portiques/voiles).[1]**

Les voiles peuvent être conçus de manière ductile, les déformations plastiques se concentrent à la base du voile. Pour cela il faut favoriser un comportement contrôlé par la flexion avec un

élancement suffisant (figure I.4 (a)) et, surtout, éviter toute rupture non ductile comme celle contrôlée par l'effort tranchant (figure I.4 (b)) [3]

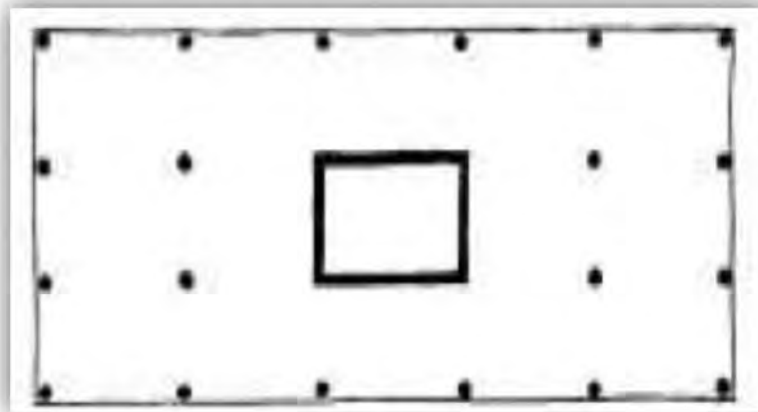


- a) Comportement contrôlé par flexion      b) Comportement contrôlé par effort tranchant

**Figure I. 4** : Mécanisme plastique approprié pour un refend (voile) en béton armé [lest]

#### I.4.3. Noyaux de Béton Armé

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé (voir figure I.5). Ces noyaux offrent une excellente rigidité et stabilité, centralisant la résistance aux forces latérales.



**Figure I. 5** : Vue en plan d'un immeuble (Noyau : cage d'ascenseur, cage d'escaliers).

#### I.4.4. Contreventements triangulés en acier :

Le contreventement triangulé en acier est une technique structurale couramment utilisée dans la construction pour assurer la stabilité et la résistance des bâtiments face aux forces latérales, telles que le vent et les tremblements de terre. Cette méthode repose sur l'utilisation de triangles d'acier, qui sont géométriquement rigides et capables de redistribuer les charges de manière efficace. En



formant une série de triangles, les membres en acier peuvent transférer les forces latérales vers les fondations, réduisant ainsi les déformations et les oscillations de la structure. Les barres d'acier utilisées dans le contreventement triangulé sont souvent fixées aux nœuds de la charpente de manière à former des diagonales et des montants qui se croisent, créant une structure réticulaire.

Cette configuration permet une distribution uniforme des efforts et renforce la robustesse de l'édifice. L'acier, en raison de sa haute résistance à la traction et à la compression, est idéal pour ce type de contreventement, offrant une solution durable et économique pour la protection des structures contre les forces dynamiques.[3]

Il existe plusieurs types de contreventement triangulé en acier, chacun conçu pour répondre à des besoins spécifiques en matière de résistance et de stabilité structurelle. Voici quelques types :

- **Contreventement en X (ou croix de Saint-André) :**

Ce type utilise des barres diagonales qui se croisent au centre (figure I.6), formant un motif en X. Il est très efficace pour redistribuer les forces latérales et est couramment utilisé dans les structures à plusieurs étages. Les barres diagonales peuvent être tendues ou comprimées, ce qui permet de gérer efficacement les forces de traction et de compression.



**Figure I. 6:** Contreventement par palée triangulée en X.

- **Contreventement en V ou V inversé :**

Les barres diagonales sont disposées en forme de V, avec la pointe du V orientée soit vers le haut (V inversé) soit vers le bas. Ce type de contreventement permet de répartir les charges latérales sur deux points de connexion en bas ou en haut, ce qui peut être utile pour éviter l'encombrement au niveau des nœuds centraux (voir figure I.7).



**Figure I. 7 :** Bâtiment avec palées triangulées en  $\Lambda$ .

- **Contreventement en K :**

Dans ce type de contreventement, les barres diagonales sont disposées de manière à former un motif en K, avec un point commun au milieu d'un montant vertical. Ce type de contreventement permet une bonne redistribution des forces latérales tout en offrant une certaine flexibilité dans la conception architecturale.

Chaque type de contreventement triangulé en acier présente des avantages et des inconvénients en fonction des exigences spécifiques du projet, telles que la hauteur du bâtiment, les charges latérales attendues, les considérations architecturales et les coûts de construction. Le choix du type approprié dépend donc de l'analyse structurelle et des objectifs de conception du projet.

### **I.5. Structures auto stables et structures contreventées :**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séismes,...), on distingue deux types de structures :

- Structures auto stables ou auto contreventées qui, de par leur conception vis-à-vis des charges gravitaires, sont stables également sous l'action des charges horizontales (ex: portiques dans les deux directions principales.)
- **Structures contreventées** qui comportent un ensemble d'éléments de construction appelé contreventement, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

### **I.6. Rôle du contreventement**

Le contreventement joue un rôle crucial dans la stabilité et la sécurité des structures, en particulier des bâtiments et des ponts. Voici les principaux rôles et fonctions du contreventement :

- **Résistance aux forces latérales :**

Les vents peuvent exercer des forces latérales importantes sur les structures, en particulier les bâtiments élevés. Le contreventement aide à résister à ces forces en transférant la charge des forces de vent à la fondation de la structure, empêchant ainsi le balancement ou le renversement.

Les forces sismiques génèrent des mouvements latéraux et horizontaux dans une structure. Le contreventement est essentiel pour absorber et dissiper l'énergie sismique, réduisant ainsi le risque de dommages ou d'effondrement pendant un tremblement de terre.

- **Stabilité globale de la structure :**

Le contreventement augmente la rigidité et la robustesse d'une structure, en particulier pour les bâtiments et les ponts. Il empêche les déformations excessives et assure que la structure maintient sa forme sous différentes charges.

- **Répartition des Charges :**

Le contreventement contribue à une répartition uniforme des charges dans toute la structure. En transférant les charges latérales et verticales vers les fondations, il aide à prévenir les points de stress localisés qui pourraient entraîner des défaillances structurelles.

- **Amélioration de la Durabilité :**

En renforçant la structure contre les forces dynamiques et statiques, le contreventement améliore la durabilité et la longévité de la construction. Il réduit les risques de fissures et autres dommages structurels au fil du temps.

### **I.7. Disposition des éléments de contreventements :**

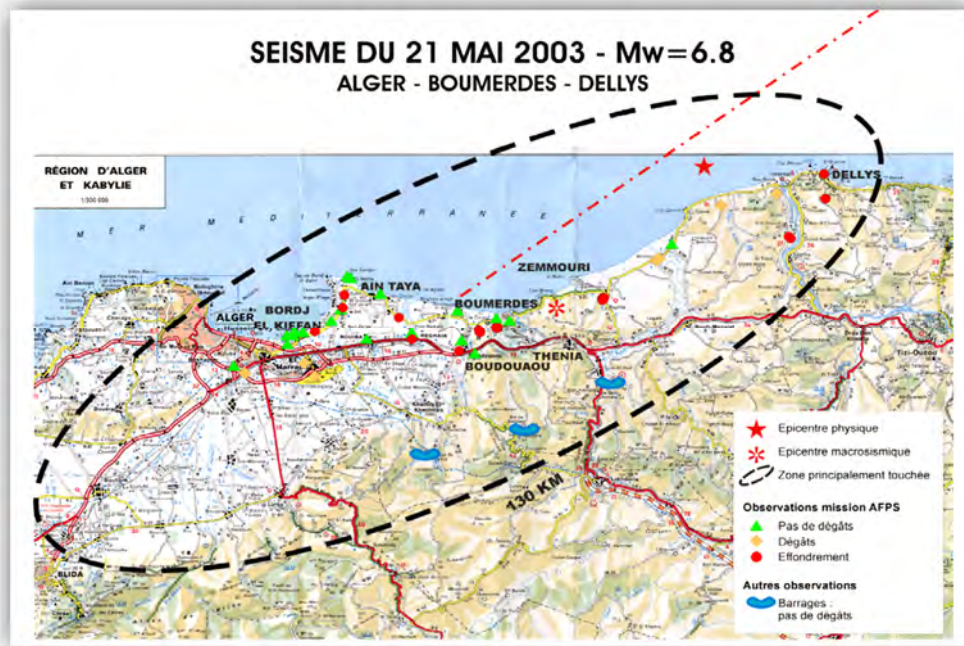
D'une manière générale, les éléments de contreventement doivent être disposés de façon à conférer à la construction une grande rigidité à la torsion. Les éléments de contreventement devraient être :

- De trois éléments verticaux (au minimum) par niveau, à condition qu'ils soient non concourants et non parallèles.
- Les plus larges possibles, courant éventuellement sur plusieurs travées. Les éléments étroits sont soumis à des efforts élevés, donnant lieu à des déformations importantes.
- Disposés en façade ou près des façades conférant ainsi une grande rigidité à la torsion.
- Disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau. Dans le cas d'une distribution asymétrique des éléments de contreventement, la construction est soumise pendant les séismes, à des efforts supplémentaires dus à la torsion d'axe vertical.[3]

### **I.8. Séisme du 21 mai 2003, Boumerdes (Algérie) :**

Le séisme du 21 mai 2003 à Boumerdes, en Algérie, est l'un des tremblements de terre les plus dévastateurs de l'histoire récente du pays. Survenu à 19h44 heure locale, ce séisme d'une

magnitude de 6,8 a causé des destructions massives et des pertes humaines importantes. L'épicentre du séisme était situé près de la ville côtière de Boumerdes, à environ 50 kilomètres à l'est d'Alger, la capitale du pays. La secousse a été ressentie dans une large région, touchant non seulement Boumerdes, mais aussi Alger et ses environs (voir figure I.8). Les conséquences ont été dramatiques: plus de 2 200 personnes ont perdu la vie, et des milliers d'autres ont été blessées. Environ 200 000 personnes se sont retrouvées sans abri, alors que des milliers de bâtiments, dont des infrastructures critiques, ont été endommagés ou détruits.



**Figure I. 8 :** Région d'Alger – Boumerdes – Dellys.

Ce séisme a mis en lumière les vulnérabilités sismiques de l'Algérie, notamment en termes de construction et de préparation aux catastrophes naturelles. Les efforts de secours et de reconstruction qui ont suivi ont mobilisé d'importantes ressources nationales et internationales, soulignant l'importance de la coopération et de la solidarité en réponse à de telles catastrophes.

### **I.8.1. Vulnérabilité sismique des bâtiments en portiques en béton armé : Leçons du Séisme de Boumerdes 2003 :**

La majorité des bâtiments qui ont été expertisés présentent les typologies suivantes :

Constructions anciennes en maçonnerie non armée et non chaînée.

Voiles en béton armé.

Portiques en béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie généralement de briques qui représentent 80% des constructions.

Ossature métallique avec murs de remplissage en maçonnerie

Suite au séisme de Boumerdes du 21 mai 2003, l'attention s'est particulièrement portée sur la vulnérabilité sismique des bâtiments en portiques en béton armé. Ce type de construction, communément utilisé en Algérie, a montré des faiblesses significatives lors du tremblement de terre. Plusieurs facteurs ont contribué à cette vulnérabilité, mettant en lumière des défauts de conception, de construction et de maintenance.

### I.8.2. Comportement des bâtiments en portiques en béton armé :

Le système porteur à base de portique pourrait convenir pour des zones de séismicité faible ou moyenne mais comme la secousse du 21 mai 2003 a été forte, les dommages ont été importants.

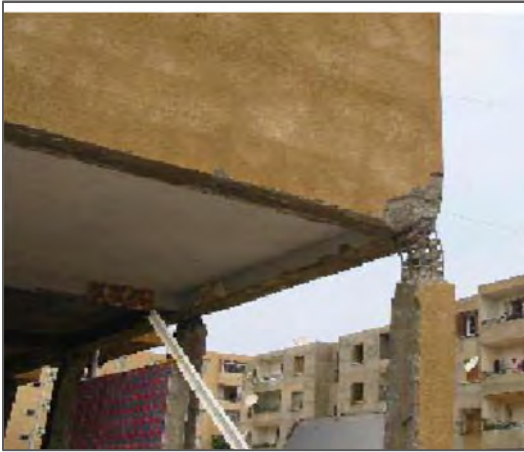
La plupart des maçonneries n'ont pas servi de panneaux de contreventement car elles sont situées hors du plan de travail des portiques (voir figure I.9). Pour cette configuration, il n'y a donc pas eu d'interaction entre les panneaux et les poteaux contrairement à ce que l'on rencontre habituellement dans les autres pays. Ce sont donc les portiques qui ont dû supporter toutes les sollicitations dynamiques horizontales et verticales.[2]



Figure I. 9 : Bâtiment en portiques et maçonnerie [2]

- **Bâtiments d'habitation** : Immeubles à ossature poteaux-poutres avec un remplissage en maçonnerie

Les bâtiments destinés aux logements sociaux sont généralement symétriques et n'ont donc pas présenté de mode de ruine en torsion. Par contre ils ont souvent péri par plastification due à la flexion des nœuds en tête et (ou) pied de poteaux (voir figure I.10). Ce mode de ruine conduit à un effondrement en planchers mille-feuilles (voir figure I.11)



**Figure I. 10 :** Plastification en tête du poteau



**Figure I. 11 :** Effondrement en mille-feuilles

La section des poteaux étant souvent équivalente à celle des poutres, la plastification des nœuds s'est produite en tête ou en pied de poteau (voir figure I.10)

Le ferrailage des poteaux est généralement réalisé par 8 armatures filantes en diamètre 14 mm avec des cadres espacés tous les 15 cm en partie courante et 10 cm dans la zone nodale conformément au RPA 99, sauf parfois où l'espacement est constant (voir figure I.12)

Néanmoins les cadres sont souvent absents au cœur du nœud (voir figure I.13) à l'intersection poteau-poutre.



**Figure I. 12 :** Espacement constant entre cadres du poteau.



**Figure I. 13 :** Absence d'armatures transversales dans le nœud.

Les constructions dépassant 5 niveaux se sont généralement mieux comportées du fait de leur souplesse et des sections plus importantes de poteaux.

Les immeubles les plus touchés présentent un caractère commun : R+3 ou R+4 dont le rez de chaussée transparent étaient destinés à des commerces. La rupture s'est produite généralement dans la zone critique des poteaux de section insuffisante ou à cause du non-respect de dispositions constructives.[2]

Le principe de base "poteau fort - poutre faible" était rarement respecté comme le montre la figure I.14 (a) et (b).



a)



b)

**Figure I. 14 :** Non-respect du principe du poteau fort/poutre faible.[2]

### I.9. Conclusion :

Les systèmes de contreventement jouent un rôle fondamental dans la stabilité des structures, en particulier pour résister aux forces latérales comme les vents et les séismes. Divers types de systèmes de contreventement existent, notamment les voiles en béton, les portiques rigides, les contreventements en acier, et les noyaux de béton armé, chacun ayant des applications spécifiques en fonction des besoins structurels.

Une conception intégrée et bien pensée des systèmes de contreventement est essentielle pour garantir la sécurité et la performance des bâtiments, nécessitant une collaboration étroite entre ingénieurs, architectes et constructeurs. Respecter les réglementations et les normes de construction est impératif pour assurer l'efficacité des systèmes de contreventement et la sécurité des occupants.

Les bâtiments en portiques en béton armé, bien que largement utilisés pour leur flexibilité et leur capacité à créer de grands espaces ouverts, peuvent présenter des problèmes de stabilité structurelle en l'absence de dispositifs de stabilisation adéquats. Le manque ou l'absence totale de voiles de contreventement, est un facteur critique qui peut compromettre la résistance de ces structures aux forces latérales, telles que celles générées par les vents ou les séismes.

Les voiles de béton jouent un rôle essentiel en rigidifiant le bâtiment et en répartissant les charges horizontales, réduisant ainsi les risques de déformations excessives ou d'effondrements. Sans ces éléments, les portiques en béton armé dépendent uniquement de la capacité des poutres et des poteaux à résister aux forces latérales, ce qui peut ne pas être suffisant, surtout dans des zones à haute activité sismique. Par conséquent, l'intégration de voiles ou d'autres moyens de stabilisation est cruciale pour assurer la sécurité et la durabilité des bâtiments en portiques en béton armé.



# Chapitre II

---

Vue d'ensemble de la méthode Pushover



### II.1. Introduction :

La méthode pushover, aussi connue sous le nom d'analyse statique non-linéaire, est une technique largement utilisée en ingénierie structurelle pour évaluer la capacité sismique des structures. Son importance s'est accrue avec l'évolution des codes de construction qui exigent une évaluation plus rigoureuse de la performance des structures soumises à des charges dynamiques, en particulier les séismes.

Dans un contexte où la sécurité et la résilience des bâtiments face aux tremblements de terre sont des préoccupations primordiales, la méthode pushover se distingue par sa capacité à fournir une analyse détaillée des comportements non-linéaires des structures. Contrairement aux méthodes linéaires traditionnelles qui se limitent à des réponses élastiques, l'analyse pushover permet de modéliser la réponse post-élastique des éléments structuraux, offrant ainsi une meilleure compréhension des mécanismes de défaillance potentiels et des points faibles des constructions.

L'objectif de ce chapitre est de fournir une compréhension de la méthode pushover, en expliquant ses fondements théoriques, ses étapes de mise en œuvre, et ses applications pratiques dans l'évaluation sismique des structures. Nous explorerons également les avantages et les limites de cette méthode, et nous discuterons des améliorations récentes et des développements futurs dans ce domaine. En fin de compte, ce chapitre vise à donner les connaissances nécessaires pour appliquer la méthode pushover de manière efficace et judicieuse dans la conception et l'évaluation des structures résistantes aux séismes.

### II.2. Définition de l'analyse Pushover :

L'analyse en poussée progressive (Pushover en anglais) est une méthode simplifiée et statique utilisée en ingénierie sismique pour évaluer le comportement non linéaire des structures sous l'effet de charges sismiques. Elle consiste à appliquer progressivement une charge latérale croissante à une structure, simulant ainsi les effets des forces sismiques jusqu'à ce que la structure atteigne un état limite ou de rupture. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voir figure II.1) qui relie l'effort tranchant (solicitation) à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure. [4], permettant d'identifier les points faibles, les mécanismes de défaillance potentiels, et de déterminer la performance sismique globale de la structure. Cette méthode est appréciée pour sa simplicité et sa rapidité par rapport aux analyses dynamiques complètes, bien qu'elle repose sur des hypothèses simplificatrices qui peuvent limiter sa précision pour des structures complexes.

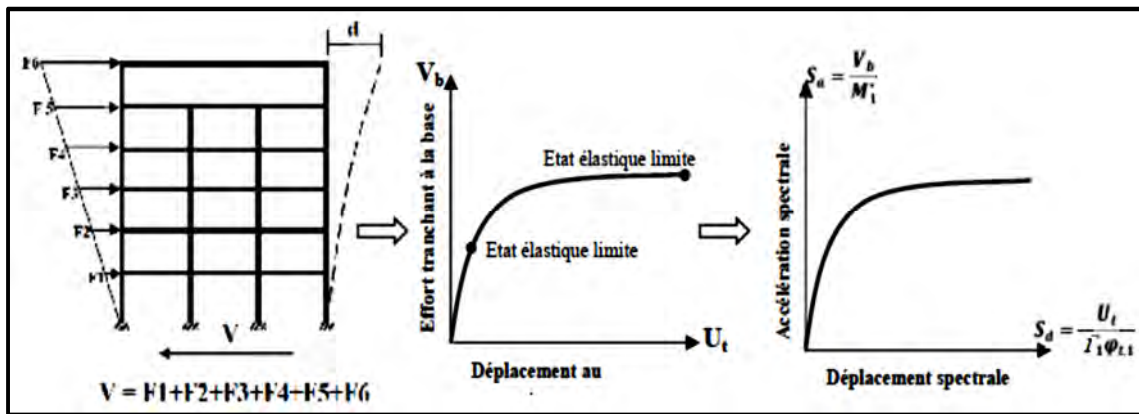


Figure II. 1 : Courbe de capacité. [5]

### II.3. Principe de la méthode :

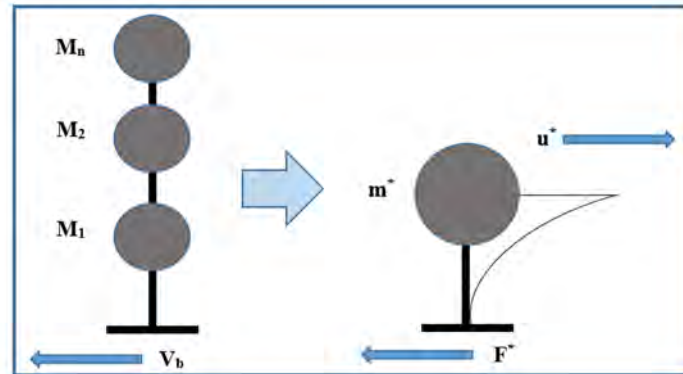
Le principe de base de la méthode pushover consiste à appliquer des charges latérales progressivement croissantes sur un modèle structurel jusqu'à ce que la structure atteigne un état de déformation cible. Cette approche permet de tracer une courbe de capacité, qui représente la relation entre les forces latérales appliquées et les déplacements associés. En examinant cette courbe, nous pouvons identifier les seuils de performance clés, tels que le point de première plasticité, le début de la formation de mécanismes de défaillance, et le niveau de déformation ultime.

Lorsqu'une structure est soumise à un séisme violent, elle est sollicitée au-delà de son domaine élastique. Dans ce contexte, les méthodes élastiques traditionnelles deviennent insuffisantes car elles ne reflètent pas fidèlement le comportement réel de la structure. Une approche efficace et couramment utilisée dans ce domaine repose sur les courbes de capacité (courbes Pushover). Ces courbes décrivent la probabilité qu'une structure atteigne ou dépasse un certain état de dommage en raison d'un séisme. Cette approche est connue sous le nom de méthode d'analyse statique non-linéaire.

L'analyse statique Pushover repose sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à celle d'un système à un seul degré de liberté équivalent [6]. Cette simplification signifie que la structure complexe, composée de nombreux éléments avec divers degrés de liberté, peut être représentée de manière adéquate par un modèle simplifié. Ce modèle réduit la complexité en se focalisant sur un seul mode de vibration prédominant, souvent le premier mode, qui est jugé suffisant pour capturer l'essentiel du comportement sismique global de la structure. En adoptant cette approche, on peut appliquer une charge latérale progressivement croissante pour évaluer la capacité et les déformations jusqu'à l'atteinte de l'effondrement, tout en facilitant les calculs et l'interprétation des résultats. Ainsi, l'hypothèse de l'équivalent à un degré de liberté permet une

analyse plus accessible et moins computationnellement intensive, tout en fournissant des informations critiques sur la performance sismique des structures.

En figure II.2, la structure à plusieurs degrés de liberté est modélisée par un oscillateur équivalent en un seul degré de liberté.[6].



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

#### II.4. Objectifs de la méthode Pushover :

La méthode "pushover" est une technique d'analyse non linéaire utilisée principalement dans le domaine de l'ingénierie sismique pour évaluer la performance sismique des structures. Voici les principaux objectifs de la méthode pushover :

- **Évaluation de la capacité structurale :**

Déterminer la capacité ultime de la structure, c'est-à-dire la charge maximale que la structure peut supporter avant de subir des déformations importantes ou l'effondrement.

- **Identification des mécanismes de ruine :**

Identifier les modes de défaillance potentiels de la structure, comme les mécanismes de rupture ou les mécanismes de formation de rotules plastiques.

- **Analyse des comportements non linéaires :**

Analyser la réponse non linéaire de la structure sous des charges croissantes pour mieux comprendre comment les éléments structuraux se comportent sous des charges sévères.

- **Prévision des déformations et déplacements :**

Prédire les déplacements et les déformations dans les différentes parties de la structure lorsqu'elle est soumise à des charges sismiques.

- **Identification des Points Faibles :**

Identifier les zones ou les éléments structuraux qui sont les plus vulnérables et qui pourraient nécessiter une attention particulière ou un renforcement.

### II.5. Avantages et inconvénients de la méthode Pushover :

La méthode Pushover présente divers avantages et inconvénients. Voici un résumé des principaux aspects :

#### II.5.1. Avantages de la méthode Pushover :

La méthode Pushover est moins complexe et moins coûteuse en termes de calculs par rapport aux analyses dynamiques non linéaires complètes. Elle permet une estimation rapide du comportement global d'une structure sous charges sismiques.

Elle permet d'identifier les points faibles et les mécanismes de défaillance potentiels d'une structure. Les courbes de capacité obtenues aident à comprendre comment la structure se comporte après le dépassement de l'élasticité.

Les logiciels de simulation intègrent souvent des modules pour la réalisation de l'analyse Pushover, facilitant son application.

Elle permet d'évaluer la performance d'une structure sous des scénarios sismiques spécifiques, en termes de déplacements et de déformations.

#### II.5.2. Inconvénients de la méthode Pushover :

La méthode Pushover utilise des charges statiques équivalentes qui peuvent ne pas représenter précisément les effets dynamiques complexes d'un séisme réel.

La méthode peut ne pas être suffisamment précise pour les structures avec des irrégularités importantes en plan ou en élévation, où des modes de déformation plus complexes peuvent se produire.

Les effets de l'interaction sol-structure ne sont généralement pas inclus, ce qui peut entraîner des estimations imprécises des réponses sismiques.

Les résultats de la méthode Pushover sont des approximations et peuvent ne pas capturer tous les aspects critiques de la réponse dynamique d'une structure.

Les effets de la dégradation des matériaux, des cycles de chargement et de déchargement successifs ne sont pas complètement pris en compte.

### II.6. Domaine d'application :

La méthode Pushover trouve son application dans divers domaines de l'ingénierie structurelle, en particulier dans le contexte de l'analyse sismique et de la conception parasismique. Voici quelques domaines spécifiques où cette méthode est couramment utilisée :

- **Conception et évaluation des bâtiments :**

Utilisée pour évaluer la performance sismique des bâtiments existants et pour concevoir de nouveaux bâtiments capables de résister aux charges sismiques.

Aide à identifier les points faibles et à planifier des interventions de renforcement pour améliorer la

résistance sismique des structures existantes.

- **Ponts et infrastructures de transport :**

Permet d'évaluer la réponse sismique des ponts et d'identifier les éléments critiques nécessitant un renforcement.

Utilisée pour évaluer la performance sismique et planifier des stratégies de renforcement pour les viaducs et tunnels.

- **Structures industrielles :**

Appliquée pour évaluer la résistance sismique des installations industrielles et des structures de support (Installations pétrolières et gazières, centrales électriques et installations nucléaires)

- **Bâtiments historiques et monuments :**

Permet d'évaluer la performance sismique des bâtiments historiques et des monuments, aidant à planifier des interventions de conservation qui respectent l'intégrité architecturale.

- **Développement de normes et de codes :**

Contribue à la recherche académique et au développement de normes et codes de construction sismiques, fournissant des données et des analyses pour améliorer la résilience des structures.

### **II.7. Courbe de capacité :**

Le calcul non linéaire permet de générer une courbe de capacité pour la structure. Cette courbe illustre la relation entre l'effort horizontal appliqué à la base du bâtiment et son déplacement. Initialement, la courbe présente une phase élastique linéaire, suivie d'une phase non linéaire qui reflète la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'à la rupture (perte de résistance).

La rupture se manifeste par une diminution de l'effort à la base suite à un faible déplacement de la structure [5]. Les différentes phases de plastification et les divers niveaux de dommages peuvent être représentés sur cette courbe (voir figure II.3)

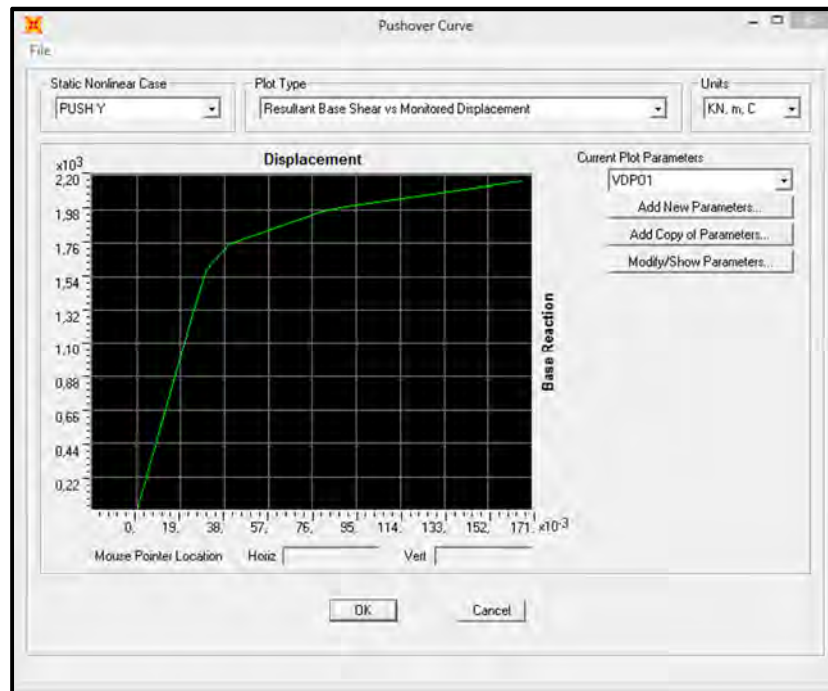
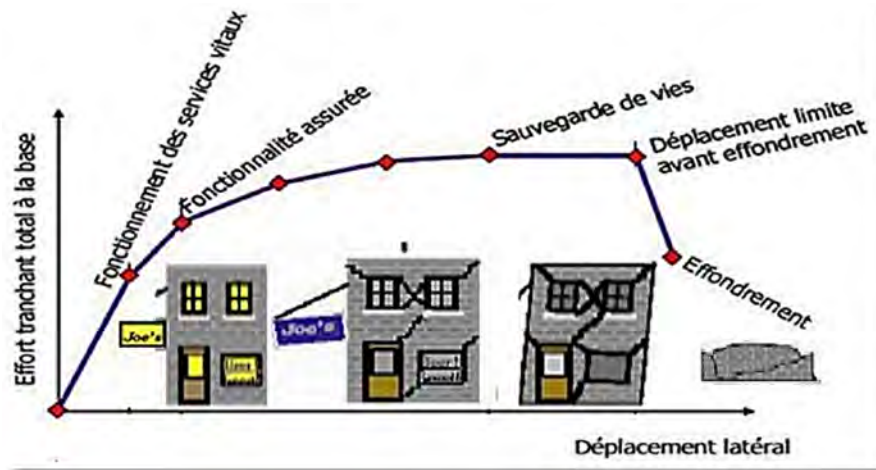


Figure II. 3 : Exemple de courbe de capacité.

### II.8. Niveaux d'endommagement :

Les niveaux d'endommagement dans une structure sismiquement sollicitée sont des indicateurs cruciaux de sa performance et de sa capacité à résister aux charges. Ces niveaux d'endommagement sont souvent définis en fonction de différents critères, tels que les déformations, les déplacements, les contraintes, ou encore les dégradations des matériaux. Ils permettent de caractériser l'étendue des dommages subis par la structure à différents stades de chargement sismique. Typiquement, on distingue plusieurs niveaux d'endommagement, allant de l'élasticité initiale jusqu'à la rupture finale. Ces niveaux peuvent être associés à des seuils de dommage spécifiques, déterminés en fonction des exigences de conception et des normes applicables. La connaissance des niveaux d'endommagement permet de mieux évaluer la sécurité et la durabilité des structures, et de prendre des mesures de renforcement ou de réparation appropriées pour garantir leur intégrité structurelle face aux séismes.

D'après la figure II.4, on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à un état d'endommagement.



**Figure II. 4 :** Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [7]

- Premier niveau : comportement élastique (non endommagement).
- Deuxième niveau : un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- Troisième niveau : endommagement avancé (aucune capacité de résistance).
- Quatrième niveau : effondrement de la structure

### II.9. Utilisation des résultats Push over :

Les résultats obtenus à partir d'une analyse Pushover sont d'une importance capitale pour évaluer la performance sismique d'une structure et prendre des décisions en matière de conception et de réhabilitation. Ces résultats fournissent des informations précieuses sur le comportement non linéaire de la structure sous charges sismiques croissantes, en identifiant les points faibles, les mécanismes de ruine potentiels et les niveaux d'endommagement. Ces résultats sont utilisés pour ajuster la conception des structures existantes, en renforçant les éléments vulnérables et en améliorant leur résistance aux séismes. De même, dans la conception de nouvelles structures, les résultats de l'analyse Pushover permettent d'affiner les détails de la conception pour garantir une performance sismique optimale. En outre, les résultats de l'analyse Pushover peuvent être utilisés pour évaluer la conformité aux normes de construction et pour informer les décisions en matière de gestion des risques sismiques dans les projets d'infrastructure et de développement urbain [8]

### II.10. Définition du déplacement cible de la structure :

Le déplacement cible fait référence à la valeur spécifique du déplacement maximal attendu ou visé pour une structure lorsqu'elle est soumise à des charges sismiques de manière à associer les résultats de l'analyse pushover caractérisant la capacité de déformation de la structure à la "demande de déformation" correspondant au déplacement cible. Cette valeur est déterminée en fonction des critères de performance définis pour la structure, tels que la sécurité des occupants, la préservation des fonctionnalités essentielles de la structure, et la limitation des dommages structurels. L'objectif est de concevoir la structure pour qu'elle puisse résister aux charges sismiques

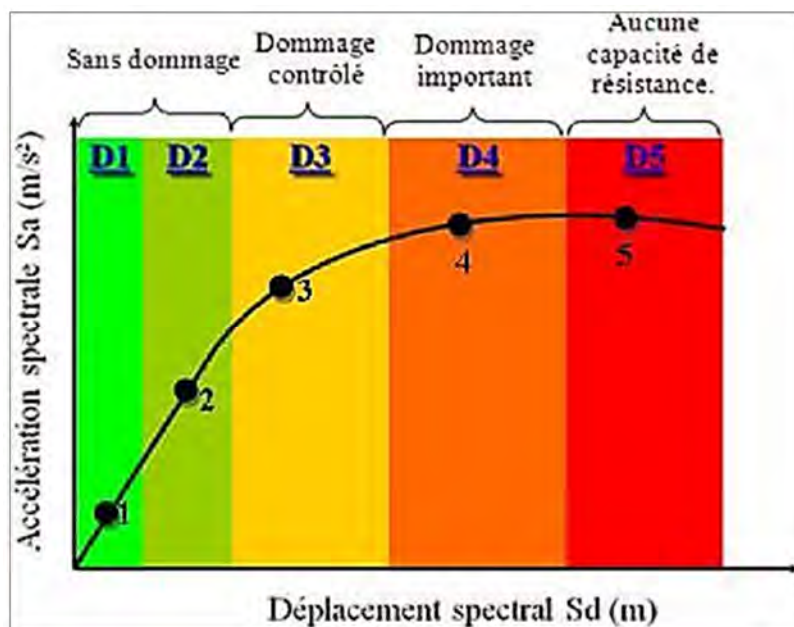
tout en maintenant les déplacements dans des limites acceptables, garantissant ainsi sa sécurité et sa fonctionnalité lors d'un événement sismique.[8]

### II.11. Point de performance :

Comme il est montré en figure II.5, à partir de la courbe de capacité, 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 :

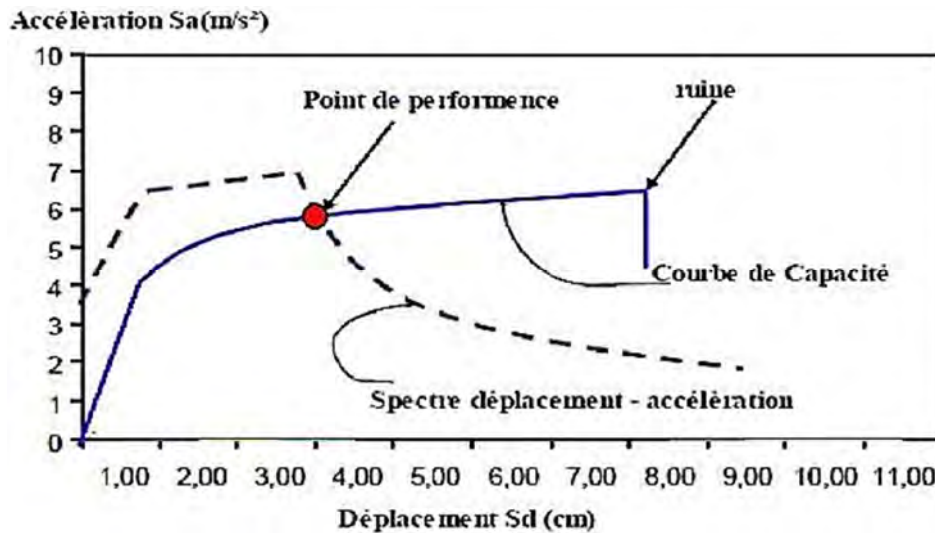
- Réaction à la base / masse = accélération
- Déplacement / Facteur de participation modale = déplacement



**Figure II. 5 :** Représentation graphique de l'état d'endommagement des structures en B.A.

Comme il est illustré sur la figure II.6, le point de performance est le point où la courbe de capacité de la structure intersecte la courbe de demande sismique. Ce point représente l'équilibre entre la capacité de la structure et la demande imposée par un tremblement de terre spécifique. À ce point, la structure devrait être capable de résister aux forces sismiques sans subir de déformations inacceptables ou de défaillance.





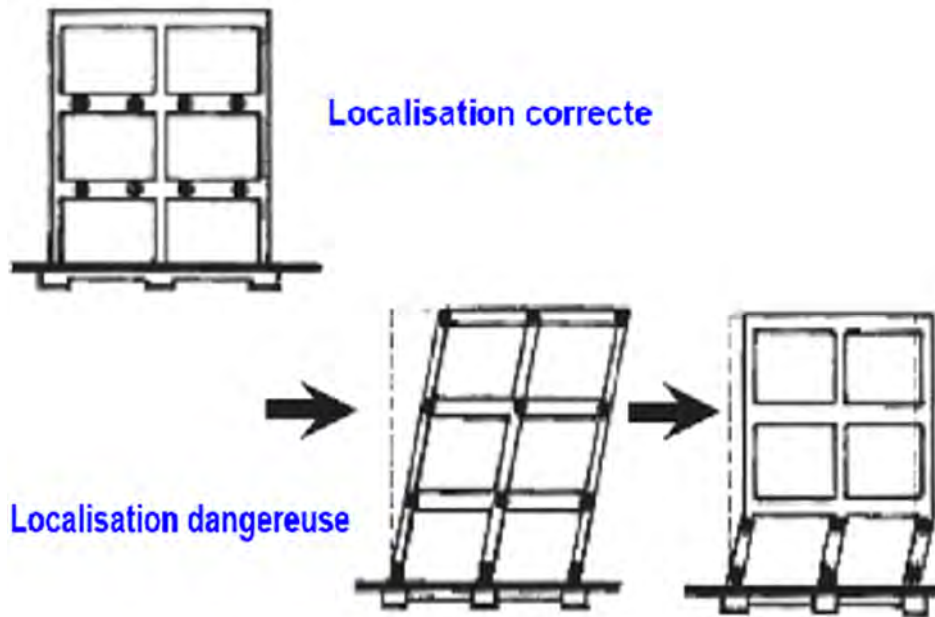
**Figure II. 6 :** Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité.[9]

En conclusion, le point de performance est une mesure cruciale pour évaluer la capacité d'une structure à résister aux séismes et pour guider les décisions de conception et de renforcement.

### II.12. Formation des rotules Plastiques :

Les rotules plastiques sont des zones localisées dans une structure où des déformations plastiques importantes se produisent lors d'un séisme. Ces zones sont conçues pour se déformer de manière ductile, absorbant ainsi une grande quantité d'énergie sismique, ce qui permet de prévenir des défaillances catastrophiques dans d'autres parties de la structure. Les rotules plastiques sont souvent introduites dans des éléments structuraux tels que les poutres et les poteaux à des emplacements stratégiques où la flexibilité et la capacité de dissipation d'énergie sont maximisées. En concevant ces zones de manière à ce qu'elles se comportent de façon ductile, on peut garantir que la structure atteindra son point de performance avec une capacité accrue à supporter des déplacements et des forces dynamiques sans effondrement. Cette approche permet d'assurer une meilleure sécurité et résilience des bâtiments face aux séismes.

La rotule plastique est une zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles) subissant des déformations irréversibles 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 (voir figure II.7)



**Figure II. 7 :** Formation des rotules plastiques.

La formation des rotules plastiques dans une structure en béton armé, comme celle visible sur la photo de la figure II.8, est un phénomène critique qui se produit lorsqu'une section de la structure atteint sa capacité ultime de moment fléchissant. Les rotules plastiques semblent s'être formées principalement aux extrémités des poteaux, à la jonction avec les poutres. Cela est cohérent avec les points de moment maximal dans des structures soumises à des forces latérales importantes, comme celles générées par un tremblement de terre.



**Figure II. 8 :** Formation des rotules plastiques en tête et pied des poteaux [3]

Les rotules plastiques par défaut peuvent être exploitées pour conduire l'analyse Pushover. Si l'utilisateur souhaite définir les caractéristiques des rotules, il peut recourir à la méthode présentée par Saidi, Sozen [10], Park et Paulay [11]. Cette approche permet d'établir les relations moment-rotation à partir des relations moment-courbure. Elle suppose une variation linéaire du moment le long des éléments structuraux, avec un point d'inflexion au centre. En se basant sur cette hypothèse, la relation entre la courbure et la rotation d'écoulement est dérivée de la manière suivante. :

$$\theta_y = L \cdot \frac{\varphi_y}{6} \quad . \text{ II.1}$$

Où :

L : longueur de l'élément

$\varphi_y$  : courbure à l'écoulement

$\theta_y$  : Rotation à l'écoulement

La rotation plastique des éléments est estimée en utilisant l'équation suivante proposée par l'ATC-40 [12]. la valeur de rotation au moment ultime est obtenue en ajoutant la rotation plastique à la rotation de l'écoulement.

$$\theta_p = (\varphi_{ult} - \varphi_y) \cdot l_p \quad \text{II.2}$$

Où :

$l_p$  : longueur de rotule plastique

$\varphi_{ult}$  : courbure ultime

$\theta_p$  : rotation plastique

L'ATC-40 [12]. suggère que la longueur de la rotule plastique est égale à la moitié de la dimension de l'élément dans le sens du chargement, qui est une valeur acceptable, et donne généralement des résultats conservateurs.

Dans SAP2000 le comportement non linéaire des poutres et des poteaux est modélisé par l'assignation concentrée de rotules plastiques aux extrémités des éléments. Les propriétés de flexion des poutres sont caractérisées par des relations moment-rotation appliquées en tant que rotules de moment aux extrémités des poutres. Une surface d'interaction force axiale-flexion est utilisée pour déterminer une relation moment-rotation, représentant ainsi les propriétés de flexion des rotules plastiques aux extrémités des poteaux.

### II.13. Conception idéale pour structures non linéaires :

Afin de garantir une performance adéquate et une dissipation efficace de l'énergie dans les structures capables de supporter des déformations plastiques lors de séismes, on doit favoriser la création de multiples zones dissipatives fiables. En effet, la stabilité de la structure nécessite :

- Absorption d'énergie sismique grâce à des éléments dissipatifs tels que les rotules plastiques et que les déformations plastiques locales dans chaque zone plastique restent limitées.
- Ductilité suffisante pour permettre une déformation inélastique significative sans perte de résistance.
- Résistance et stabilité adéquates pour éviter un effondrement catastrophique même en cas de déformation importante.
- Il est **préférable** que les zones dissipatives soient nombreuses autant que possible. Cela permettrait de réduire les demandes de déformations plastiques locales, qui peuvent résulter de la

concentration des déformations de la structure en quelques points seulement.

- Il est essentiel que les déformations plastiques se produisent dans des zones de la structure spécifiquement prévues à cet effet, en tenant compte de leur position et de leur capacité. Il n'est pas réaliste de conférer à toutes les zones de la structure des caractéristiques idéales pour les déformations plastiques.

### **II.14. Conclusion :**

Dans la conclusion du chapitre sur la méthode Pushover, on peut mettre en avant l'importance de cette méthode dans l'évaluation de la performance sismique des structures. En effet, la méthode Pushover offre une approche pratique et efficace pour estimer le comportement non linéaire des bâtiments sous chargement sismique. En utilisant cette méthode, les ingénieurs peuvent mieux comprendre le mécanisme de défaillance des structures et identifier les zones critiques nécessitant des améliorations pour renforcer la résilience sismique. De plus, la méthode Pushover permet d'évaluer la performance globale d'une structure en prenant en compte sa capacité de déformation et de dissipation d'énergie, ce qui est essentiel pour assurer la sécurité des occupants et la préservation des biens en cas de séisme. Par conséquent, la méthode Pushover constitue un outil précieux dans la conception et l'évaluation des structures sismiquement robustes. Son utilisation judicieuse permet de prendre des décisions éclairées pour améliorer la résilience sismique des bâtiments et contribuer ainsi à réduire les risques associés aux tremblements de terre.



# **Chapitre III**

Modélisation d'un bâtiment en béton armé (R + 4)

**III.1. Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé vise à garantir sa stabilité et sa résistance, assurant ainsi la sécurité des occupants. Le développement économique favorise la construction verticale pour optimiser l'utilisation de l'espace. Cependant ce choix comporte des risques, notamment en cas de séismes ou de vents violents. Donc, il est essentiel de respecter les normes et recommandations parasismiques en vigueur.

La stabilité des bâtiments en béton armé dépend des différents éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles. Leur résistance est influencée par le type de matériaux utilisés, ainsi que par leurs dimensions et caractéristiques.

**III.2. Présentation de l'ouvrage :**

Le bâtiment étudié est en béton armé composé de 5 niveaux réguliers (RDC+4) à usage d'habitation, implanté à Alger classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003)[5] comme zone de forte sismicité (zone III).

**III.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

**Tableau III. 1 :** Caractéristiques géométriques du bâtiment.

Longueur totale du bâtiment	25,00 m
Largeur totale du bâtiment	22,50 m
Hauteur totale du bâtiment	16,60 m (la hauteur de l'acrotère 60 cm)
Hauteur du RDC	4,00 m
Hauteur des autres étages	3,00 m

La structure présente une forme rectangulaire, dont les vues en plan et en 3D sont illustrées sur les figures (III.1 et III.2) :

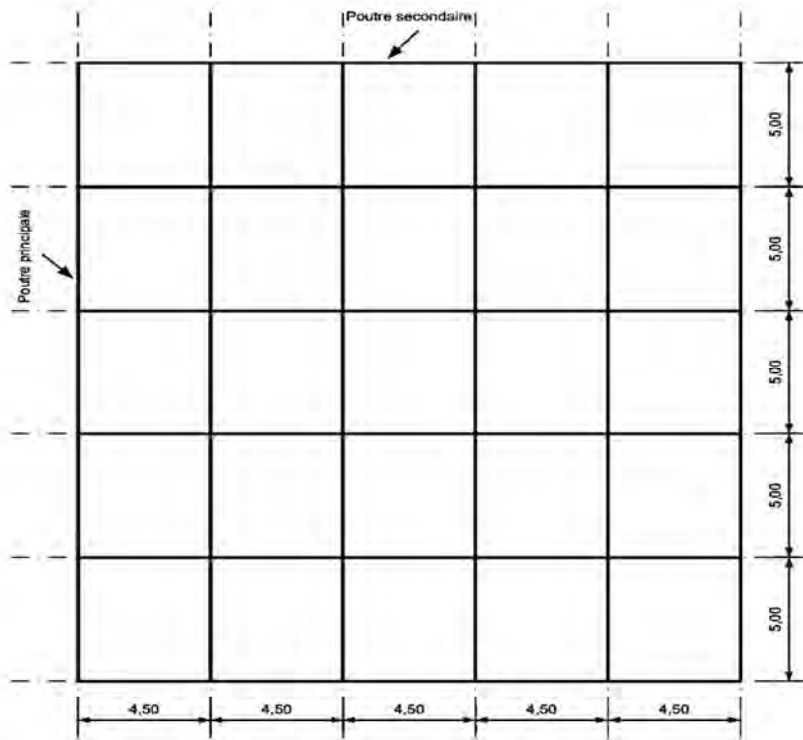


Figure III. 1 : Vue en plan du bâtiment.

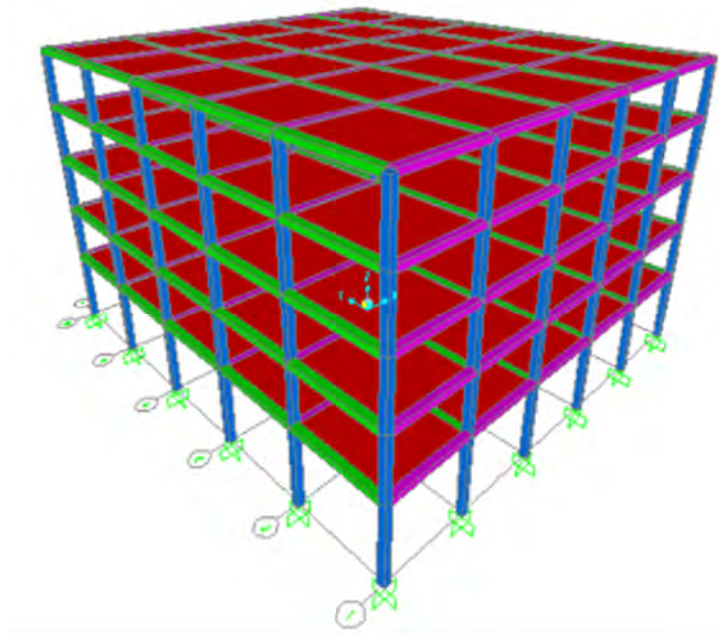


Figure III. 2 : Vue en 3D du bâtiment.

**III.2.2. Définition des éléments de l'ouvrage :**

- **Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par un système mixte portiques/voiles en béton armé.

**Planchers :**

Les planchers adoptés pour ce bâtiment sont des planchers à corps creux (16+4).

**Maçonneries :**

- Les murs extérieurs sont en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5 cm ; les cloisons ont une épaisseur de 10 cm.
- Les murs intérieurs sont des cloisons de distribution en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

**Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour le sous plafond.
- Enduit en ciment pour les murs extérieures de façade, et en plâtre pour les murs Intérieurs.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse est recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

**Caractéristiques géotechniques du sol :**

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble (S3).

**Caractéristiques des matériaux :**

Notre bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de barres d'aciers.

**• Le béton :**

On appelle béton une pâte malléable constituée par un mélange dans des proportions convenables de ciment, sable, granulas et eau de gâchage. Le béton utilisé est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment CEM I 32,5 (CPA325).

400 L..... de sable.

800 L..... de gravier.

175 L..... d'eau.

**• Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours exprimée en MPa, pour le présent projet on adopte  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**• Résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

**• Module d'élasticité :**

C'est le rapport entre la contrainte appliquée a la déformation relative, il est définissable que dans la phrase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations. Le module de déformation longitudinale instantanée  $E_{ij}$  est donné par le CBA ,comme suit :



$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ soit donc } E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

$\nu = 0,2$  pour le calcul de déformations à l'état limite de service (E.L.S).

$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations à L'E.L.U.

- **Caractéristiques mécaniques de l'acier :**

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

On adopte :

Armatures longitudinales :  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Armatures transversales :  $f_e = 235 \text{ MPa}$

### III.3. Pré dimensionnement des éléments de la structure :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (planchers, poutres, poteaux et voiles) est une étape qui représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont reprises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et/ou les voiles.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L91 et R.P.A99/V2003.[5]

#### III.3.1. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur "e" faible par rapport à leurs dimensions en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

La détermination de la charge d'exploitation se fait suivant l'usage de l'étage :

- **Terrasse inaccessible**  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- **Plancher étage habitation**  $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

Dans notre structure, on utilise un plancher à corps creux :



**Figure III. 3 :** Plancher à corps creux (16+4) cm.

- **Détermination de l'épaisseur des planchers :**

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche.

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5}$$

$L$  : La portée maximal entre nus d'appuis ;

$ht$  : Hauteur totale du plancher.

$$L = \min [L(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)] \Leftrightarrow L = \min [4,50 ; 5,00] \text{ m} = 4,50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5} = \frac{450}{22,5} = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$ht = 20 \text{ cm} : \begin{cases} \mathbf{16 \text{ cm}} \text{ corps creux} \\ \mathbf{4 \text{ cm}} \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

### III.3.2. Pré dimensionnement des voiles :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition  $L \geq 4a$

$a$  : épaisseur du voile.

$L$  : la largeur du voile.

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99/version2003 :

$$a \geq \frac{he}{25}$$

$$a \geq \frac{he}{25} \Rightarrow a \geq \frac{400}{25} \Rightarrow (a = 20 \text{ cm})$$

On adopte une épaisseur des voiles de 20 cm.

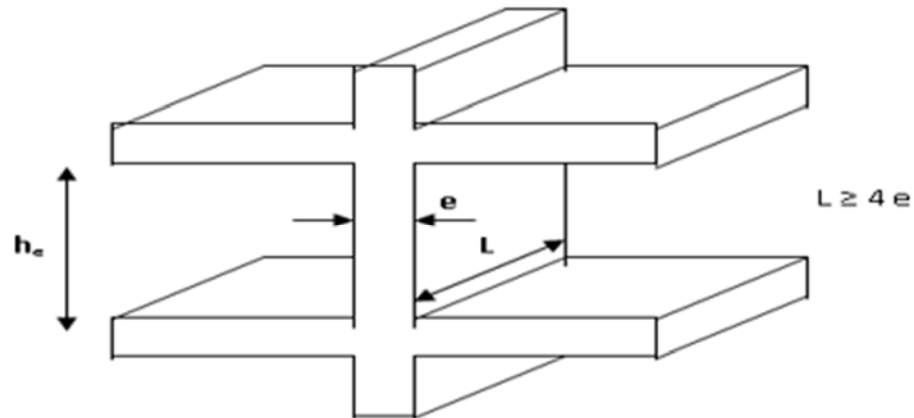


Figure III. 4 : Schéma de voile.

#### III.4. Descente de charges des planchers :

- Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

Tableau III. 2 : Charge permanente du plancher terrasse.

Composants du plancher	Valeur (kN/m <sup>2</sup> )
1. Etanchéité Multicouche (2 cm)	0,24
2. Protection en gravillon (4 cm)	0,8
3. Forme de pont en BA léger (7 cm)	1,54
4. Isolation thermique en liège (2 cm)	0,08
5. Chappe flottante en asphalte	0,5
6. Plancher à corps creux (16+4)	2,8
7. Enduit en plâtre (2 cm)	0,2
<b>La charge permanente <math>G_t</math></b>	<b>6,16 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>La surcharge d'exploitation <math>Q_t</math></b>	<b>1,00 kN/m<sup>2</sup></b>

- **Plancher étages courants :**

**Tableau III. 3 :** Charge permanente des planchers étages courants.

Plancher	Valeur (kN/m <sup>2</sup> )
1. Cloison en briques creuses (10 cm)	0,9
2. Revêtement en Carrelage (2cm)	0,4
3. Mortier de pose (2cm)	0,4
4. Dalle à corps creux (16+4) cm	2,8
5. Enduit en plâtre (2,5 cm )	0,25
6. Sable pour mortier (2cm)	0,36
La charge permanente $G_{\text{étage}}$	<b>5,11 kN/m<sup>2</sup></b>
La surcharge d'exploitation $Q_{\text{étage}}$	<b>1,50 kN/m<sup>2</sup></b>

- **Murs extérieurs :**

**Tableau III. 4 :** Charge permanente des murs extérieurs.

Désignation de la charge	Valeur (kN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit extérieur en ciment (e=2cm)	0,36
2. Parois extérieurement brique creuse (e=15cm)	1,35
3. Parois intérieurement brique creuse (e=10cm)	0,9
4. Enduit intérieur en plâtre (e=2cm)	0,2
La charge permanente $G_{\text{Mur}}$	<b>2,81 kN/m<sup>2</sup></b>

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) ; on obtient :

$$G_{\text{Mur}} = 2.81 \times 0.80 = 2.248 \text{ kN/m}^2$$

### III.5. Acrotère :

- **Calcul de la Surface de l'acrotère :**

$$S = (0,6 \times 0,1) + \left[ (0,02 \times 0,1) + \left( \frac{0,08 \times 0,1}{2} \right) \right] = 0,066 \text{ m}^2.$$

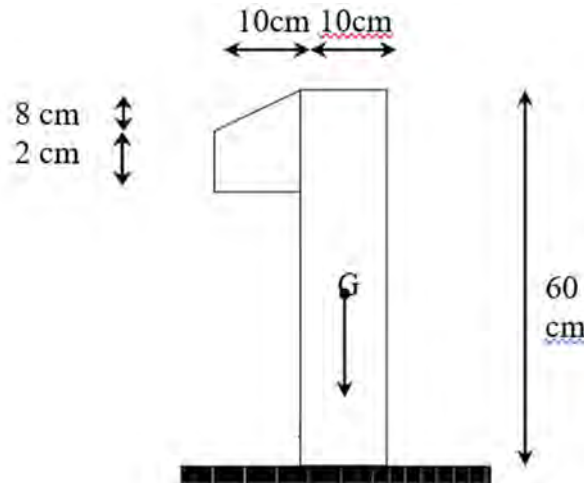


Figure III. 5 : l'acrotère.

Les dimensionnement des poteaux et des poutres sont données :

- Les poteaux :  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
- Les poutres principales [PP] :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Les poutres secondaires [PS] :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

**III.6. Calcul du chargement des portiques :**

**III.6.1. Sens longitudinal :**

« Poutres principales (30x40)  $\text{cm}^2$  »

- **Portique de rive : L = 2.25 m**

Niveau	Charge (kN /m)	G <sub>tot</sub> (kN/m)
Terrasse	<b>Acrotère :</b> $0,066 \times 25 = 1,65$	18,51
	<b>Plancher :</b> $6,16 \times 2,25 = 13,86$	
	<b>Poutres :</b> $0,3 \times 0,4 \times 25 = 3$	
1 <sup>er</sup> au 4 <sup>ème</sup>	<b>Plancher :</b> $5,11 \times 2,25 = 11,49$	20,33
	<b>Poutres :</b> $0,3 \times 0,4 \times 25 = 3$	
	<b>Mur ext. :</b> $2,248 \times 2,6 = 5,84$	

- **Portique intermédiaire : L = 4,5 m**

Niveau	Charge (kN /m)	G <sub>tot</sub> (kN/m)
Terrasse	<b>Plancher :</b> $6,16 \times 4,5 = 27,72$	30,72
	<b>Poutre :</b> $0,3 \times 0,4 \times 25 = 3$	
1 <sup>er</sup> au 4 <sup>ème</sup>	<b>Plancher :</b> $5,11 \times 4,5 = 23$	26
	<b>Poutre :</b> $0,3 \times 0,4 \times 25 = 3$	

## III.6.2. Sens transversal :

« Poutres secondaires (30 x 35) cm<sup>2</sup> »

▪ **Portique de rive :**

Niveau	Charge (kN /m)	G <sub>tot</sub> (kN/m)
Terrasse	<b>Acrotère :</b> $0,066 \times 25 = 1,65$	4,275
	<b>Poutres :</b> $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625$	
1 <sup>er</sup> au 4 <sup>ème</sup>	<b>Poutres :</b> $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625$	8,575
	<b>Mur ext. :</b> $2,248 \times 2,65 = 5,95$	

▪ **Portique intermédiaire :**

Niveau	Charge (kN /m)	G <sub>tot</sub> (kN/m)
Terrasse	<b>Poutres :</b> $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625$	2,625
1 <sup>er</sup> au 4 <sup>ème</sup>	<b>Poutres :</b> $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625$	2,625

### III.7. Modélisation du bâtiment étudié :

Le choix du modèle de comportement est essentiel pour garantir la stabilité et la résistance de l'ouvrage par le biais des différents éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) face aux différentes sollicitations. La modélisation est effectuée à l'aide du logiciel SAP2000 v14.

#### III.7.1. Modélisation linéaire élastique :

Le logiciel permet de considérer les éléments structuraux, quant aux éléments non structuraux ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent au poids des éléments structuraux. La structure est dimensionnée selon le code BAEL91 et le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) [5], sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel SAP 2000.

L'analyse linéaire élastique est basée sur la méthode des forces, les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- **Spécification des propriétés des matériaux :**

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

General Data	
Material Name and Display Color	béton
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	25
Mass per Unit Volume	2,5493
Units	KN. m. C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	32164195
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	9,800E-06
Shear Modulus, G	13401748
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	25000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

Figure III. 6 : Définition des caractéristiques du béton.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: ACIER LONG

Material Type: Rebar

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76.9725

Mass per Unit Volume: 7.849

Units: KN, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1.999E+08

Poisson's Ratio, U: 0.

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 0.

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 400000.

Minimum Tensile Stress, Fu: 480000.

Expected Yield Stress, Fye: 400000.

Expected Tensile Stress, Fue: 480000.

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figure III. 7 : Définition des caractéristiques de l'acier longitudinal.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: ACIER TRANS

Material Type: Rebar

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76.9725

Mass per Unit Volume: 7.849

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1.999E+08

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 76903069

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 235000.

Minimum Tensile Stress, Fu: 300000.

Expected Yield Stress, Fye: 235000.

Expected Tensile Stress, Fue: 300000.

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figure III. 8 : Définition des caractéristiques de l'acier transversal.



- **Modélisations des poteaux et poutres :**

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires « Frame ».

- **Combinaison d'actions :**

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

Combinaisons fondamentales : ELU :  $1,35G+1,5Q$  ; ELS :  $G+Q$ .

Combinaisons accidentelles du RPA :  $G+Q\pm E$ ,  $0,8G\pm E$ ,  $G+Q\pm 1,2E$ .

- **Diaphragme :**

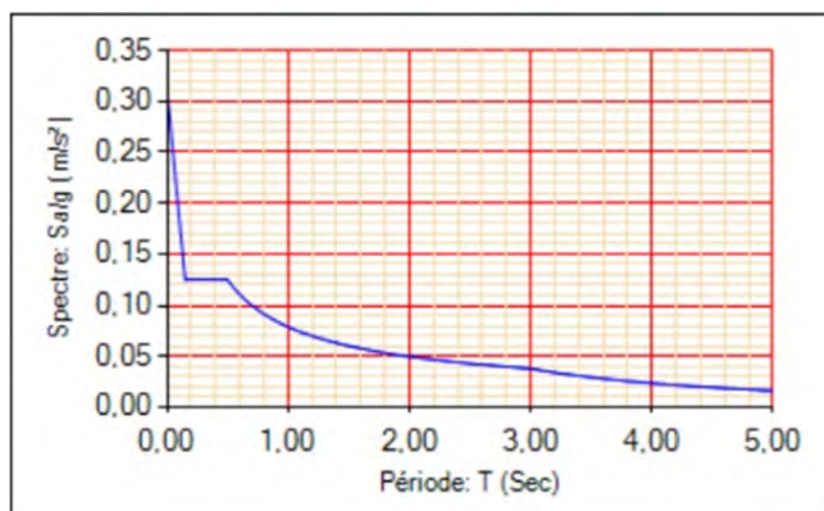
Les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme.

- **Appuis :**

Les appuis sont supposés parfaitement encastés dans les fondations.

- **Spectre de réponse :**

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul donné par le RPA 99/version 2003 (voir figure III.9).



**Figure III. 9 :** Spectre de réponse donné par le RPA99/2003 [5].

Les paramètres qui ont été introduits pour l'obtention du spectre de réponse sont définis comme suit : (voir figure III.10).

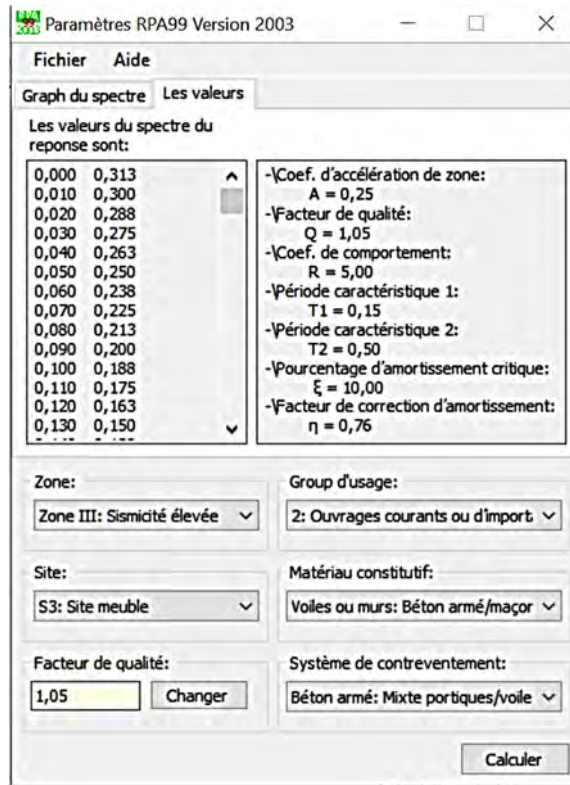


Figure III. 10 : Paramètres du spectre de réponse donné par le RPA99/2003 [5].

▪ **Dimensions des poteaux et des poutres de la structure :**

Le tableau III.5 résume les dimensions des poutres et des poteaux :

Tableau III. 5 : Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres du bâtiment étudié.

Niv.	Poutres principales			Poutres secondaires			Poteaux	
	DIM (cm <sup>2</sup> )	Ferrailages		DIM (cm <sup>2</sup> )	Ferrailages		DIM (cm <sup>2</sup> )	Ferr
		Sup	Inf		Sup	Inf		
4	30×40	3T16+2T14	3T14+2T12	30× 35	3T14+2T12	5T12	35× 35	8T14
3	30× 40	3T16+2T14	3T14+2T12	30× 35	3T14+2T12	5T12	35× 35	8T14
2	30× 40	3T16+2T14	3T14+2T12	30× 35	3T14+2T12	5T12	35× 35	8T14
1	30× 40	3T16+2T14	3T14+2T12	30× 35	3T14+2T12	5T12	35× 35	8T14
RDC	30× 40	3T16+2T14	3T14+2T12	30× 35	3T14+2T12	5T12	35× 35	8T14

**III.7.2. Résultats de l'analyse linéaire élastique :**

Après avoir effectué une modélisation élastique linéaire, le logiciel SAP2000 V14.0.0 nous a permis d'arriver aux résultats suivants :

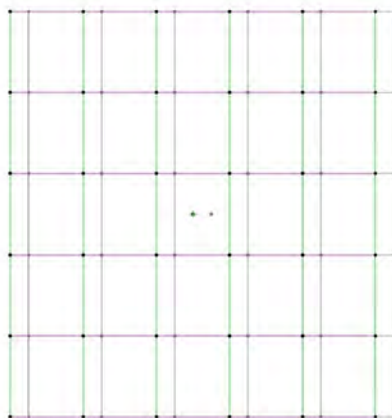
### Les modes de vibration et les périodes propres :

Le tableau III.6 donne les trois premiers modes de vibration avec les périodes correspondantes.

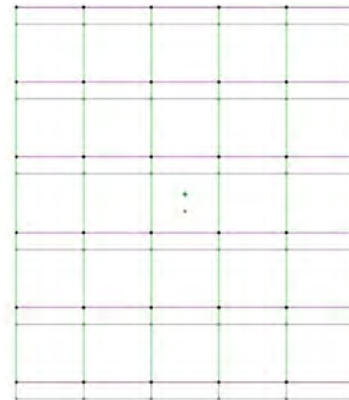
**Tableau III. 6 : Modes et périodes propres du bâtiment.**

Mode de vibration	Type de mode	Direction	Période (s)
Mode 1	Translation	X	0,58
Mode 2	Translation	Y	0,57
Mode 3	Rotation	Z	0,54

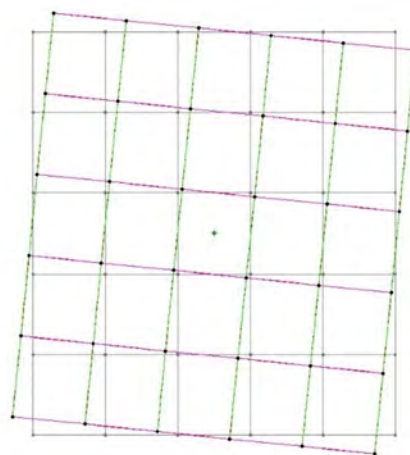
Les modes 1, 2 et 3 sont illustrés en figure III.11.



**Mode 1**



**Mode 2**



**Mode 3**

**Figure III. 11 : Modes de vibration.**

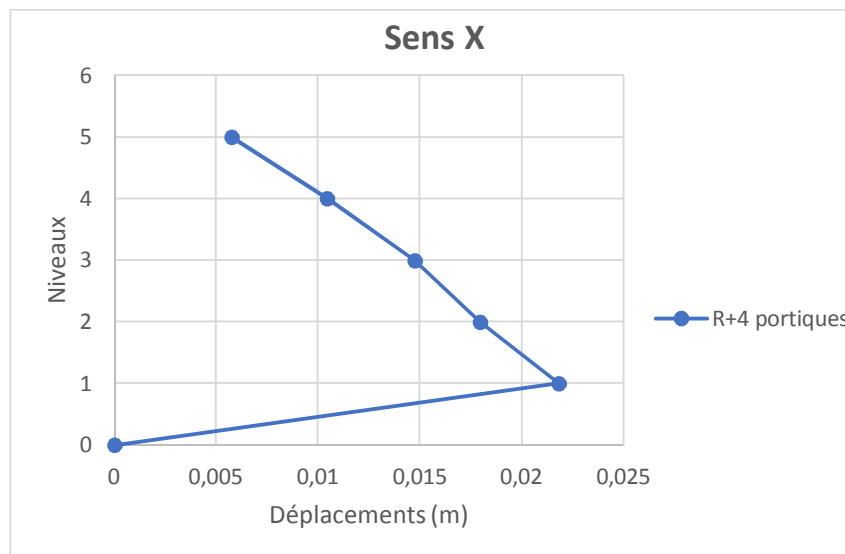
**Efforts sismiques à la base du bâtiment :**

Les efforts sismiques à la base du bâtiment sont donnés par SAP2000/ v14 comme suit :

$V_x = 942,89 \text{ kN}$  et  $V_y = 944,03 \text{ kN}$ .

**Déplacements inter-étages :**

La courbe représentée sur la figure III.12 montre les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents du bâtiment étudié (R+4 en portiques). Les calculs sont faits selon le RPA99/version2003. La hauteur du RDC est de 4 m, alors que celle des autres étages est de 3 m.



**Figure III. 12 :** Déplacements inter-étages (sens x).

**III.7.3. Modélisation non-linéaire (Pushover) :****III.7.3.1. Définition du comportement non linéaire des poutres et des poteaux :**

Les poutres et les poteaux 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.

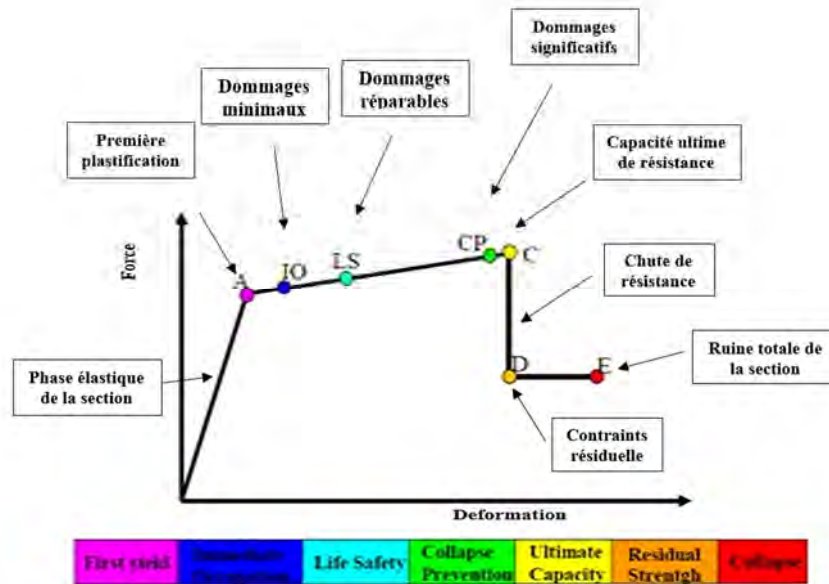
Pour les modèles de calcul, nous introduisons dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel SAP2000/v14 comme suit :

- Poutres : Rotules de type flexion (M3).
- Poteaux : Rotules de type flexion (PMM).

Les propriétés des différents types de rotules plastiques sont extraites des règlements américains ATC40 [12] et FEMA 356.[13]

### III.7.3.2. Niveaux d'endommagements :

Le règlement FEMA 356 [13] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique. (Voir figure III.13).



**Figure III. 13 : Loi de comportement et niveaux de dommages.**

A : Représente la 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 qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique, et qui sont :

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

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

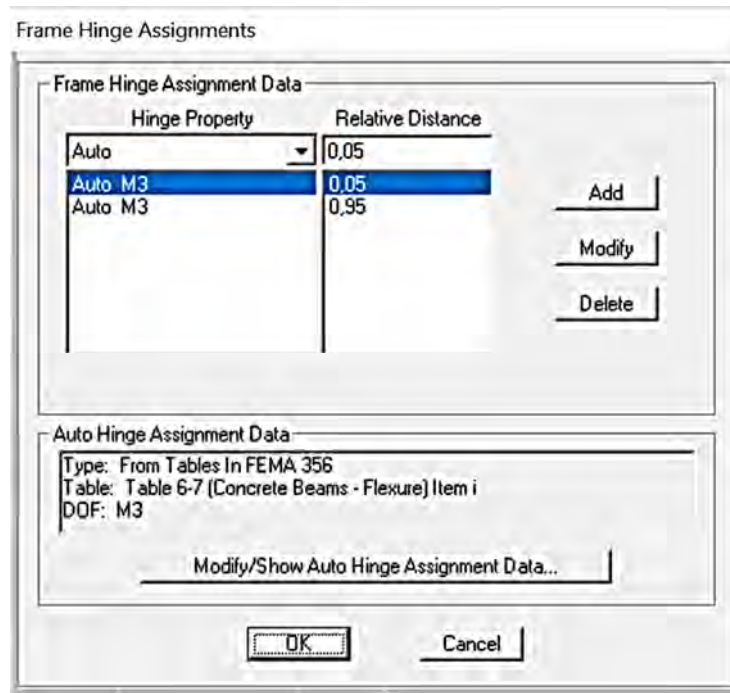
Au niveau CP (Dommages significatifs), la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant au règlement américain FEMA 356 [13].

### III.7.3.3. Introduction des types de rotules :

La première étape de l'analyse Pushover consiste à définir les types de rotules plastiques que ce soit pour les poteaux (P-M2-M3) ou pour les poutres (M3). Ces types de rotules plastiques sont introduits comme suit :

Comme le montre la figure III.14, les rotules de flexion de type M3 sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres :



**Figure III. 14 :** Introduction des rotules plastiques des poutres.

Pour ce qui est des poteaux, la figure III.15 représente l'introduction des rotules de type « P-M-M » qui tiennent compte de l'interaction (effort normal-moment).

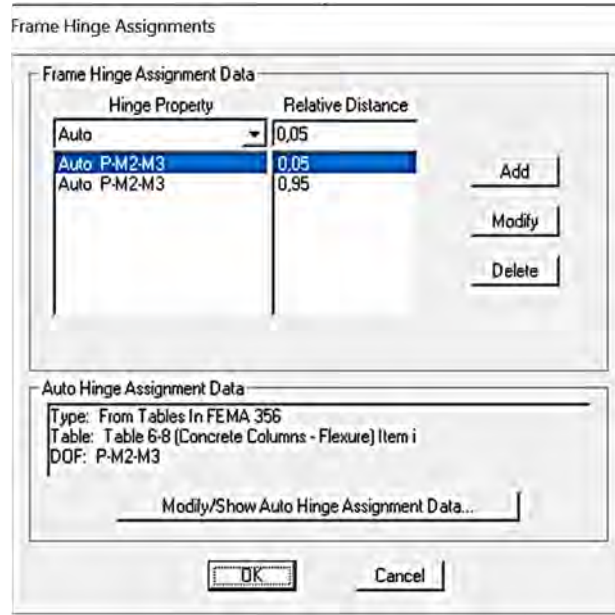


Figure III. 15 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.

III.7.3.4. Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Dans cette partie de la modélisation, on applique les charges par étape. Tout d'abord, la création d'un cas Pushover pour les charges gravitaires et puis la définition des deux cas de chargement horizontal : push X et push Y.

La figure III.16 illustre le chargement introduit correspondant à la combinaison proposée par le RPA99/version 2003 pour la détermination des charges sismiques : (G+0.2Q).

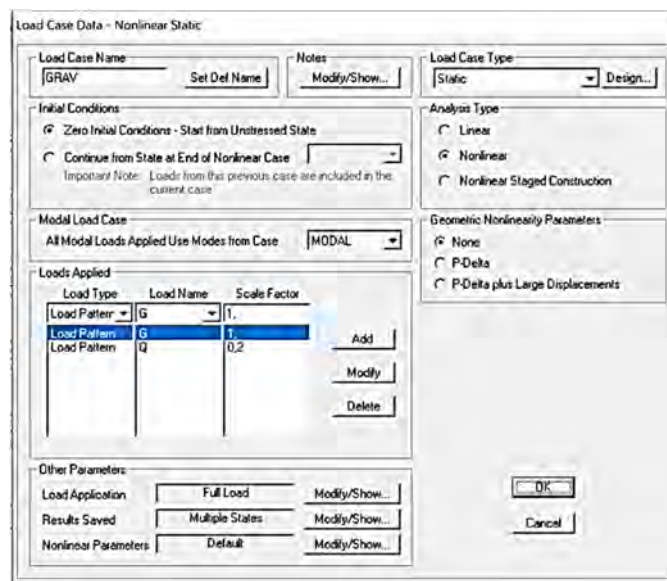


Figure III. 16 : Définition du chargement gravitaire.

### III.7.3.5. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales :

La distribution des charges horizontales est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique. Il est évident que cette hypothèse peut être parfois insuffisante, notamment après plastification de la structure et redistribution des efforts.

Dans notre cas, la structure étudiée présente une configuration structurale simple, ainsi le comportement dynamique est contrôlé par un seul mode de vibration. Par conséquent, nous avons choisi d'utiliser la distribution de charges suivant l'allure du mode fondamental.

Les charges Push x et Push y sont représentées sur les figures III.17 et III.18.

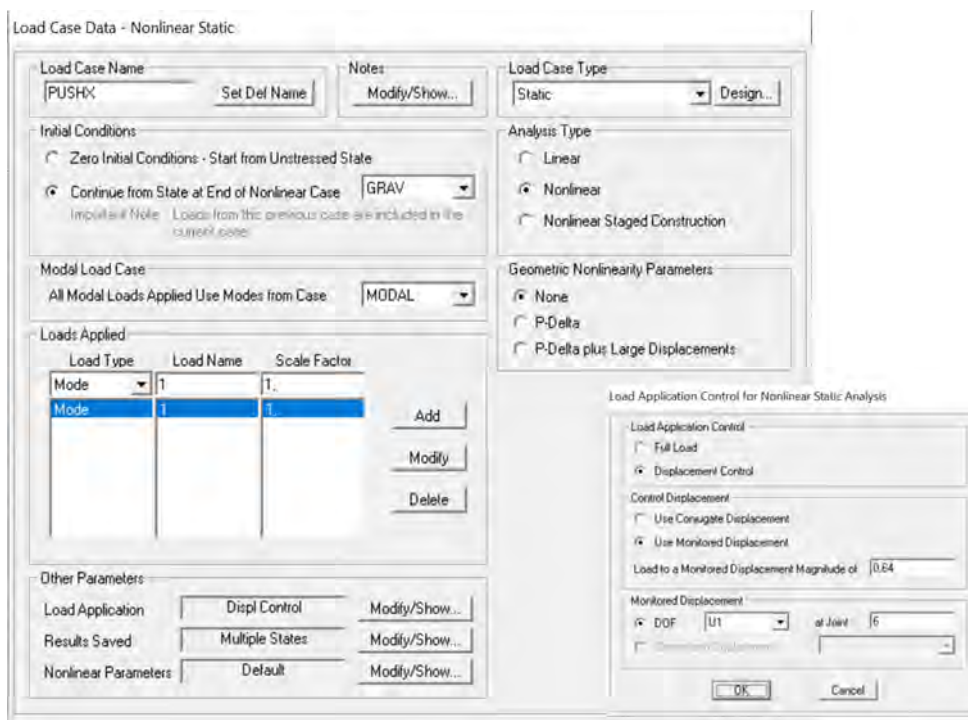


Figure III. 17 : Définition du chargement de l'analyse push over (Sens X).



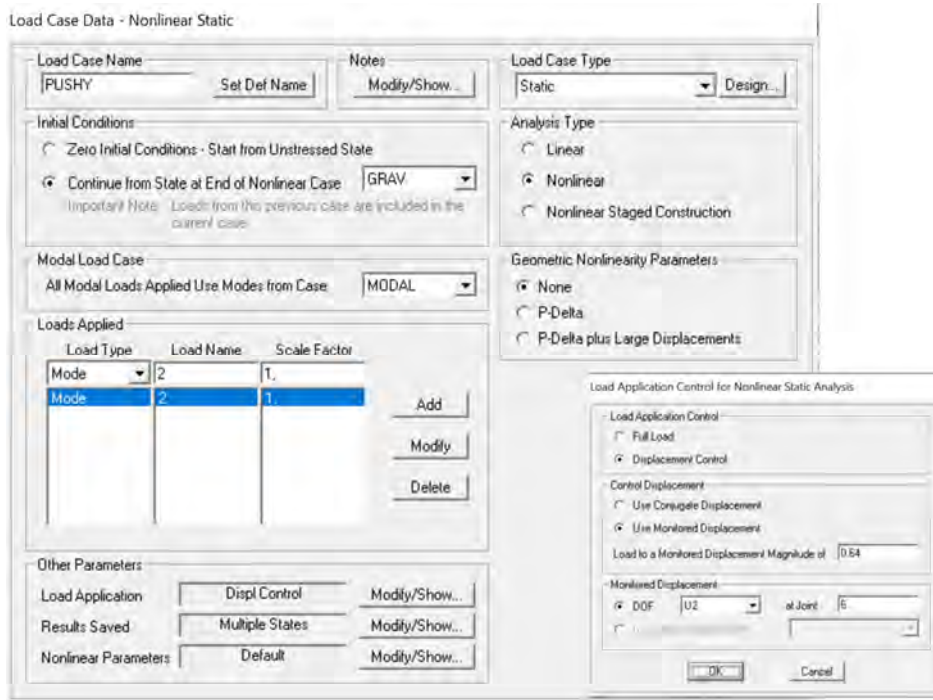


Figure III. 18 : Définition du chargement de l'analyse push over (Sens Y).

**III.7.3.6. Résultats de l'analyse Pushover :**

**Courbe de capacité :**

La figure III.19 donne les résultats des courbes de capacité dans les deux sens X et Y.

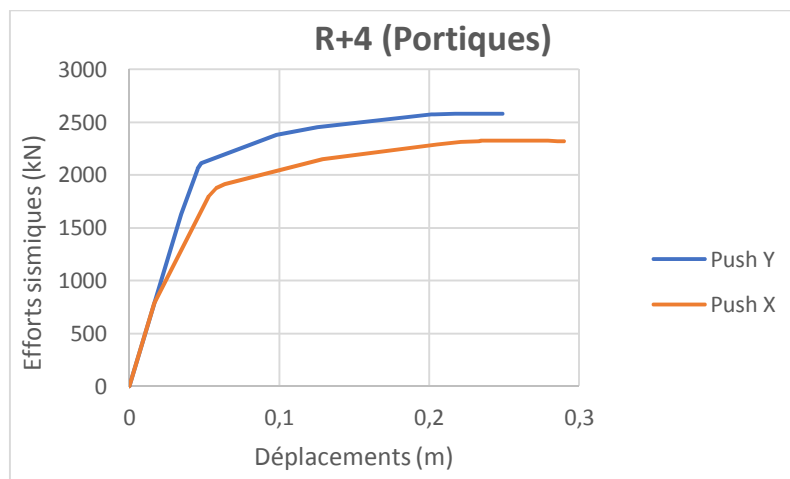


Figure III. 19 : Courbe de capacité (sens X et Y).

**Formation des rotules plastiques et état de dégradation des éléments :**

Les figures III.20 et III.21 montrent la formation des rotules plastiques et les niveaux d'endommagement à la fin de l'analyse.

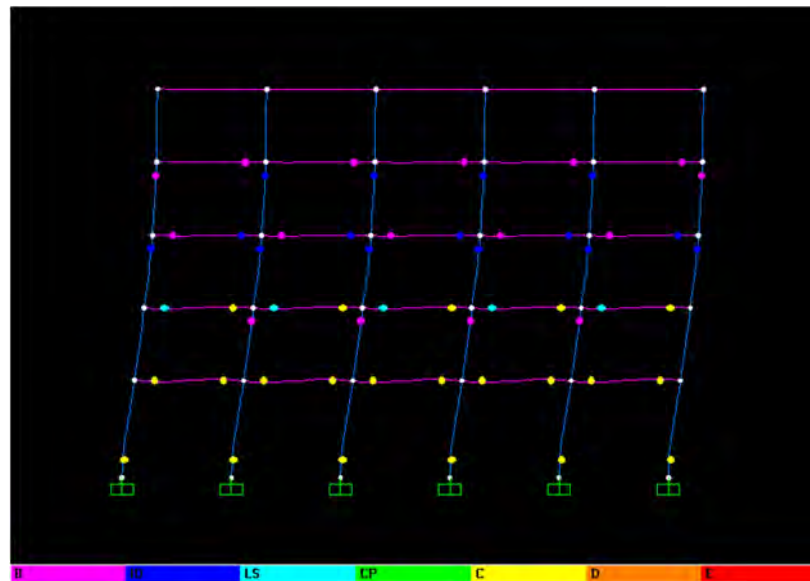


Figure III. 20 : Formation des rotules plastiques (sens X).

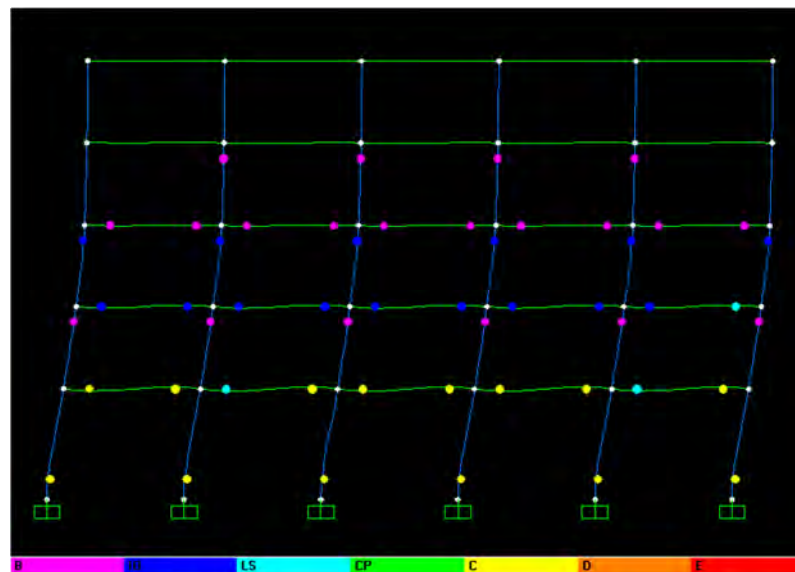


Figure III. 21 : Formation des rotules plastiques (sens Y).

Après avoir visualisé la distribution des rotules plastiques dans la structure sous les sollicitations Push X et Push Y, nous avons constaté que le mécanisme de ruine est mixte. En effet, les rotules plastiques se forment aussi bien dans les poteaux que dans les poutres. Le niveau d'endommagement observé pour les portiques sélectionnés est particulièrement significatif au niveau des poutres du premier niveau, correspondant à un type C. En revanche, pour les poutres des autres étages, le niveau d'endommagement enregistré varie entre les types B et IO.

En comparant la formation des rotules plastiques entre les directions X et Y, nous observons que le niveau d'endommagement du portique dans le sens X est plus important que celui dans le sens Y

**III.8. Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une modélisation en 3D d'un bâtiment en béton armé de cinq niveaux en utilisant le logiciel SAP2000 V14.0.0. Pour la suite de l'étude, nous proposons d'évaluer le comportement sismique du bâtiment en modifiant deux paramètres : l'ajout de voiles en béton armé et la variation de la hauteur du bâtiment (R+2, R+4 et R+6). En fonction de ces paramètres, nous examinerons le comportement du bâtiment dans les domaines linéaires et non linéaire



# Chapitre IV

*Étude paramétrique*

### IV.1. Introduction :

L'évaluation du comportement structurel des bâtiments en zones sismiques est essentielle pour garantir leur sécurité et leur durabilité. Dans cette partie d'étude, nous analysons l'impact de deux paramètres : l'ajout de voiles en béton armé et la variation de la hauteur du bâtiment. Les voiles en béton armé seront intégrés dans le bâtiment pour observer leur effet sur le comportement global. Par ailleurs, la hauteur du bâtiment sera modifiée, en considérant des configurations R+2, R+4 et R+6, afin de comprendre comment cette variable influence les réponses dynamiques et les performances sismiques.

### IV.2. Critères de comparaison entre les différentes structures :

Aux termes des analyses linéaires et non linéaires des différentes structures proposées, des critères de comparaison sont pris en compte :

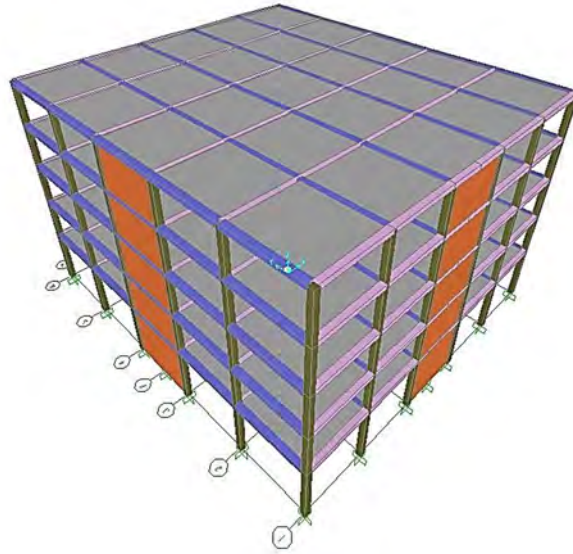
- **Résultats de l'analyse linéaire élastique :**
  - Modes de vibration et périodes propres du bâtiment ;
  - Efforts tranchants à la base ;
  - Déplacements inter-étages.
- **Analyse statique non linéaire (Pushover) :**
  - Courbes de capacité ;
  - Niveaux d'endommagement.

Pour chaque critère de comparaison, nous procéderons à une analyse comparative des résultats.

### IV.3. Les variantes d'étude :

#### IV.3.1. Ajout de voiles en béton armé :

L'objectif de l'ajout de voiles en béton armé est d'évaluer leur influence sur la performance sismique de la structure. Pour ce faire, nous avons considéré le bâtiment étudié et ajouté quatre voiles symétriques disposés en façade, au milieu de chaque direction (voir figure IV.1). Une comparaison sera effectuée entre le bâtiment stabilisé uniquement par des portiques et celui stabilisé par un système mixte (portiques/voiles). Cette comparaison portera sur les différents résultats des analyses linéaires et non linéaires (Pushover).

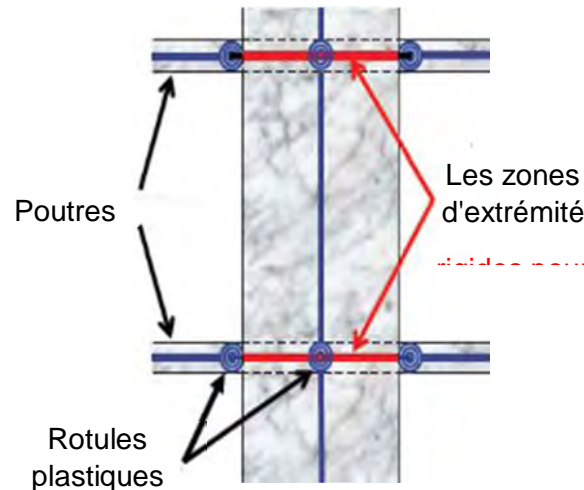


**Figure IV. 1 :** Bâtiment contreventé par système mixte (portiques/voiles)

#### **IV.3.1.1. Définition du comportement non linéaire des voiles :**

Concernant la modélisation des voiles, plusieurs recherches ont été menées dans l'optique de déterminer la meilleure approche pour modéliser le comportement non linéaire d'un voile. Deux grandes familles de modélisation par éléments finis existent : la modélisation raffinée qui peut être effectuée en utilisant des modèles d'éléments finis basés sur une interprétation détaillée du comportement local et la modélisation simplifiée en utilisant des modèles macroscopiques [14]

Dans notre travail, une modélisation simplifiée est utilisée. Le voile est modélisé par un élément « Poteau-Poutre » équivalent situé sur l'axe central du voile.[14]. Ce modèle se compose d'un seul élément flexionnel élastique avec des rotules plastiques placées aux extrémités pour définir le comportement non linéaire des zones critiques, les poutres supérieures et inférieures sont considérées infiniment rigides. (Figure IV2).

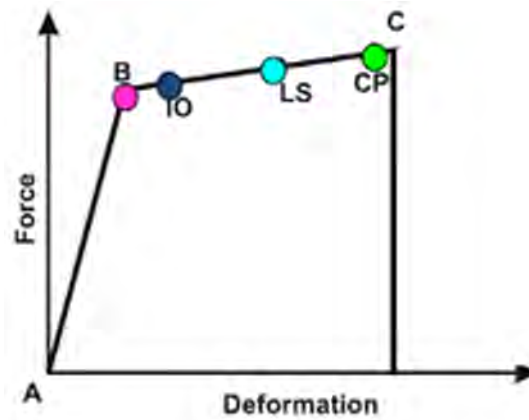


**Figure IV. 2** : Modèle « Poteau-Poutre équivalent » [14].

Deux rotules plastiques de type « P-M-M » sont introduites à la base et au sommet du voile pour caractériser le comportement du voile en flexion.

#### IV.3.1.2. Niveaux de dommages des rotules de flexion des voiles :

La figure IV.3 montre les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules [14].

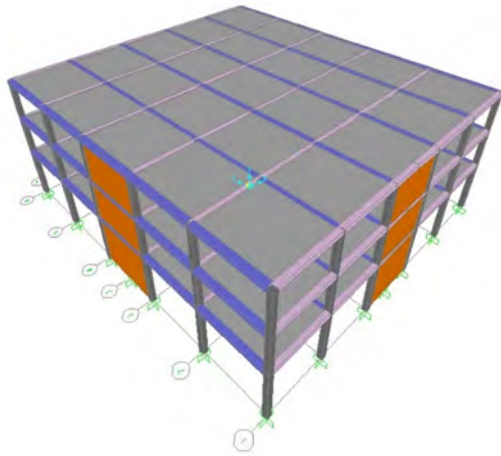


**Figure**

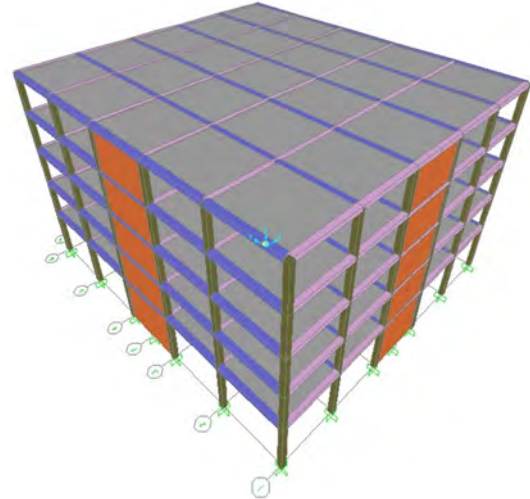
**IV. 3** : Loi de comportement (Moment-Rotation) du voile et niveaux de dommages.

#### IV.3.2. Variation de la hauteur du bâtiment :

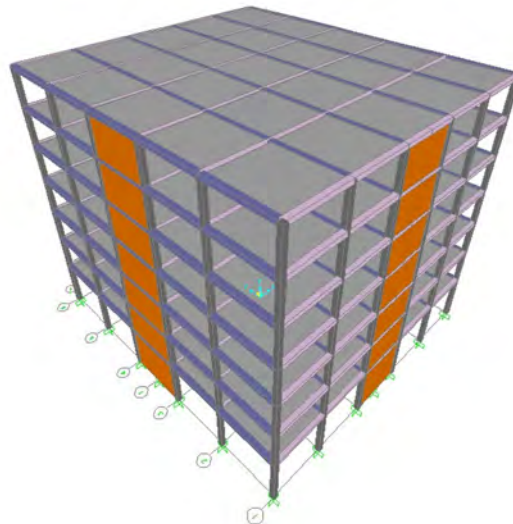
Le deuxième paramètre consiste à modéliser et analyser trois types de bâtiments de hauteurs différentes, à savoir : en (R+2), en (R+4) et en (R+6). Comme le montre la figure IV.4, les trois bâtiments sont contreventés par portiques et voiles.



c) Bâtiment (R+2)



d) Bâtiment (R+4)



e) Bâtiment (R+6)

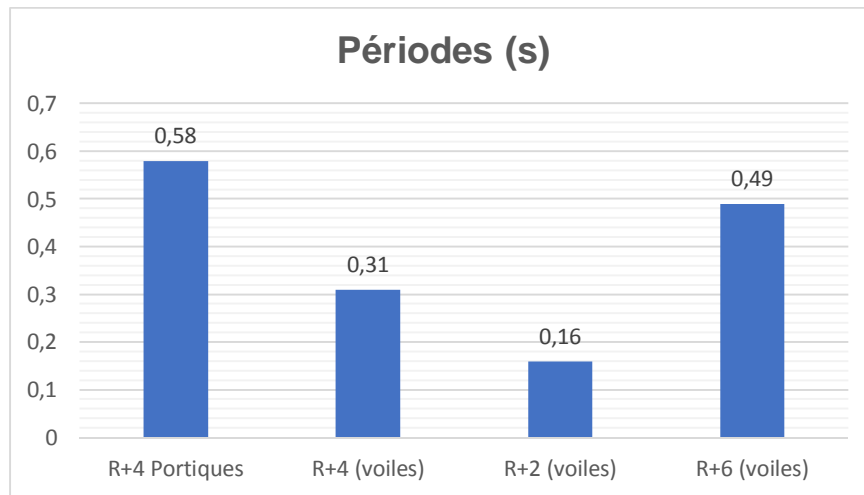
**Figure IV. 4 :** Vue en 3D du bâtiment.

#### IV.4. Résultats de l'analyse linéaire élastique :

##### IV.4.1. Périodes propres du bâtiment :

L'histogramme de la figure IV.5 présente les périodes (en secondes) relatives au 1<sup>er</sup> mode de vibration (sens X) des différentes variantes.





**Figure IV. 5 : Périodes propres du bâtiment pour les différentes variantes.**

Après visualisation et analyse des résultats des variantes étudiées (voir figure IV.5), voici quelques observations clés :

Pour les variantes étudiées, les deux premiers modes de vibration sont des translations pures (sens X et Y), tandis que le troisième mode est une torsion autour de l'axe vertical (Z).

**Le bâtiment (R+4) en Portiques** à la période la plus longue, avec une valeur de 0.58 secondes. Cela signifie qu'elle a la plus grande flexibilité parmi les structures présentées.

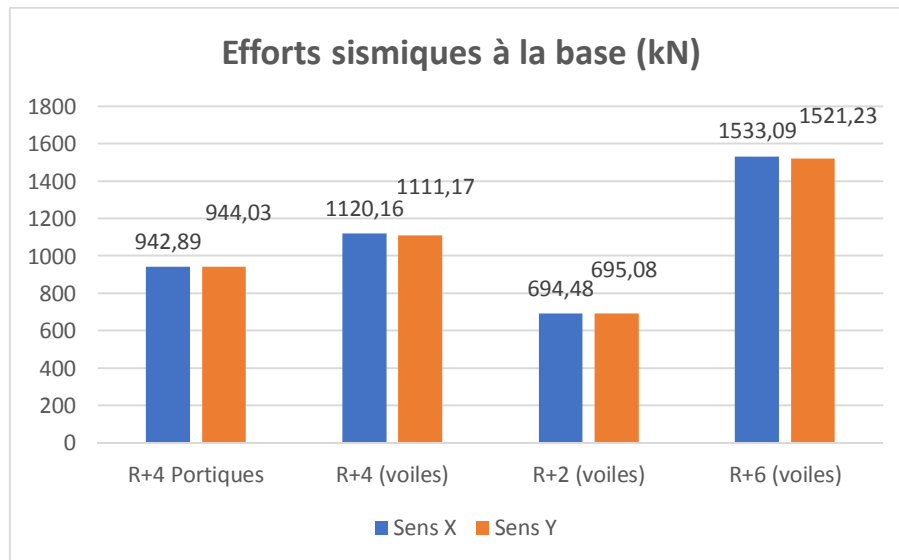
La période du bâtiment (R+4) en portiques/voiles est de 0.31 secondes, ce qui est nettement inférieur à celui des portiques pour le même nombre d'étages. Cela indique que l'ajout de voiles rigidifie la structure.

Avec une période de 0.16 secondes, **le bâtiment (R+2) en portiques /voiles est le plus rigide** parmi les variantes étudiées. Cela peut être attribué à son plus petit nombre d'étages et à l'utilisation de voiles.

Pour le bâtiment (R+6) en portiques/voiles, la période enregistrée est de 0,49 secondes, ce qui est supérieur à celle de "R+4 (voiles)" mais inférieur à "R+4 Portiques". Cela montre qu'augmenter le nombre d'étages augmente la période, mais l'utilisation de voiles continue de fournir une rigidité significative.

#### **IV.4.2. Efforts sismiques à la base :**

La figure IV.6 illustre l'histogramme des efforts sismiques à la base (en kN) pour les différentes variantes dans les directions X et Y.



**Figure IV. 6 :** Efforts sismiques à la base du bâtiment

Après avoir visualisé et analysé les résultats des différentes variantes étudiées (voir figure IV.6), voici quelques observations essentielles :

Pour toutes les variantes étudiées, les efforts sismiques sont presque égaux dans les deux directions, indiquant une symétrie ou une répartition uniforme des charges sismiques.

Pour le bâtiment (R+4) avec voiles, les efforts sismiques dans les deux directions sont légèrement supérieurs à ceux des portiques, ce qui peut indiquer une meilleure répartition de la rigidité et une résistance accrue grâce aux voiles.

La variante du bâtiment (R+2) avec voiles donne des efforts sismiques plus faibles parmi les structures étudiées, ce qui peut être attribué au plus petit nombre d'étages.

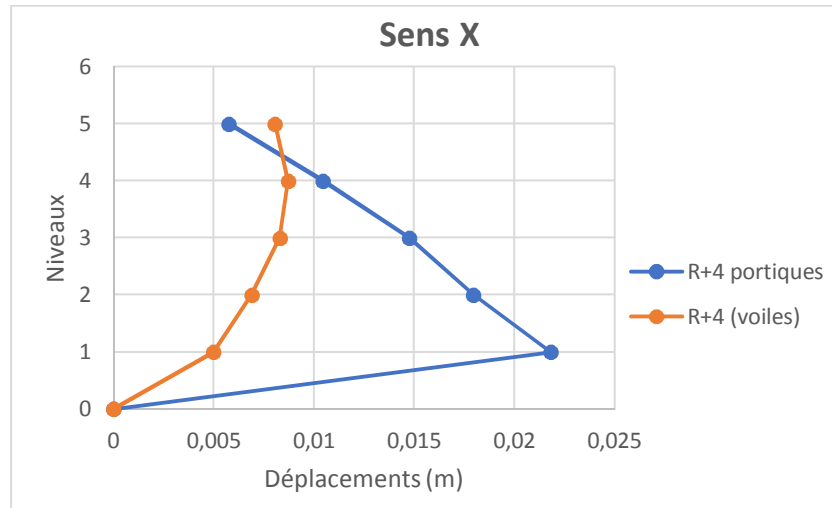
Des efforts sismiques les plus élevés parmi toutes les variantes sont enregistrés pour le bâtiment (R+6) avec voiles, ce qui est attendu en raison du plus grand nombre d'étages. La présence des voiles permet de maintenir des valeurs élevées dans les deux directions.

Les structures avec des voiles (R+4, R+2, R+6) montrent une capacité accrue à résister aux efforts sismiques par rapport aux portiques seuls. Cela est dû à la rigidité additionnelle apportée par les voiles.

Il est clair que plus la hauteur du bâtiment augmente, plus les efforts sismiques à la base augmentent. Cependant, l'utilisation de voiles aide à gérer ces charges supplémentaires de manière efficace.

#### IV.4.3. Déplacements inter-étages :

Le graphique représenté sur la figure IV.7 montre les déplacements inter-étages en fonction de la hauteur pour deux variantes de structures de bâtiment R+4 : une avec portiques et l'autre avec voiles, dans le sens X.



**Figure IV. 7 :** Déplacements inter-étages (m)

Voici quelques commentaires sur ces déplacements :

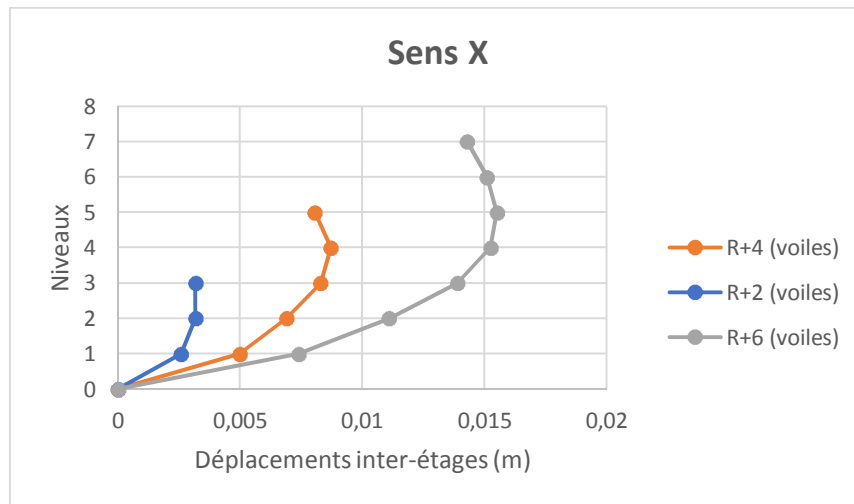
La variante avec portiques (ligne bleue) présente des déplacements inter-étages plus élevés comparativement à la variante avec voiles (ligne orange). Le déplacement maximum pour les portiques atteint environ 0,022 m, tandis que celui pour les voiles est d'environ 0,009 m. Cela indique que la structure avec voiles est deux fois et demi plus rigide en termes de déplacements horizontaux.

Pour les portiques, les déplacements atteignent 0,022 m au 1<sup>er</sup> niveau, puis diminuent au-delà de ce niveau. Cela indique que le niveau R.D.C subit plus de déformation par rapport aux niveaux supérieurs.

Pour les voiles, les déplacements augmentent rapidement jusqu'au niveau 4, puis diminuent légèrement au niveau 5. Cela suggère une meilleure dissipation des efforts de cisaillement dans la partie supérieure de la structure.

La structure avec voiles est globalement plus rigide, comme l'indique le déplacement plus faible pour des hauteurs comparables. Les voiles offrent une meilleure résistance aux forces horizontales, réduisant ainsi les déplacements inter-étages.

La figure IV.8 illustre les déplacements inter-étages (en mètres) pour trois configurations différentes dans le sens X : R+2, R+4 et R+6.



**Figure IV. 8 :** Déplacements inter-étages (m) pour les structures en voiles.

Voici quelques commentaires sur ces déplacements :

Pour chaque structure, les déplacements augmentent avec le nombre de niveaux. Cela est attendu car les niveaux supérieurs tendent à se déplacer plus que les niveaux inférieurs en raison des effets cumulés des déplacements en dessous.

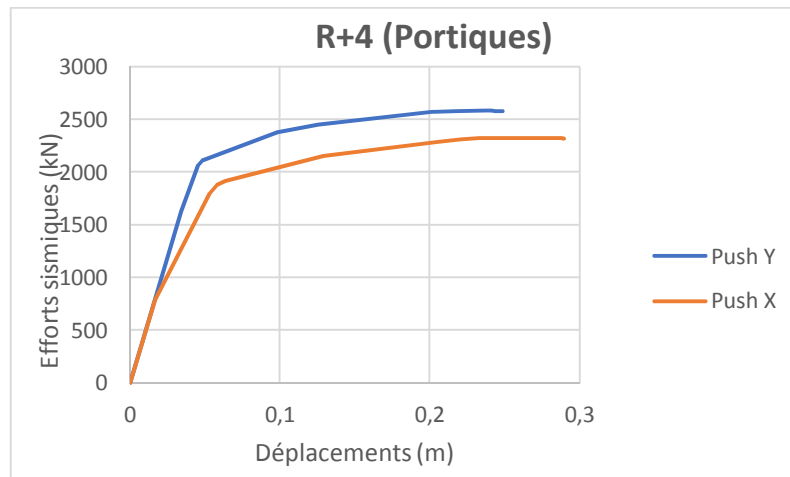
La structure R+2 montre des déplacements relativement faibles d'environ 0,003 m et semble se stabiliser rapidement. La structure R+4 a des déplacements plus importants, (de l'ordre de 0,009 m), que celle en R+2 mais moins que celle en R+6, avec une dégression des déplacements inter-étages après le quatrième niveau. La structure R+6 montre une augmentation marquée des déplacements inter-étages avec chaque niveau supplémentaire atteignant environ 0.016 m, ce qui suggère que cette structure pourrait être plus sensible aux forces appliquées ou moins rigide comparée aux autres.

Les structures plus hautes (R+6) nécessitent probablement des mesures supplémentaires de renforcement pour limiter les déplacements inter-étages et assurer la sécurité et la stabilité. Les structures plus basses (R+2) sont naturellement plus rigides et subissent moins de déplacements, ce qui peut être avantageux pour des applications où la rigidité est cruciale.

#### **IV.5. Résultats de l'analyse non linéaire (Push over) :**

##### **IV.5.1. Courbes de capacité :**

La figure IV.9 représente les courbes de capacité (push X) et (push Y) pour le bâtiment (R+4) en portiques.

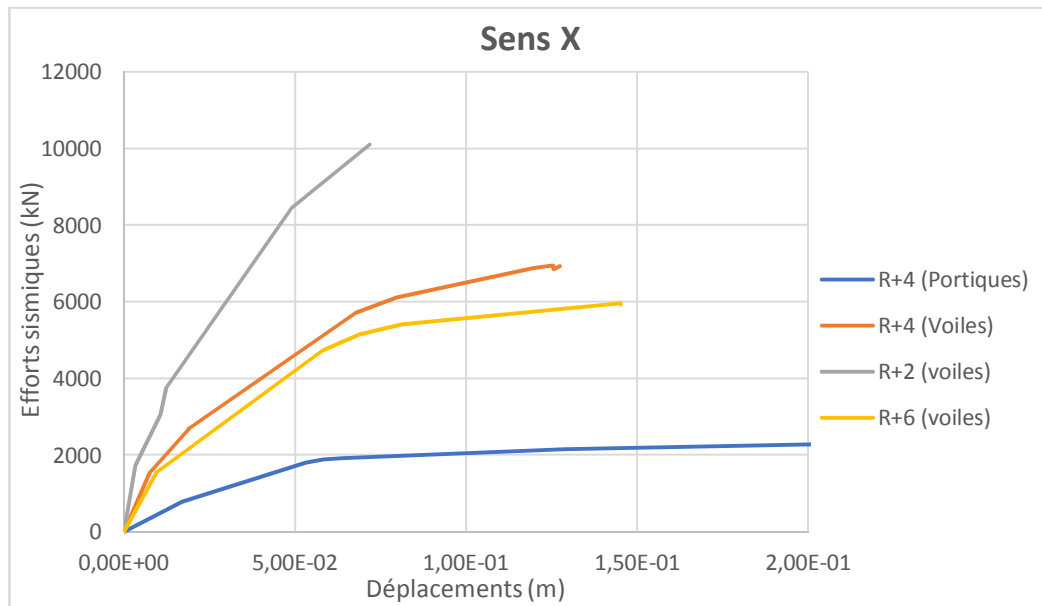


**Figure IV. 9 : Courbe de capacité sens X.**

Les courbes de la figure IV.9 indiquent la relation entre les déplacements horizontaux (en mètres) et les efforts sismiques (en kN) appliqués à la structure. La rigidité initiale est plus élevée dans la direction Y par rapport à la direction X, comme indiqué par la pente plus raide de la courbe Push Y au début. La capacité sismique maximale est également plus élevée dans la direction Y par rapport à la direction X. La structure est plus rigide et peut supporter des efforts sismiques plus élevés dans la direction Y. Elle atteint un plateau plus élevé, suggérant une meilleure performance sismique dans cette direction.

Ces différences peuvent être attribuées à des variations dans la conception structurelle, les matériaux, ou la configuration géométrique de la structure, qui influencent la réponse sismique dans différentes directions.

Les courbes de capacité (courbes "Pushover") pour les différentes structures en termes d'efforts sismiques (en kN) par rapport aux déplacements (en m) sont représentés sur la figure IV.10.



**Figure IV. 10 :** Courbe de capacité sens X pour les différentes variantes

Voici quelques commentaires sur ces courbes :

La structure (R+4) en portiques montre une augmentation progressive et modérée des efforts sismiques avec les déplacements. La courbe reste relativement plate après environ 0.05 m de déplacement, indiquant un comportement plus ductile avec une capacité limitée à prendre des charges sismiques supplémentaires.

La courbe de la structure (R+4) avec voiles montre une augmentation rapide des efforts sismiques jusqu'à environ 0.1 m de déplacement, après quoi elle commence à se stabiliser. Cela suggère que les voiles apportent une plus grande rigidité et capacité initiale à la structure.

Une augmentation très rapide des efforts sismiques avec les déplacements initiaux, atteignant des valeurs élevées de charges sismiques avec un déplacement relativement faible indiquant une grande rigidité initiale.

La courbe de la structure (R+6) avec voiles monte rapidement, atteignant des efforts sismiques élevés. Cependant, elle montre également une plus grande capacité de déplacement avant de se stabiliser par rapport aux autres structures. Cela indique une grande rigidité et une capacité à absorber de plus grands efforts sismiques, mais aussi une plus grande flexibilité pour les déplacements plus importants.

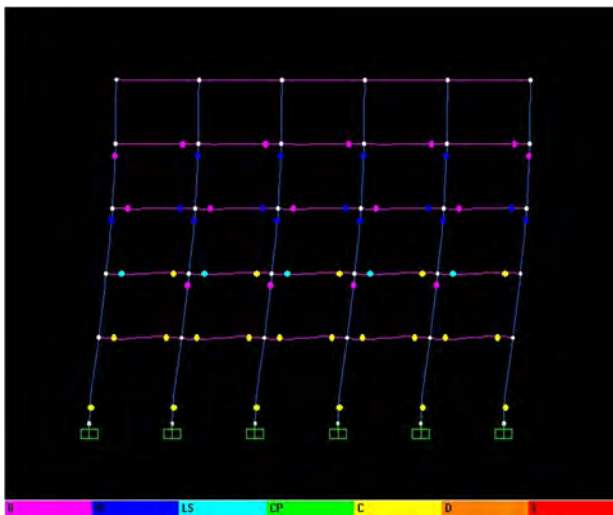
Les structures avec voiles (R+4 et R+6) montrent une capacité à résister à des efforts sismiques beaucoup plus élevés comparées aux portiques (R+4 Portiques). La structure R+2 (voiles) montre une rigidité initiale très élevée mais une capacité de déplacement limitée, ce qui peut rendre cette structure vulnérable aux déplacements sismiques importants. La structure R+6 (voiles) a la capacité sismique la plus élevée et une flexibilité accrue, ce qui est bénéfique pour les grandes

structures soumises à des charges sismiques importantes.

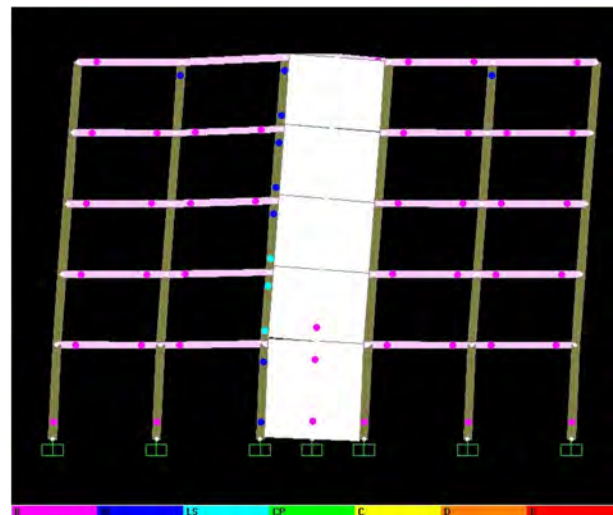
Les voiles augmentent significativement la capacité sismique des structures, rendant les structures plus rigides et capables de résister à des efforts sismiques élevés. Les structures plus hautes avec voiles (R+6) montrent une bonne combinaison de rigidité et de flexibilité, ce qui est crucial pour la performance sismique. Les portiques (R+4) offrent une ductilité accrue mais à un coût de capacité sismique plus faible, ce qui pourrait nécessiter des renforts supplémentaires pour améliorer leur performance sous charges sismiques.

#### IV.5.2. Niveaux d'endommagement :

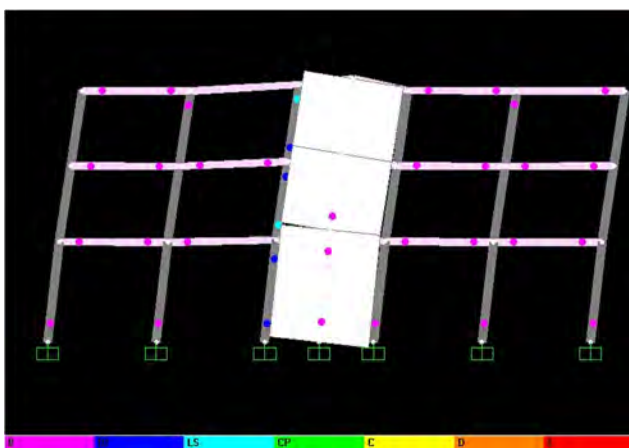
À la fin de l'analyse, La figures IV.11 (a, b, c, et d) montrent la distribution des rotules plastiques les plus importantes suivant le sens (X) pour les différentes variantes.



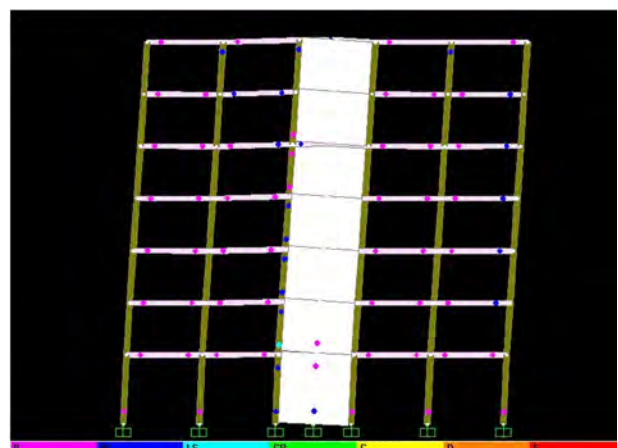
a) (R+4) portiques (sens X)



b) (R+4) voiles (sens X)



c) (R+2) voiles (sens X)



d) (R+6) voiles (sens X)

**Figure IV. 11** : Niveaux d'endommagement (sens X) pour les différentes variantes

D'après les résultats trouvés de l'analyse non linéaire, nous constatons que :

Pour la structure (R+4) en portiques, l'état de ruine enregistré est un état mixte où les rotules se sont formées simultanément dans les poutres et dans les poteaux. Certaines sections sont en "Life Safety" (LS), ce qui signifie des dommages réparables, tandis que d'autres atteignent le niveau "Ultimate Capacity" (C), indiquant une dégradation sévère de la capacité et une ruine totale de la section. Ce constat a été enregistré pour les poutres du 2<sup>ème</sup> niveau. Cela montre une structure partiellement endommagée mais avec certaines parties en risque de ruine.

L'ajout de voiles en béton armé à la structure existante (R+4) a amélioré considérablement la performance structurelle en termes de niveaux d'endommagement et de formation des rotules plastiques. En effet, l'endommagement des poutres est de type "First Yield" (B), c'est-à-dire première plastification, et de type "Immediate Occupation" (IO) : Dommages minimaux.

La hauteur et le nombre de niveaux pour les structures en voiles influencent directement les niveaux d'endommagement et la formation des rotules plastiques. La structure (R+6) avec voiles montre des niveaux d'endommagement légèrement élevés, au niveau des poutres, comparativement aux deux autres structures (R+4) et (R+2). Les rotules sont de type (B) et (IO). Les structures (R+4) et (R+2) donnent une performance sismique légèrement plus favorable avec des dommages moins sévères dans les poutres et une formation contrôlée des rotules plastiques de type (B).



**IV.6. Conclusion :**

Suite au travail effectué dans ce chapitre, nous sommes en mesure de donner les conclusions suivantes :

Les voiles ont un impact sur la rigidité des structures, réduisant les périodes par rapport aux structures à portiques seules. De plus, l'augmentation du nombre d'étages, et par conséquent la hauteur du bâtiment, tend à augmenter la période, bien que l'usage de voiles continue de jouer un rôle crucial dans le maintien de la rigidité structurelle.

La structure avec voiles est globalement plus rigide, comme l'indique le déplacement plus faible pour des hauteurs comparables. Les voiles offrent une meilleure résistance aux forces horizontales, réduisant ainsi les déplacements inter-étages.

Les voiles contribuent de manière significative à la rigidité et à la capacité sismique des structures, avec une performance particulièrement notable dans les structures plus hautes. Les portiques offrent plus de ductilité mais avec une capacité sismique réduite, indiquant la nécessité de compromis en fonction des exigences de performance sismique et de conception structurelle.

Les niveaux d'endommagement des structures varient selon la configuration et la hauteur des bâtiments. Les structures en portiques montrent des dommages plus sévères comparés aux structures en voiles.



## *Conclusion générale*

---

## Conclusion générale :

Les conclusions de ce mémoire mettent en lumière les impacts significatifs des voiles sur la rigidité des structures, particulièrement dans un contexte sismique. En analysant divers scénarios de conception et en comparant les structures avec et sans voiles, il devient évident que les voiles jouent un rôle crucial dans la réduction des périodes de vibration et dans l'amélioration de la résistance aux charges horizontales. L'étude démontre également que l'augmentation du nombre d'étages entraîne une augmentation des périodes et des efforts sismiques, nécessitant une conception soignée pour assurer la stabilité. Les résultats obtenus soulignent l'importance des voiles pour maintenir la rigidité structurelle et réduire les déplacements inter-étages, offrant ainsi une meilleure performance globale des bâtiments.

Suite au travail effectué, voici les principales conclusions tirées de cette étude :

- L'intégration des voiles améliore significativement la rigidité des structures, diminuant les périodes de vibration par rapport aux structures composées uniquement de portiques. En outre, l'augmentation du nombre de niveaux, et donc de la hauteur de l'édifice, tend à allonger la période, bien que les voiles continuent de jouer un rôle essentiel dans le maintien de la rigidité globale.
- L'incorporation de voiles dans les structures renforce leur capacité à supporter les charges sismiques, et plus le nombre d'étages est élevé, plus les efforts sismiques deviennent importants, exigeant une conception minutieuse pour garantir la stabilité structurelle.
- Les structures dotées de voiles présentent une rigidité accrue, comme en témoigne la réduction des déplacements pour des hauteurs comparables. Les voiles offrent une résistance supérieure aux forces horizontales, diminuant ainsi les déplacements inter-étages.
- L'ajout de voiles dans les structures contribue significativement à réduire les niveaux d'endommagement en augmentant la rigidité et la résistance aux charges sismiques. Les voiles permettent de mieux contrôler les déplacements inter-étages, minimisant ainsi les dommages potentiels, surtout dans les bâtiments de grande hauteur.
- Bien que la méthode statique non linéaire (Pushover) soit utile et largement utilisée pour une évaluation préliminaire du comportement non linéaire des voiles en béton armé, elle présente des limitations qui doivent être prises en compte.
- Pour améliorer la modélisation du comportement non linéaire des voiles en béton armé, des analyses plus sophistiquées, comme les analyses temporelles non linéaires (time-history analysis), peuvent être utilisées. Ces méthodes prennent en compte les effets dynamiques complets et permettent une évaluation plus précise des réponses structurelles sous des séismes réels.

## *Références bibliographiques*

---

## **Bibliographies :**

- [1] Seghilani F. Z., Taleb N., Influence de la disposition des murs voiles sur le comportement linéaire et non linéaire d'un bâtiment en béton armé. Mémoire de fin d'études, 2016, Université Ibn Khaldoun, Tiaret.
- [2] Davidovici, V., Le séisme du 21 mai 2003, Rapport préliminaire de la mission AFPS, Alger, 2003
- [3] Lestuzzi, P., M. Badoux, Génie parasismique. IMAC, EPFL, Suisse, 2005.
- [4] Hamou, K. and K. Ramdane. Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover. 7ème Colloque National, AFPS, 2007.
- [5] Règles parasismiques Algériennes, R.P.A99/version2003, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. Alger, Algérie, 2003.
- [6] Chopra, A.K. and R.K. Goel, Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems. Report No. PEER1999/02, 1999.
- [7] Oğuz, S., Evaluation of pushover analysis procedures for frame structure. 2005, Middle East technical university.
- [8] Krawinkler, H. and G. Seneviratna, Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. Engineering structures, 1998. **20**(4-6): p. 452-464.
- [9] Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1, CEN, Brussels, Belgium.
- [10] Saiidi, M. and M.A. Sozen, Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures. Journal of the Structural Division, 1981. **107**(5): p. 937-953.
- [11] Paulay, T. and S. Uzumeri, A critical review of the seismic design provisions for ductile shear walls of the Canadian code and commentary. Canadian Journal of Civil Engineering, 1975. **2**(4): p. 592-601.
- [12] Comartin, C., R. Niewiarowski, and C. Rojahn, ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. SSC 96, 1996. **1**(1).
- [13] FEMA 356, F.E., Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency : Washington, DC, USA, 2000.
- [14] Aghiles, B.M., Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments. 2012, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Algérie.