



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
People's Democratic republic of Algeria  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministry of Higher Education and Scientific Research  
جامعة عبد الحميد بن باديس – مستغانم  
University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculty of Sciences and Technology  
قسم الهندسة المدنية والمعمارية  
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M ...../GCA/2020

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

**Filière :** Génie civil

**Spécialité :** structure

### *Thème*

**Analyse du comportement sismique et renforcement avec une  
surélévation probable des structures existantes en béton armé**

**Présenté par :**

- Benamara Mohammed Lamine
- Bekada Abdelkader Belmhal

***Soutenu le 21 / 06 / 2020 devant le jury composé de :***

**Président :** BOURDIM Sidi Mohammed El-Amine

**Examineur :** ZELMAT Yassine

**Encadrant :** BENSOUA Mohamed

**Année Universitaire : 2019 / 2020**

---

# Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu, le Tout Puissant, de nous avoir donné la volonté, le courage, la santé et la patience afin d'arriver à la finalité de ce modeste travail

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma gratitude.

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma reconnaissance au directeur de ce mémoire, Monsieur Bensoula Mohamed, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi. Je remercie mes sœurs et mes frères, pour leurs encouragements.

Mon ami et binôme aux cotés de le quelle j'ai aimé travailler.

Enfin, je remercie mes amis qui ont toujours été là pour moi. Leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Mohammed et Abd EL Kader

---

# Dédicaces

Nous dédions ce modeste travail à .....

Nos très chers parents, nous ne saurions trouver les mots pour vous dire merci, car aucune parole ni expression ne serait suffisamment puissante pour vous exprimer nos immenses gratitudee et nos reconnaissances éternelles. Merci pour votre soutien, vos encouragements, merci d'avoir cru en nous et de nous avoir accompagné durant toutes nos études, merci de nous avoir enseigné la vie, merci d'être les personnes que vous êtes, merci d'être nos parents

A tous nos frères, à nos sœurs qui ont toujours été là pour nous quand nous avons eu le plus besoin

A tous nos amis et camarades avec qui nous avons passé des moments inoubliables.

A toute personne chère que nous n'avons pas pu citer.

Mohammed et Abd EL Kader

### Résumé :

L'analyse non linéaire est devenue nécessaire pour les structures sujettes aux séismes, la méthode " push-over" est une nouvelle méthode simple et pratique permettant de tracer la courbe de capacité qui est comparée à la courbe de demande sismique pour évaluer le point de performance de la structure. Cela constitue le fondement de la conception parasismique dite "conception en performance".

Dans notre étude nous avons effectué une analyse statique non linéaire par poussé progressive sur une construction existante à l'aide du logiciel ETABS, ce qui a conduit à la réalisation d'une surélévation de deux niveaux avec des opérations de renforcement qui nécessite une bonne performance sismique conformément aux règlement parasismique Algérien "RPA99 version 2003".

**Mots clés :** ETABS, Analyse push-over, Performance sismique, Courbe de capacité, Spectre de demande, Point de performance

### ملخص :

أصبح التحليل غير الخطي ضرورياً للهياكل المعرضة للزلازل ، وتعد طريقة "الدفع" طريقة بسيطة وعملية جديدة تسمح برسم منحى السعة مقارنة بمنحى الطلب الزلزالي لتقييم نقطة أداء الهيكل. هذا يشكل أساسا التصميم المقاوم للزلازل المعروف باسم "التصميم في الأداء"

في دراستنا أجرينا تحليلاً ثابتاً غير خطي بالدفع التدريجي على البناء الحالي باستخدام برنامج ETABS؛ ثم أدخل ارتفاعاً بمستويين مع عملية التعزيز التي تتطلب أداء زلزالي جيد وفقاً للوائح الزلزالية الجزائرية "RPA99 / 2003 نسخة"

**الكلمات الرئيسية :** ETABS. تحليل الدفع ، الأداء الزلزالي ، منحى السعة ، طيف الطلب ، نقطة الأداء

### Summary:

Non-linear analysis has become necessary for structures subject to earthquakes; the "push-over" method is a new simple and practical method allowing to draw the capacity curve which is compared to the seismic demand curve to evaluate the point of performance of the structure. This forms the basis of the earthquake-resistant design known as "design in performance"

In our study we performed a nonlinear static analysis by progressive pushing on an existing construction using the ETABS software; then introduce an elevation of two levels with the reinforcement operation which requires good seismic performance in accordance with Algerian seismic regulation "RPA99 / 2003 version"

**Keywords:** ETABS push-over analysis, seismic performance, capacity curve, demand spectrum, performance point

# Sommaire

|  |     |
|--|-----|
| Remerciements  |     |
| Dédicaces  |     |
| Résumé, ملخص, Summary  |     |
| Notations :.....   | I   |
| Liste des figures :.....   | III |
| Liste des tableaux :.....  | V   |
| Introduction générale :.....   | 1   |
| <b>Chapitre I : Pathologies du béton armé, techniques et recommandations pour renforcement</b> |     |
| I.1 Introduction :.....  | 4   |
| I.2 Dégradation mécanique :.....   | 4   |
| I.3 Dégradation chimique :.....  | 5   |
| I.3.1 Réaction Alcalis-Granulats (RAG) : .....   | 5   |
| I.3.2 Réaction sulfatique interne :.....   | 6   |
| I.3.3 Attaques acides :.....   | 8   |
| I.3.4 Lixiviation : .....  | 9   |
| I.4 Dégradation physique : .....   | 9   |
| I.4.1 Cycles gel et dégel :.....   | 9   |
| I.4.2 Sels de déverglaçage : .....   | 11  |
| I.4.3 Recommandations pour la prévention contre les cycles gel-dégel :.....                    | 11  |
| I.5 Les pathologies à risque élevé : .....   | 12  |
| I.5.1 La carbonatation :.....  | 12  |
| I.5.2 La corrosion :.....  | 13  |
| I.5.3 Les fissures :.....  | 15  |
| I.5.4 Retrait :.....   | 17  |
| I.6 Les pathologies à risque moyen :.....  | 20  |
| I.6.1 Le ressuage :.....   | 20  |
| I.6.2 Épaufrure :.....   | 20  |
| I.6.3 Faïençage :.....   | 21  |
| I.7 Conclusion : .....   | 21  |

**Chapitre II : Comportement non-linéaire des structures**

II.1 Introduction : .....22

II.2 Système non linéaire : .....22

II.3 Sources de non linéarités : .....22

    II.3.1 Les non linéarités géométriques : .....22

    II.3.2 Les non linéarités matérielles : .....23

    II.3.3 Les non linéarités de contact : .....23

II.4 Modèles de comportement des structures : .....23

    II.4.1 Modèle élasto-plastique : .....24

II.5 Lois de comportement du béton et de l'acier : .....24

    II.5.1 Les modèles de comportement du béton : .....24

    II.5.2 Comportement du béton sous contraintes uni-axiales : .....28

II.6 Comportement de l'acier : .....29

    II.6.1 Modèle élasto-plastique : .....29

    II.6.2 Modèle de Menegetto et Pinto : .....30

II.7 Conclusion : .....31

**Chapitre III : Analyse push-over:**

III.1 Introduction : .....32

III.2 Présentation de la méthode (push-over) : .....32

III.3 Hypothèses d'élaboration de la méthode (push-over) : .....32

III.4 But de l'analyse : .....33

III.5 Contexte de l'analyse push-over : .....34

    III.5.1 Courbe de capacité : .....34

    III.5.2 Point de performance : .....35

III.6 Système a un seul degré de liberté équivalent : .....36

III.7 Choix de la forme de chargement latérale : .....38

    III.7.1 Répartition de la forme de chargement basée sur le mode fondamental : .....39

    III.7.2 Répartition de charge selon FEMA : .....39

    III.7.3 Répartition uniforme de la charge : .....39

    III.7.4 Distribution triangulaire inverse : .....40

III.8 Méthode N2 : .....40

    III.8.1 Principe de la méthode N2 : .....40

|   |    |
|---|----|
| III.8.2 Description de la méthode : .....                     | 41 |
| III.9 La méthode statique non linéaire selon FEMA-273 : ..... | 45 |
| III.9.1 Détermination des coefficients correcteurs : .....    | 47 |
| III.10 Notion de mode de ruine par FEMA : .....               | 49 |
| III.11 Notion d'endommagement : .....                         | 49 |
| III.12 Conclusion : .....                                     | 50 |

## **Chapitre VI : Modélisation des portiques**

|   |    |
|---|----|
| IV.1 Introduction :.....  | 51 |
| IV.2 Modélisation des portiques en béton armé : .....   | 51 |
| IV.3 Loi moment-rotation associée aux poutres : .....   | 51 |
| IV.3.1 Plastification par flexion : rotule plastique.....   | 51 |
| IV.3.2 Plastification par cisaillement : .....  | 53 |
| IV.4 Loi moment-rotation associée aux poteaux: .....  | 55 |
| IV.4.1 Plastification par flexion : rotule plastique.....   | 55 |
| IV.4.2 Plastification par cisaillement : .....  | 56 |
| IV.5 Rotule plastique: .....  | 56 |
| IV.5.1 Equations pour la prédiction de la rotule plastique dans des poteaux en béton armé : ..... | 57 |
| IV.6 Conclusion : .....   | 58 |

## **Chapitre V : Application de l'analyse push-over**

|   |    |
|---|----|
| V.1 Les données de la structure : .....                         | 59 |
| V.2 Description géométrique : .....                             | 59 |
| V.2.1 Dimension en élévation :.....                             | 59 |
| V.2.2 Dimension en plan et la surface : .....                   | 60 |
| V.3 Charges appliquées sur le portique étudié :.....            | 61 |
| V.3.1 Plancher terrasse inaccessible : .....                    | 61 |
| V.3.2 Plancher étage courant : .....                            | 61 |
| V.4.1 Courbes push-over : .....                                 | 68 |
| V.4.2 Courbe de capacité : .....                                | 69 |
| V.4.3 Détermination de la période du système équivalent : ..... | 70 |
| V.4.4 Spectre de réponse : .....                                | 70 |
| V.4.5 Détermination de point de performance : .....             | 72 |

|  |    |
|--|----|
| V.5 Les modes de ruine :.....  | 73 |
| V.6 Conclusion :.....  | 74 |
| <b>Chapitre VI : Surélévation et renforcement de la structure</b>  |    |
| VI.1 Introduction :.....   | 75 |
| VI.2 La nouvelle structure :.....  | 75 |
| VI.3 Les causes de nécessité d'un renfort :.....   | 76 |
| VI.3.1 Erreurs de conception :.....  | 76 |
| VI.3.2 Erreurs de calcul :.....  | 76 |
| VI.3.3 Erreurs d'exécution :.....  | 76 |
| VI.3.4 Erreurs techniques :.....   | 77 |
| VI.4 Renforcement .....  | 77 |
| VI.5 Renforcement d'une structure en BA avec des voiles de contreventement :.....                                    | 77 |
| VI.6 Etude dynamique de la nouvelle structure avec surélévation : .....  | 78 |
| VI.6.1 Introduction .....  | 78 |
| VI.6.2 Choix de la méthode de calcul.....  | 78 |
| VI.6.3 Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....  | 81 |
| VI.7 Modèle de disposition des éléments de rigidité et le choix de la variante adoptée de nouvelle structure : ..... | 82 |
| VI.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux de la surélévation :.....   | 86 |
| VI.8.1 Béton :.....  | 86 |
| VI.8.2 Acier : .....   | 86 |
| VI.9 Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :.....   | 87 |
| VI.10 Règlements et logiciels utilisés :.....  | 87 |
| VI.11 Différentes vérifications règlementaires de la structure adoptée (variante 3).....                             | 88 |
| VI.11.1 Vérification du taux de participation modale :.....  | 88 |
| VI.11.2 Classification de système de contreventement de la construction :.....                                       | 88 |
| VI.11.3 Vérification des résultantes des forces sismiques de calcul :.....   | 88 |
| VI.11.4 Vérification des déformations : .....  | 89 |
| VI.11.5 Vérification de l'effet $P - \Delta$ .....   | 90 |
| VI.12 Conclusion :.....  | 91 |
| Conclusion générale.....   | 92 |
| Bibliographie :.....   | 94 |

## Notation :

- $f_{c0}$  : Résistance à la compression du béton non confiné,  
 $E_{b0}$  : Module d'élasticité longitudinal du béton,  
 $\varepsilon_{c0}$  : Déformation de pic de béton non confiné,  
 $f_{cc}$  : Résistance à la compression maximale du béton confiné,  
 $\varepsilon_{cc}$  : Déformation de pic de béton confiné,  
 $\varepsilon_{65}$  : Déformation correspondant à 65 cc f ,  
 $\varepsilon_{ccu}$  : Déformation ultime de béton confiné,  
 $E_s$  : Valeur contrôlant la pente de la partie descendante,  
 $f_l'$  : Pression latérale du renforcement transversale,  
 $k_e$  : Coefficient de confinement effectif,  
 $f_{tj}$  : Résistance du béton a la traction,  
 $f_t$  : Déformation de traction correspondant à  $tj f$  ,  
 $\varepsilon_{rt}$  : Déformation correspondant à la plastification de l'acier le plus tendu,  
 $E_\alpha$  : Module longitudinal de l'acier,  
 $\varepsilon_e$  : Déformation limite élastique de l'acier,  
 $\sigma_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier,  
 $\varepsilon_e$  : Déformation ultime de l'acier.
- D : Facteur d'amplification dynamique  
T : Période fondamentale  
 $T_{eq}$  : Période équivalent de sy ème équivalent  
 $S_a/g$  : Accélération spectral  
g : Accélération de la pesanteur  
C : Coefficient d'amortissement  
K : La rigidité  
 $(S_a - S_d)$  : Format accélération spectral-déplacement  
 $(S_a - T)$  : Format accélération spectral-période  
 $S_a$  : L'accélération spectrale  
 $S_d$  : Le déplacement spectral  
 $\mu$  : Le facteur de ductilité

$\Gamma$  : Facteur de participation modal

$m^*$  : Masse modal

$u^*$  : Déplacement du système a un SDDL

$u_t$  : Déplacement du système a plusieurs DDL

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent a 5%)

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 de RPA99/2003)

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristique associées à la catégorie de site (tableau 4.7 de RPA99/2003)

$Q$  : Facteur de qualité (tableau 4.4 de RPA99/2003)

FEMA : Federal Emergency Management Agency

RPA : Règlements Parasismique Algériennes

## Liste des figures :

### Chapitre I : Pathologies du béton armé, techniques et recommandations pour renforcement

|  |    |
|--|----|
| Figure 1.1 : Organigramme de la dégradation .....  | 4  |
| Figure I.2 : Element en béton armé présentant les caractéristiques de RAG .....            | 5  |
| Figure I.3 : Conséquence de la réaction sulfatique interne .....                           | 6  |
| Figure I.4 : Carotte de béton sous mise pendant 27 ... aux essais identique à droite. .... | 8  |
| Figure I.5 : Cycle gel / dégel .....   | 10 |
| Figure I.6 : Action de sel de déverglaçage .....   | 11 |
| Figure I.7 : La carbonatation de béton armé .....  | 12 |
| Figure I.8 : La corrosion dans le béton armé .....   | 13 |
| Figure I.9 : Mécanisme de la corrosion.....  | 14 |
| Figure I.10 : Fissures.....  | 15 |
| Figure I.11 : Le pontage (une des techniques de réparation) .....                          | 16 |
| Figure I.12 : Retrait plastique dans un plancher .....                                     | 18 |
| Figure I.13 : Pulvérisation après coulage .....  | 19 |

### Chapitre II : Comportement non-linéaire des structures

|  |    |
|--|----|
| Figure II.1 : Effet de changement de géométrie (P- $\Delta$ ).....         | 23 |
| Figure II.2 : Modèle élasto-plastique bilinéaire .....                     | 24 |
| Figure II.3 : Modèle Mander pour le béton confiné et non confiné.....      | 25 |
| Figure II.4 : Béton effectivement confiné d'une section rectangulaire..... | 26 |
| Figure II.5 : Modèle modifié du béton en compression de Kent et Park ..... | 28 |
| Figure II.6 : Phase du comportement en compression du béton .....          | 28 |
| Figure II.7 : Essai de traction direct Terrin (1980) .....                 | 29 |
| Figure II.8 : Modèle élasto-plastique avec écrouissage .....               | 30 |
| Figure II.9 : Modèle de Menegotto-Pinto de l'acier .....                   | 31 |

### Chapitre III : Analyse push-over

|  |    |
|--|----|
| Figure III.1 : Système équivalent d'une structure a plusieurs degrés de libertés ..... | 33 |
| Figure III.2 : Courbe de capacité de la structure .....                                | 34 |
| Figure III.3 : Détermination du point de performance .....                             | 35 |
| Figure III.4 : Courbe Pushover pour un système à plusieurs DDL et à un seul DDL .....  | 37 |
| Figure III.5 : Distribution verticale des charges latérales selon FEMA 273 .....       | 39 |
| Figure III.6 : Schéma des différentes distributions des charges latérales .....        | 40 |
| Figure III.7 : Spectre élastique et inélastique et le diagramme de capacité .....      | 44 |
| Figure III.8 : Différentes étapes du développement de la méthode .....                 | 45 |
| Figure III.9 : Déterminatin de la rigidité effective .....                             | 46 |
| Figure III.10 : Mode de ruine par la courbe force-déplacement selon le code FEMA ..... | 49 |
| Figure III.11 : Niveaux d'endommagement décrit par la courbe de capacité .....         | 50 |

### Chapitre VI : Modélisation des portiques

|  |    |
|--|----|
| Figure IV.1 : Diagramme M- $\theta$ associé à la rotule plastique de flexion pour les poutres..... | 52 |
|--|----|

|   |    |
|---|----|
| Figure IV.2 : Courbure, contrainte et déformation de la section d'une poutre .....                | 53 |
| Figure IV.3 : Diagramme T- $\theta$ associé à la plastification des poutres par cisaillement..... | 54 |
| Figure IV.4 : Diagramme M- $\theta$ associé à la plastification des poteaux par flexion.....      | 55 |
| Figure IV.5 : Définition de la longueur de la rotule plastique (Park et Paulay).....              | 56 |

## Chapitre V : Application de l'analyse push-over

|  |    |
|--|----|
| Figure V.1 : Localisation de la construction .....                                   | 59 |
| Figure V.2 : vue en 3D de la structure .....   | 60 |
| Figure V.3 : Vue en plan de la structure .....                                       | 60 |
| Figure V.4 : Introduction des paramètres de la structure et du site.....             | 61 |
| Figure V.5 : Modélisation de la structure.....                                       | 62 |
| Figure V.6 : définition des charges latérales .....                                  | 62 |
| Figure V.7 : Introduction du déplacement .....                                       | 63 |
| Figure V.8 : Etape complémentaire .....  | 63 |
| Figure V.9 : Sélection des poteaux .....   | 64 |
| Figure V.10 : définition des rotules plastiques.....                                 | 64 |
| Figure V.11 : Définition des rotules plastiques dans les poteaux sens Y-Y .....      | 65 |
| Figure V.12 : Sélection des poutres .....  | 65 |
| Figure V.13 : Définition des rotules plastiques.....                                 | 66 |
| Figure V.14 : définition des rotules plastiques dans le sens Y-Y des poutres .....   | 66 |
| Figure V.15 : Lancement de l'analyse .....   | 67 |
| Figure V.16 : Affichage du courbe push-over .....                                    | 67 |
| Figure V.17 : Affichage des courbes Pushover sur ETABS .....                         | 68 |
| Figure V.18 : Courbe push-over sens XX .....   | 68 |
| Figure V.19 : Courbe push-over sens YY .....   | 69 |
| Figure V.20 : Courbes de capacité non idéalisée .....                                | 69 |
| Figure V.21 : Courbe de capacité idéalisée.....                                      | 70 |
| Figure V.22 : Spectre élastique .....  | 71 |
| Figure V.23 : Spectre de réponse élastique de forme (accélération-déplacement) ..... | 72 |
| Figure V.24 : Point de performance.....  | 73 |
| Figure V.25 : Mode de ruine de la structure .....                                    | 73 |

## Chapitre VI : Surélévation et renforcement de la structure

|  |    |
|--|----|
| Figure VI.1 : La nouvelle conception avec surélévation.....                                | 75 |
| Figure VI.2 : Effet poteaux courts.....  | 76 |
| Figure VI.3 : Mauvaise conception structurale .....  | 77 |
| Figure VI.4 : Nouvelle conception structurale .....  | 82 |
| Figure VI.5 : Descriptif détaillée des éléments constitutifs de la nouvelle structure..... | 82 |
| Figure VI.6 : Résultats du calcul des périodes de la variante 1 .....                      | 83 |
| Figure VI.7 : Résultats du calcul des périodes de la variante 2 .....                      | 84 |
| Figure VI.8 : Résultats du calcul des périodes de la variante 3 .....                      | 85 |

## Liste des tableaux :

### Chapitre III : Analyse push-over

|  |    |
|--|----|
| Tableau III.1 : Valeurs du facteur $C_0$ ..... | 47 |
| Tableau III.2 : Valeurs du facteur $C_2$ ..... | 48 |

### Chapitre V : Application de l'analyse push-over

|   |    |
|---|----|
| Tableau V.1 : Dimensions de la structure en élévation ..... | 59 |
| Tableau V.2 : Dimensions en plan de la structure .....      | 60 |
| Tableau V.3 : Périodes relatives au choix du site .....     | 71 |
| Tableau V.4 : Paramètres du calcul sismique .....           | 71 |

### Chapitre VI : Surélévation et renforcement de la structure

|   |    |
|---|----|
| Tableau VI.1 : Les nouvelles dimensions en élévation.....                                       | 76 |
| Tableau VI.2 : Pénalités du facteur de qualité .....  | 80 |
| Tableau VI.3 : Dimensions adoptés de la variante 1.....   | 83 |
| Tableau VI.4 : Les périodes empiriques et période dynamique (variante1) .....                   | 83 |
| Tableau VI.5 : Dimensions adoptés de la variante 2.....   | 84 |
| Tableau VI.6 : Les périodes empiriques et période dynamique (variante 2) .....                  | 84 |
| Tableau VI.7 : Dimensions adoptés de la variante 3.....   | 85 |
| Tableau VI.8 : Les périodes empiriques et période dynamique (variante 3) .....                  | 85 |
| Tableau VI.9 : Récapitulatif des valeurs de la limite élasticité $f_e$ .....                    | 86 |
| Tableau VI.10 : Participation de masse modal.....   | 88 |
| Tableau VI.11 : Répartition des sollicitations verticales sur les portiques et les voiles ..... | 88 |
| Tableau VI.12 : Vérification de l'effort tranchant à la base .....                              | 89 |
| Tableau VI.13 : Vérification des déformations.....  | 89 |
| Tableau VI.14 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ sens XX.....                                | 90 |
| Tableau VI.15 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ sens YY.....                                | 90 |

# Introduction générale

## I Introduction générale :

En général, les structures de génie civil sont calculées de façon linéaire élastique grâce à plusieurs méthodes comme, la méthode des éléments finies. Ces structures sont soumises à des mouvements de faibles intensités mais pour des mouvements majeurs du sol, elles doivent être capables de résister à des déformations inélastiques produisant un comportement non linéaire.

Depuis plusieurs années, les nouvelles générations des codes et règlements parasismiques de dimensionnement des structures et / ou la vérification des constructions existantes contre l'action des séismes sont nécessairement appuyées sur des analyses non linéaires (dimensionnement en capacité et comportement dissipatif des structures). Ce qui conduit d'une part à maîtriser la ductilité des éléments structuraux et la position des zones critiques et d'autre part de hiérarchiser les modes de rupture.

Les codes de calculs parasismique (RPA99/2003, Eurocode 8) valorisaient les structures dissipatives en permettant de réduire par un facteur de comportement l'action de calcul qui sert à les dimensionner à l'aide d'une analyse élastique surtout s'il s'agit de la conception d'une structure neuve. Cette approche est cependant inadéquate pour la réévaluation des structures existantes et de la conception de structures irrégulières dont le comportement dynamique est trop complexe pour être traité par une méthode simplifiée.

Par conséquent l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante. En présence de la non linéarité, certaines méthodes ne sont plus applicables ou alors leur adaptation aux cas particuliers exige une très bonne connaissance de leur fondement théorique.

La recherche de méthodes simples et efficaces qui prennent en compte le comportement non linéaire des structures a conduit notamment à la méthode d'analyse non-linéaire statique développée originalement par Freeman et al et connue sous le nom de " méthode Push-over". Cette nouvelle méthode doit sa simplicité aussi bien que ses limites à deux hypothèses essentielles sur lesquelles elle repose :

- a) La modélisation du séisme comme une action unidirectionnelle.
- b) La réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode qui reste constant durant le séisme.

La méthode Push-over (littéralement " poussée progressive") permet de tracer la courbe de capacité donnée par la variation de l'effort tranchant de base en fonction du déplacement au sommet.

Elle est à la base d'une nouvelle procédure d'évaluation parasismique, (la conception en performance), qui commence à gagner du terrain en génie civil et qui consiste essentiellement à comparer la demande sismique fournie par le spectre accélération à la capacité de la structure donnée par le spectre capacité pour en déduire le point de performance.

Le béton et les armatures d'acier sont les composants principaux des structures en béton armé ou en béton précontraint rencontrées en génie civil. La modélisation numérique du comportement de ces structures nécessite l'étude de trois aspects : les modèles constitutifs du béton, les modèles de comportement de l'acier et l'interaction entre le béton et l'acier.

De nombreux modèles de comportement du béton et de l'acier ont été proposés par différents auteurs dans la littérature.

Le plus grand défi pour la conception des bâtiments sur la base de leur performance sismique a été le développement des méthodes à la fois simples et efficaces pour l'analyse, la conception et la vérification des effets des séismes sur les structures. Les méthodes les plus populaires, telles que la méthode du coefficient de déplacement (FEMA) et la méthode N2, reposent basent sur la notion de la performance sismique et sont citées dans cette thèse.

Ces méthodes introduisent un comportement non linéaire de manière plus ou moins réaliste. Elles sont toutefois basées sur l'étude d'un oscillateur à un seul degré de liberté et, de fait, la structure simplifiée de substitution est incapable de prendre en compte la redistribution des efforts dans la structure due aux nombreux non linéarités locales.

Les objectifs visés dans le cadre de ce mémoire sont :

- Détermination du point de performance par la méthode N2.
- Réaliser une étude comparative sur les méthodes de détermination du point de performance des structures auto-stables en portique en béton armé.
- La bonne compréhension du comportement de la structure dans le domaine non linéaire et la détermination précise des zones critiques qui sont fragiles et susceptibles de subir des dommages.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'une structure composée d'un RDC + 02 étages (R+2), dont le système de contreventement est assuré par des portiques auto- stable.

Notre étude sera basée sur l'application de la méthode statique non Linéaire pour bien comprendre le comportement de la structure dans le domaine non linéaire.

Pour atteindre ces objectifs, ce travail comporte six chapitres dont le premier est consacré aux différents types de dégradations du béton armé, leurs effets sur les structures et les recommandations et les techniques de prévention des éléments endommagés.

Le deuxième chapitre présente les lois de comportement, les sources de non linéarités et les modèles de comportement du béton et de l'acier.

Le troisième chapitre, présente la méthode d'analyse statique non linéaire en poussée progressive, push-over, nous allons aussi exposer deux méthodes d'analyse du comportement non linéaire (méthode N2 et méthode FEMA-273).

Le quatrième chapitre est consacré à la modélisation des poutres et poteaux du portique en béton armé. Après le cinquième chapitre présente les résultats d'analyses push-over effectuées sur des portiques de la structure à l'aide du logiciel ETABS 2016, et estimer le point de performance pour classer l'état de la structure et le dernier chapitre sera consacré à la solution envisagée qui est dans notre cas une surélévation avec des opérations de renforcement probables, ainsi toutes les vérifications nécessaires pour valider cette surélévation sont réalisées conformément aux exigences du règlement parasismique Algérien 99 / version 2003.

Chapitre I :  
Pathologies du béton  
armé, techniques et  
recommandations pour  
renforcement

## I.1 Introduction :

Le béton est le matériau le plus utilisé dans le monde, depuis il est devenu le matériau composite incontournable. Les éléments en béton armé sont très présents dans la vie humaine, que ce soit dans un pont pour traverser une route, dans des activités, ou autres ouvrages en béton armé, ils remplissent tout une ou plusieurs fonctions bien précises. Ces ouvrages sont nécessaires au bon fonctionnement de société, car ce sont des éléments facilitant ou améliorant la vie des usagers. Pour leur permettre de remplir leur rôle, il est nécessaire de s'assurer de leur bonne santé et dans le cas contraire les réparés.

Les ouvrages en béton armé sont soumis, tout au long de leur existence a des sources de dégradations multiples qui impacteront directement leur santé. Ces pathologies sont nombreuses et certaines présentent un caractère réversible au moyen d'un traitement adapté.

Le domaine de la pathologie des bétons a pour objet l'étude des (maladies des bétons), leurs observations, leurs identifications, leurs évolutions et la genèse de leurs différentes causes et conséquences variables. Elles sont décrites dans ce qui suit : dégradations mécaniques, chimiques et physique (Batiactu, 2017)

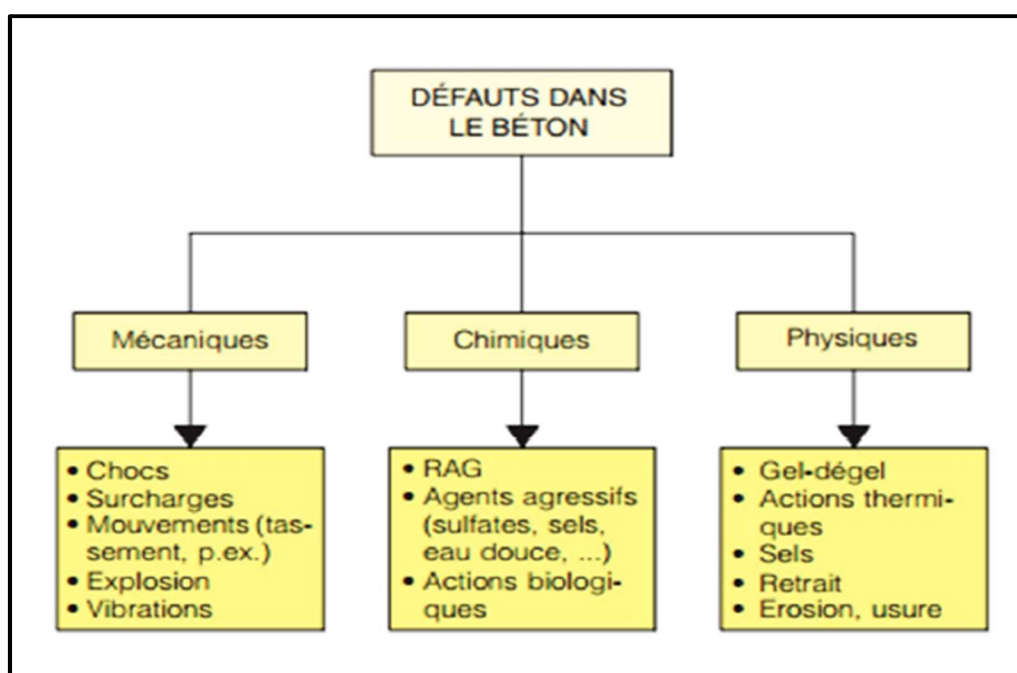


Figure 1.1 : Organigramme de la dégradation

## I.2 Dégradation mécanique :

Ces désordres se manifestent fréquemment par l'apparition de fissures, éventuellement aggravées par une déformation inacceptable de la structure. Lorsque des contraintes brusques, comme un impact ou une explosion, provoquent une dislocation plus ou moins importante du béton, le lien entre les dégâts et leur cause est généralement évident. Avant de procéder à des

réparations, on s'assura toutefois que d'autres mécanismes de dégradation actifs ne doivent pas être traités au cours des travaux.

Des désordres résultant d'une faible surcharge permanente ou d'un tassement des appuis sont en effet plus lents à se manifester, notamment en raison du fluage du béton. Outre une inspection in situ, une étude de stabilité sera nécessaire afin d'évaluer l'action d'une surcharge éventuelle (Ehab, 2015/2016, p. 4).

### I.3 Dégradation chimique :

#### I.3.1 Réaction Alcalis-Granulats (RAG) :

Le phénomène d'alcali-réaction résulte de l'action des alcalins solubles (oxyde de sodium  $\text{Na}_2\text{O}$  et oxyde de potassium  $\text{K}_2\text{O}$ ) du béton sur une certaine forme de silice réactive, en présence d'eau.

Il correspond à un ensemble de réactions chimiques complexes qui peuvent se déclencher entre certaines phases minérales contenues dans les granulats et la solution interstitielle fortement basique du béton, lorsque plusieurs conditions sont réunies simultanément : présence d'une forme de silice des granulats dite (potentiellement réactive), des alcalins du béton et de l'eau en quantité suffisante (Guiraud, 2018).

Il s'agit de réactions internes du béton mettant en jeu essentiellement les éléments présents à l'origine dans le béton et un apport d'eau externe. En l'absence de précaution, cette pathologie peut apparaître dans les parties d'ouvrages les plus sévèrement exposées à l'humidité, en général au bout de quelques années (voire plusieurs dizaines d'années). On observe la formation d'un gel gonflant qui peut provoquer, en particulier, au cœur du béton, des déformations et une microfissuration du matériau. Les contraintes expansives génèrent, si elles dépassent la résistance en traction du béton, un décollement à l'interface pâte-granulats et la formation de microfissures à l'interface béton / armatures qui se matérialisent en surfaces par une fissuration orientée selon la direction des aciers (Guiraud, 2018).

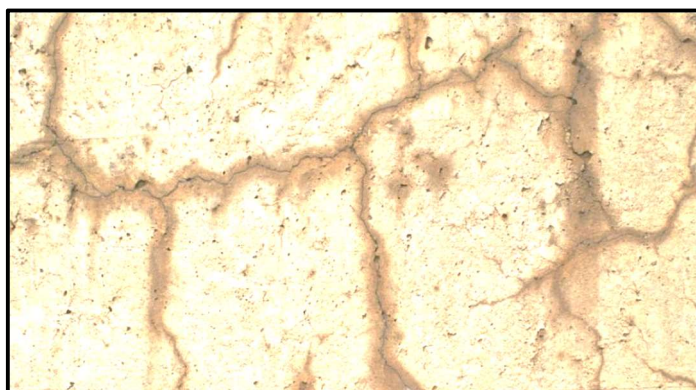


Figure I.2 : Element en béton armé présentant les caractéristiques de RAG

Trois conditions simultanées sont nécessaires pour amorcer et entretenir les réactions de ce phénomène exceptionnel :

- Un environnement fortement humide
- Une teneur en alcalins solubles dans la solution interstitielle élevée dépassant un seuil critique
- La présence dans le béton de silice réactive en quantité suffisante (apportée par des granulats potentiellement réactifs)

Le rôle fondamental de l'humidité (80 à 85 % d'humidité relative moyenne) a été mis en évidence par de nombreux essais en laboratoire et par des constatations sur des ouvrages.

### **I.3.1.1 Recommandations pour la prévention contre le phénomène d'alcalis-réaction :**

Le principe de la démarche préventive consiste à ne pas se retrouver dans une situation dans laquelle sont présentes simultanément les trois conditions nécessaires à l'amorçage de la réaction, il convient donc d'éviter la conjonction des trois facteurs : eau (condition d'humidité relative supérieure à 80/85 %), quantité d'alcalins dans le béton importante (concentration en alcalins solubles élevée dans la solution interstitielle), silice réactive (présence de granulats réactifs) (Guiraud, 2018).

### **I.3.2 Réaction sulfatique interne :**

La réaction sulfatique interne est élanche et se développe par la conjonction de plusieurs paramètres : la présence d'eau, la température du béton élevée au jeune âge, et la durée du maintien de cette température initiale élevée ainsi que les teneurs en sulfates en en aluminates du ciment et la teneur en alcalins du béton.

La RSI est une pathologie susceptible d'endommager les bétons, elle est générée par la formation différée d'ettringite dans un matériau cimentaire durci, plusieurs années après la réalisation de l'ouvrage et sans apport de sulfate externe.

Cette réaction peut se produire à cause d'un échauffement important du béton (au sein de pièces dites critiques pour lesquelles la chaleur dégagée par l'hydratation du ciment n'est que partiellement évacuée vers l'extérieur, ce qui conduit à une élévation importante de la température du béton) au jeune âge (plusieurs heures ou plusieurs jours après son coulage).



**Figure I.3 :** Conséquence de la réaction sulfatique interne

Elle peut apparaître aussi pour des ouvrages coulés en période de chaleur.

Elle provoque un gonflement interne du béton qui se manifeste par l'apparition à la surface du béton d'une fissuration multidirectionnelle à maille de l'ordre de 10 à 30 cm (Guiraud, 2020).

### **I.3.2.1 Principales recommandations des préventions vis-à-vis du risque de RSI :**

#### **I.3.2.1.1 Pour la conception des ouvrages :**

Les recommandations de prévention vis-à-vis du risque de RSI visent principalement :

- A limiter la température maximale atteinte au sein du béton à l'état jeune (lors de sa mise en place et dans les premiers jours qui suivent)
- A éviter le contact de la partie d'ouvrage avec l'eau pendant la durée d'utilisation de l'ouvrage et donc de minimiser la pénétration de l'eau dans la structure

L'ouvrage doit être conçu pour éviter de créer des zones de stagnation d'eau ou du ruissellement. La géométrie de chaque partie d'ouvrage doit permettre grâce à des formes de pentes, d'évacuer rapidement les eaux.

Pour éviter la pénétration de l'eau, il est aussi recommandé de mettre en œuvre des dispositifs d'étanchéité.

Pour limiter la valeur de la température du béton au jeune âge, il est conseillé de concevoir dans la mesure du possible des pièces creuses ou élégies (Guiraud, 2020).

#### **I.3.2.1.2 Pour la formulation des bétons :**

Pour réduire l'élévation de température du béton au jeune âge, il convient de le formuler avec un ciment le moins exothermique possible et d'en minimiser le dosage. Il est possible aussi d'incorporer des additions en substitution du ciment.

Il est nécessaire d'adapter une optimisation multicritère pour aboutir à une formulation adéquate du béton (Guiraud, 2020).

#### **I.3.2.1.3 Pour la fabrication et transport du béton :**

L'une des solutions pour baisser la température de béton à l'état frais est d'utiliser des granulats refroidis et de l'eau froide voir de la glace pour fabriquer le béton.

Il convient aussi de minimiser le temps de transport du béton et l'attente des camions malaxeurs sur le chantier (Guiraud, 2020).

#### **I.3.2.1.4 Pour la mise en œuvre du béton :**

La mise en œuvre du béton est conseillée lors d'une période favorable vis-à-vis de la température ambiante par exemple en fin de journée ou la nuit.

Il est possible aussi de refroidir le béton après sa mise en œuvre en incorporant dans la masse du béton des serpentins constituant un circuit de refroidissement en y faisant circuler de l'eau fraîche.

Il est judicieux d'utiliser des coffrages favorisant les échanges thermiques pour limiter la température dans le béton (Guiraud, 2020).

### I.3.3 Attaques acides :

L'agressivité des milieux dans lesquels peuvent se trouver les ouvrages en béton est liée à la présence d'eau et à l'aptitude de celle-ci à réagir avec certains minéraux de la matrice cimentaire du béton. En effet, les agents agressifs dissous dans l'eau constituent une solution chimiquement agressive pour le béton qui peut provoquer plusieurs types de phénomènes lorsque la formulation du béton n'est pas optimisée.



**Figure I.4 :** Carotte de béton sous mise pendant 27 jours a des cycles d'attaque à l'acide acétique à gauche et à titre de comparaison, une carotte de béton identique, non soumise aux essais identique à droite.

Le béton présente un caractère basique élevé induit par les composés hydratés de la pâte de ciment (la phase interstitielle contenue dans le béton a un PH très élevé), il peut donc présenter une certaine réactivité vis-à-vis des solutions acides telles que les pluies acides, les eaux naturelles chargées en dioxyde de carbone, les eaux résiduaires, les eaux des industries Agroalimentaires ou industrielles contenant des acides organiques, les eaux chargées en acides minéraux, mais aussi les eaux pures (Infociments, 2018).

#### I.3.3.1 Recommandations pour la prévention contre les attaques acides :

##### I.3.3.1.1 Un béton compact et peu perméable :

Les qualités intrinsèques du béton, sa compacité et sa perméabilité conditionnent sa durabilité. Le béton résiste d'autant mieux à l'action des eaux agressives que sa porosité et sa perméabilité sont faibles.

Les principaux facteurs prépondérants au niveau de la formulation d'un béton pour obtenir une compacité élevée (donc une faible porosité) sont :

- Un dosage en ciment adéquat
- Une faible teneur en eau
- Une granulométrie comportant des éléments fins, en quantité suffisants pour remplir les espaces entre les plus gros granulats
- L'optimisation de la vibration, du traitement thermique éventuel et de la cure.
- Une formulation adaptée
- Un dosage suffisamment élevé en ciment, un rapport E/C faible le respect de l'exigence sur la composition chimique permettent de maîtriser les principales agressions (Infociments, 2018) .

#### **I.3.3.1.2 Une conception de l'ouvrage adapté :**

L'ouvrage doit être conçu de manière à éviter, dans la mesure du possible, de créer des zones d'accumulations et de stagnations d'eau et de cheminements préférentiels dus aux ruissellements (Infociments, 2018).

#### **I.3.3.1.3 Une mise en œuvre soignée**

La vibration doit être adaptée et homogène. La cure doit être efficace afin d'éviter en particulier tout phénomène de dessiccation excessive du béton au jeune âge. La température et l'humidité relative pendant la mise en œuvre du béton et les jours suivants sont des paramètres importants conditionnant les performances du béton (Infociments, 2018).

#### **I.3.4 Lixiviation :**

Dans une structure en béton exposée à l'air ambiant, l'eau s'évapore que sur une épaisseur limitée à quelques centimètres, les pores sont saturés lorsque le béton est en contact de manière prolongée avec l'eau. Des ions en provenance du milieu extérieur peuvent alors transiter, dans la phase liquide interstitielle du béton. En fonction de la nature des éléments chimiques qui pénètrent dans le matériau, il peut en résulter des réactions chimiques de dissolution/précipitation et donc une lixiviation progressive des hydrates. Les eaux pures ou très peu chargées ont un grand pouvoir de dissolution, elles peuvent dissoudre les constituants calciques du béton (la portlandite notamment) (Infociments, 2018).

NB : les préventions à prendre contre le phénomène de lixiviation sont les mêmes que dans les attaques acides.

### **I.4 Dégradation physique :**

#### **I.4.1 Cycles gel et dégel :**

Parmi les actions susceptibles de provoquer des dégradations aux ouvrages ou aux revêtements en béton, le gel peut constituer un facteur particulièrement actif, surtout lorsque les cycles de gel et de dégel s'alternent rapidement.

Le béton durci, dans la majorité des cas, résiste aux effets du gel. Il arrive cependant que des conditions climatiques sévères puissent entraîner la dégradation des bétons mal formulés, mis en œuvre de façon incorrecte et de surcroît, dans un état voisin de saturation en eau.

Deux types de détérioration du béton due au gel sont à distinguer : la fissuration interne et l'écaillage des surfaces en présence de sels de déverglaçage. Ces deux types de détérioration ont pour origine des processus différents et ne surviennent pas nécessairement en même temps (Febelcem Fédération de l'Industrie Cimentière Belge, 2012, p. 01) .



Figure I.5 : Cycle gel / dégel

#### I.4.1.1 Action des cycles gel-dégel :

Il est généralement admis que l'accroissement de volume, de l'ordre de 9 % accompagnant la transformation de l'eau de glace (le béton contient toujours de l'eau non combinée, une partie de cette eau gèle dès que la température descend de quelques degrés en dessous de 0°C) n'est pas la seule cause de la dégradation du béton. Dans la zone atteinte par le gel, des cristaux de glace se forment dans les plus gros capillaires, créant un déséquilibre thermodynamique qui va déclencher une migration de l'eau des capillaires les plus fins vers les capillaires dans lesquelles l'eau est gelée (l'eau dans les capillaires les plus fins restant à l'état liquide). C'est l'accroissement des pressions hydrauliques dans les capillaires, engendré par ces mouvements de l'eau interne non gelée vers les fronts de congélation, ainsi que les pressions osmotiques créées par les différences de concentrations en sels dissous entre l'eau située à proximité de l'eau gelée et celle non gelée (présente dans les capillaires fins), qui est considérée aujourd'hui comme la cause principale des dégradations.

Ces pressions (hydrauliques et osmotiques) peuvent localement fissurer la pâte de ciment, si elles sont supérieures à la résistance à la traction de la pâte. Ce sont les modifications répétées et alternées de températures (température positive à température négative) qui après un certain nombre de cycles peuvent dégrader le béton. Les dégradations sont le résultat d'un endommagement progressif. Elles dépendent de la vitesse de descente en température, du nombre de cycles et de la durée du gel (Guiraud, 2018).

## I.4.2 Sels de déverglaçage :

### I.4.2.1 Action de sels de déverglaçage :

La cause principale des dégradations de surface pouvant résulter de la diffusion des sels de déverglaçage dans les capillaires du béton est un accroissement des pressions osmotiques. L'importante chute de température de surface, due à la quantité de chaleur consommée pour provoquer la fusion de la glace, amplifie les effets du gel dans la zone du béton proche de la surface (la chute de température de surface peut atteindre 4°C/ minute au lieu de 4°C/ heure habituellement. la peau du béton va donc se refroidir brutalement (Guiraud, 2018).

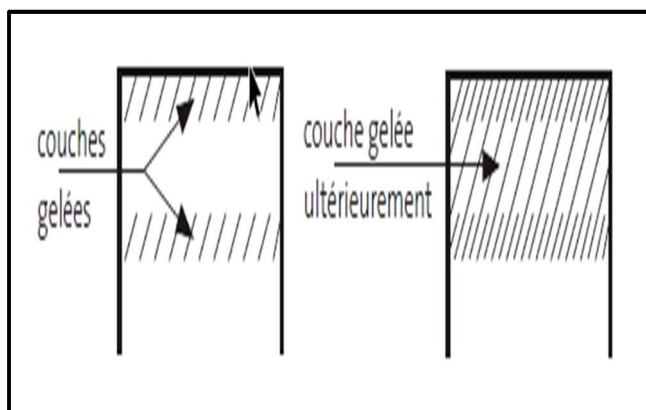


Figure I.6 : Action de sel de déverglaçage

Mais ce phénomène est rarement générateur d'un écaillage, car les sels de déverglaçage sont répandus dans la plupart des cas à titre préventif sur les ouvrages d'art des réseaux routier et autoroutier, pour garantir la sécurité des usagers. il n'y a donc pas de film de glace lorsque les sels sont répandus.

Parallèlement aux phénomènes essentiellement d'ordre physique, la présence des chlorures doit être considérée en vue de se prémunir des risques de corrosion des armatures, en respectant de manière rigoureuse les prescriptions relatives à l'enrobage (Guiraud, 2018).

NB : Ces deux formes de dégradation peuvent se produire simultanément ou de manière indépendante, elles peuvent affecter la durabilité de la structure et en particulier la pérennité architecturale des ouvrages.

### I.4.3 Recommandations pour la prévention contre les cycles gel-dégel et les sels de déverglaçage :

Les principes de prévention permettant d'assurer la durabilité des bétons durcis en ambiance hivernale reposent sur les constatations suivantes :

- Que sa compacité et sa résistance mécanique, en particulier en traction sont élevées
- Que son degré de saturation en eau est faible
- Qu'il est imperméable et ne se laisse pas saturer par les sels de déverglaçage
- Que le réseau de bulles d'air est adapté à la quantité d'eau gelable

Le béton doit être compact (rapport E/C faible et dosage en ciment élevé), présente lorsque si nécessaire un réseau de bulles d'air approprié, et être formulé en utilisant des granulats non gélifs (Guiraud, 2018).

## I.5 Les pathologies à risque élevé :

### I.5.1 La carbonatation :

La carbonatation est un processus atmosphérique qui dégrade les bétons, surtout le béton armé. Ce phénomène met à nu les armatures en acier et engendre des problèmes de résistance sous l'effet de la corrosion sur les structures en béton armé.

La corrosion des structures est la principale cause de la dégradation du béton armé. Le dioxyde de carbone ou  $\text{CO}_2$  présent dans l'atmosphère, pénètre dans la surface du béton et réagit avec les produits résultants de l'hydratation du ciment. la carbonatation modifie alors progressivement la composition chimique de la structure interne du béton.

Tout se passe lors de la fabrication du béton. Plus concrètement, lors du coulage du béton, le PH est élevé ce qui entraîne la formation d'une couche d'hydroxyde de fer autour des armatures, c'est une couche de protection (couche de passivation) qui empêche la corrosion. Mais la réaction de  $\text{CO}_2$  dans l'air avec les composants du béton peut entraîner une diminution de ce PH : réaction dite de carbonatation. la corrosion commence donc à ce moment précis. L'humidité, la pluie, la concentration en  $\text{CO}_2$ , la température sont autant d'éléments qui jouent un rôle important sur la vitesse de carbonatation (Ministère de l'habitat, 2020).

#### I.5.1.1 Les conséquences de la carbonatation de béton :

La carbonatation du béton est un phénomène qui dégrade les bétons armés. Elle est notamment responsable de la mise à nu de leurs armatures en acier.

La carbonatation entraîne des problèmes sur la durée de vie et sur la résistance des structures en béton. Les barres d'acier gonflent sous l'effet de la corrosion et font éclater le béton d'enrobage. Les aciers sont alors mis à nu et continuent à se corroder (Ministère de l'habitat, 2020).

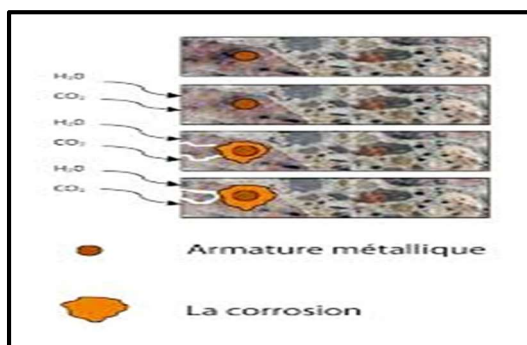


Figure I.7 : La carbonatation de béton armé

### I.5.1.1 Préventions contre la carbonatation de béton :

Afin de prévenir la corrosion par carbonatation, des prescriptions ont été formulées dans différentes normes, compte tenu de la classe environnementale de l'ouvrage qui imposent les constatations suivantes :

- Plus le rapport E/C diminue, plus la résistance à la carbonatation du béton augmente.
- L'emploi des ciments contenant des cendre volantes (CEM II, CEM V) et de laitier de haut fourneau (CEM III) peut entraîner des coefficients de carbonatations plus élevés qu'en cas d'utilisation de ciment portland (CEM I). ceci est dû entre autres au fait que les ciments portland donnent lieu à une teneur en  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  plus élevée dans la pâte de ciment durci, une plus grande quantité de  $\text{CO}_2$  est dès lors nécessaire à la consommation de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  à la production de  $\text{CaCO}_3$ , plus la teneur en laitier de haute fourneau augmente, plus cet effet négatif s'amplifie (V. Pollet, 2007).

### I.5.2 La corrosion :

#### I.5.2.1 Béton et corrosion :

En raison de son PH élevé, le béton, quand il est sain, est un milieu naturellement protecteur pour les armatures. il se forme autour de celles-ci un film passif (solution solide  $\text{Fe}_3\text{-Fe}_2\text{O}_3$ ) qui empêche quasiment le développement de la corrosion.

Dans certaines conditions (carbonatation du béton d'enrobage, teneur importante en chlorures), cet équilibre peut être rompu. Consécutif à une dépassivation de l'acier, un phénomène de corrosion peut s'amorcer.

La destruction du film passif et la dégradation de métal mettent en jeu mécanisme de piles électrochimiques avec zones anodiques, zones cathodiques et milieu électrolytique constitué par la solution interstitielle du béton elle-même.

Au niveau de l'anode, le métal est dissous avec production d'électrons qui sont consommés au niveau de la cathode, par réduction de l'oxygène, cette réaction entraîne la libération d'ions hydroxyle  $\text{OH}^-$ . Ces derniers réagissent ensuite avec les ions ferreux produits au niveau de l'anode pour former, en présence d'oxygène, des oxydes et hydroxydes de fers gonflants.



Figure I.8 : La corrosion dans le béton armé

La corrosion ne se développe qu'en présence d'oxygène. C'est une des raisons pour laquelle la cinétique de corrosion dans les structures en béton immergées est faible (Souchu, 2009).

### I.5.2.1.1 Mécanismes de la corrosion :

La corrosion des armatures peut être initiée par la carbonatation du béton d'enrobage au contact du CO<sub>2</sub> atmosphérique ou par la pénétration des ions chlorures du milieu environnant.

Dans le cas de la carbonatation et quand son front atteint les armatures, le métal est dépassivé par la diminution du PH aux environs de 9, diminution due à la réaction entre les hydrates de la pâte de ciment et le CO<sub>2</sub> atmosphérique.

Dans le cas des chlorures, la dépassivation est initiée lorsqu'une teneur critique en chlorures arrive au niveau des armatures. Le seuil critique est généralement admis pour un rapport de concentration  $Cl^- / OH^-$  compris entre 0.0 et 1 soit une teneur en chlorures de 0.4 % par rapport à la masse du ciment.

Le produit de corrosion expansif induit une fissuration puis un éclatement du béton d'enrobage. Cette nouvelle dégradation accélère alors le processus jusqu'à la ruine complète de l'ouvrage (Souchu, 2009).

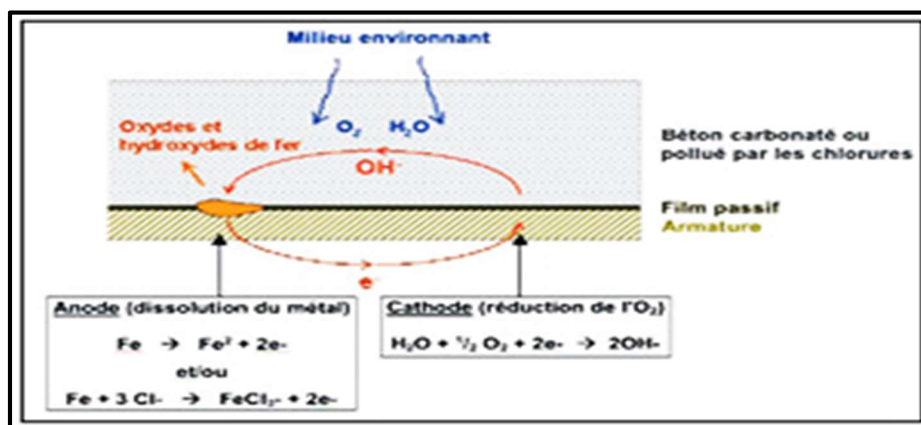


Figure I.9 : Mécanisme de la corrosion

#### I.5.2.1.1.1 Les solutions anticorrosion :

Diverses solutions permettent de retarder ou même empêcher la corrosion des armatures du béton :

- Il est indispensable de faire attention à la qualité du béton lui-même : augmentation réfléchie des enrobages et amélioration de la compacité du béton pour limiter les échanges avec le milieu extérieur
- Protection des armatures : anodes de zinc, protection cathodique, inhibiteurs de corrosion, revêtements époxydiques, barres d'acier galvanisé
- Entretien et réparations régulières de l'ouvrage pour réduire ou éviter les fissurations
- Usage d'armatures qui résistent à la corrosion, comme l'innox (Souchu, 2009)

### I.5.3 Les fissures :

Un béton fissuré est ce béton qui présente des fentes visibles, contrairement à la croyance populaire, le béton est un matériau qui peut facilement se casser lorsqu'il est soumis à une force de traction (Pavex.be, 2019).

#### I.5.3.1 Types de fissurations :

La fissuration imprévue du béton varie suivant plusieurs types, on a ainsi des fissures qui peuvent être liées au ressuage, des fissures de traction et des fissures de retraits.

Les fissures de retrait sont entre autres : des retraits de plastique, des retraits de durcissement et des retraits thermiques (Artisanbéton, 2018).

- La fissuration de béton par ressuage : elle s'observe le plus souvent lors du séchage du béton et consiste en la formation d'eau à sa surface par entassement. Les fissures peuvent être ainsi liées au ressuage au cas où l'entassement du béton serait empêché par des cailloux ou tout autre élément
- Les fissures de béton liées au retrait de plastique : le retrait de plastique se veut lors de l'évaporation de l'eau de la partie apparente du béton, lors du durcissement de celui-ci, le retrait des plastiques est empêché par les différents éléments, entraînant ainsi sa fissure
- Les fissures du béton liées au retrait thermique : elles sont causées par la réaction qui a lieu par la chaleur. Celle-ci peut conduire à la contraction du béton et engendrer des fissurations
- Les fissures de traction : elles apparaissent le plus souvent lorsque les éléments du béton sont issus de coffrage glissant, en effet, en cas d'incompatibilité entre le coffrage glissant et le mélange de béton suivant les contraintes de traction, le béton rencontre des fissures. Il est donc important à cet effet de disposer d'une quantité suffisante de ciment dans le béton (Artisanbéton, 2018)



Figure I.10 : Fissures

### I.5.3.1.1 Causes de fissuration de béton :

- L'excès d'eau dans le mélange : pour la préparation de béton, il est important de respecter la quantité d'eau nécessaire à la mise au point du mélange au risque de se retrouver avec un béton exposé au risque de fissuration
- L'assèchement rapide du béton : un béton qui sèche vite est un béton qui, dans la mesure de possible, se fissurera. la quantité d'eau à utiliser intervient également ici. L'utilisation de la cure est conseillée pour éviter un séchage rapide
- La résistance de béton : les bétons varient en fonction de leur résistance. Les bétons moins résistants ont tendance à se fissurer assez vite. Le choix des éléments primordiaux est donc très important (Artisanbéton, 2018)
- Une forte vibration : si le béton utilisé est trop vibré, le ressuage sera important, ce qui augmente le risque de fissuration, en effet, trop vibré, le béton présente de nombreuses bulles d'air qui facilitent la fissuration externe et interne. À noter que l'effet du temps et les aléas climatiques sont également des facteurs potentiels d'une fissuration du béton (Pavex.be, 2019)

#### I.5.3.1.1.1 Réparation d'un béton fissuré :

Selon le résultat du diagnostic, la technique à utiliser pour traiter une fissuration du béton dépend généralement de l'ampleur de la situation (Pavex.be, 2019).

Parmi les traitements les plus utilisés en cas de fissuration du béton, on peut citer :

- **Le pontage** : cette technique permet de poser des éléments sur les fissures pour empêcher l'infiltration de l'eau et tout autre facteur pouvant aggraver la situation
- **Le traitement superficiel** : il consiste à recouvrir la surface des fissures en utilisant du mortier
- **Le calfeutrement** : ici, le traitement consiste à bricoler la fissuration en se servant de matières non solides pour donner une étanchéité à l'ouvrage. Toutefois, ce traitement n'empêche pas l'évolution de la fissure
- **L'injection de coulis de ciment** : il s'agit d'injecter une colle au béton pour créer une liaison et conserver son étanchéité (Pavex.be, 2019)



Figure I.11 : Le pontage (une des techniques de réparation)

## I.5.4 Retrait :

Le retrait de béton correspond à des variations dimensionnelles mettant en jeu des phénomènes physiques avant, pendant ou après la prise du béton, lorsqu'elles ne sont pas maîtrisées par un ferrailage approprié et par des joints, ces variations dimensionnelles engendrent l'apparition de fissure. Les fissures dues au retrait ne doivent pas être confondues avec les fissures liées à la fonctionnalité des ouvrages (dues à l'application d'efforts trop importants par exemple), celles-ci étant maîtrisées par les règles de calcul du béton armé (Béton, 2019).

### I.5.4.1 Les types de retrait :

Il existe 4 types de retrait dans le béton :

- **Le retrait de séchage :** (encore appelé retrait de dessiccation) : c'est le plus connu. Il se développe dans le béton au cours de son durcissement, pendant les premiers mois. Il est plus important en surface que dans la masse du béton. C'est un retrait du béton durci causé par l'évaporation de l'eau contenue dans la porosité du béton, à partir des surfaces libres soumises à l'air ambiant ayant un degré d'humidité inférieur à celui du béton. Ce processus de séchage génère une diminution de volume du béton, la perte d'eau est progressive et décroissante au cours du temps.

Les facteurs qui influencent l'amplitude de la perte d'eau sont la porosité du béton, le degré hygrométrique de l'air ambiant, et le rapport surface exposée à l'air / volume d'élément.

D'un point de vue pratique, ce n'est pas tant le retrait de séchage qui est important, mais plutôt la fissuration qu'il peut provoquer. Le mécanisme de fissuration est le suivant :

Le retrait de séchage commence toujours à se développer au niveau de la surface du béton exposée à l'air sec. Les forces de tension, qui s'apparaissent alors près de la surface, sont équilibrées par des forces de compression intérieures au béton, des fissures s'ouvrent dès lors que les efforts de tensions dépassent la résistance à la tension du béton, ces efforts de tension étant libérés chaque fois que la partie extérieure du béton se fissure (Béton, 2019).

- **Le retrait plastique :** il est dû à un départ rapide d'une partie de l'eau de gâchage du béton par évaporation, alors qu'il est encore à l'état plastique et donc déformable. Ce retrait particulier de séchage a lieu pendant un temps limité, avant et pendant la prise. La contraction apparaît une fois que le béton a été mis en place, et que la surface libre est soumise au séchage. Le retrait plastique est piloté par la vitesse de séchage. L'ordre de grandeur du retrait plastique des bétons est de 1mm/m dans des conditions courantes et peut atteindre plusieurs mm/m lorsque les conditions sont défavorables.

Les facteurs favorisant le retrait plastique sont :

- Une température extérieure élevée
- Un air sec
- Du vent (ou des courants d'air en intérieur)
- Un excès d'eau dans le béton

- Un temps de prise long (ciment ou béton très retardé)
- Un ouvrage présentant une grande surface libre par rapport au volume de béton



Figure I.12 : Retrait plastique dans un plancher

Un retrait plastique important peut mener à des fissurations apparaissant au jeune âge sur la surface de béton, ces fissures se présentent sous la forme d'un maillage (faïençage) (Béton, 2019).

- **Le retrait endogène :** (encore appelé retrait d'autodessiccation, ou retrait chimique d'hydratation du ciment). Il se produit dans le béton en cours de durcissement par suite du développement des réactions chimiques entre le ciment et l'eau. Ces réactions sont appelées réactions d'hydratation car en présence d'eau, les constituants du ciment donnent naissance à de nouveaux constituants hydratés qui apparaissent sous forme de microcristaux ayant l'aspect d'aiguilles dont le développement et l'enchevêtrement provoquent la prise et le durcissement progressif du ciment. la consommation d'eau résultant de l'hydratation du ciment conduit à une contraction du béton.

Ce retrait est un phénomène normal, inévitable, inhérent à la nature même du ciment. il est irréversible et continue d'augmenter pendant plusieurs mois tant que l'hydratation du ciment se prolonge. Son intensité est proportionnelle au dosage en ciment. il varie entre 300 et 800  $\mu\text{m}/\text{m}$  selon la formulation. Lorsqu'il est empêché, ce retrait peut provoquer des fissures (Béton, 2019).

- **Le retrait thermique :** il est lié au retour à température ambiante du béton après sa prise, les réactions chimiques d'hydratation du ciment, qui sont très intenses au moment de la prise du ciment, sont toujours accompagnées d'un important dégagement de chaleur (réaction chimique exothermique). après la prise, l'intensité des réactions d'hydratation décroît si bien que la température du béton diminue progressivement pour revenir à une température ambiante. Ce retour à température ambiante est accompagné d'une contraction thermique qui génère des déformations empêchées au sein de l'élément en béton. Ces déformations empêchées peuvent conduire à l'apparition de fissures (Béton, 2019).

NB : ce type de retrait ne concerne que les pièces massives, d'épaisseur supérieure à 60 cm

### I.5.4.1.1 Les conséquences de retrait :

La conséquence essentielle de la retrait est l'apparition de phénomène de fissuration, pouvant diminuer la durabilité de l'ouvrage en béton est / ou limiter leur capacité à reprendre des efforts, notamment le lorsque la fissuration se manifeste dans la masse. Cette fissuration peut également conduire à limiter l'adhérence voire provoquer le d'écoulement éventuelle revêtement rapportés en surface du béton (Béton, 2019).

#### I.5.4.1.1.1 Précaution pour limiter le retrait :

Le retrait reste tout à fait contrôlable et des solutions existent pour le limiter

##### I.5.4.1.1.1.A Précaution pour limiter le retrait plastique avant prise de béton :

- Pulvériser un produit de cure dès la fin de coulage (à l'aide d'un pulvérisateur adapté), ou au fur et à mesure du coulage les grandes surfaces ou les temps de mise en œuvre longs
- Humidifier les coffrages et le support avant coulage
- Faire un béton sans excès d'eau
- Diminuer le temps de prise par temps froids (adjuvant accélérateur)
- Talocher la surface juste avant la prise pour refermer les fissures
- Utiliser un béton compactant des micro-fibres polypropylène (Béton, 2019)



Figure I.13 : Pulvérisation après coulage

##### I.5.4.1.1.1.B Solutions pour limiter la fissuration due au retrait après prise (retrait de séchage et retrait endogène) :

- Assurer une cure de la surface du béton pendant les premiers jours (à l'aide d'un produit de cure pulvérisé en surface ou bien par mise en place d'un polyane ou encore par aspersion régulière d'eau)
- Prévoir des joints de retrait sur 1/3 de l'épaisseur, à intervalles réguliers
- Armer le béton à l'aide d'un treillis soudé

- Désolidariser le béton de son support (par mise en place d'un polyane ou d'un lit de sable) (Béton, 2019)

#### **I.5.4.1.1.C Précaution pour limiter le retrait thermique :**

- Limiter la chaleur dégagée en utilisant un ciment à faible chaleur d'hydratation
- Eviter les très forts dosages en ciment
- Ne pas utiliser des matériaux trop chauds
- Mettre des fibres dans le béton ne pas décoffrer trop vite
- Utiliser un coffrage isolant (Béton, 2019)

## **I.6 Les pathologies à risque moyen :**

### **I.6.1 Le ressuage :**

Le ressuage est, avec la ségrégation, l'une des deux manifestations de la dégradation de l'homogénéité d'un béton frais. Dans le cas de la ségrégation, les grains présentent au cours du temps un mouvement relatif entre eux. Certains (les plus denses ou les plus volumineux) tombent alors que les autres (les fins ou ceux ayant une masse volumique réduite) remontent vers la surface (Josserand, 2002).

Dans le cas du ressuage, les grains ont un mouvement d'ensemble vers le bas, ce mouvement force l'eau inter granulaire à percoler vers le haut, ainsi, une fois le béton mis en place dans son coffrage, une pellicule d'eau claire apparaît progressivement à sa surface. La sédimentation des grains est très lente, par conséquent le débit d'eau ressuée est modeste. Ainsi, la pellicule d'eau ne sera visible que si le débit d'évaporation à la surface du béton est inférieur au débit d'eau ressuée (Josserand, 2002).

Que le ressuage se présente sous sa forme normale ou localisée, une pellicule d'eau claire apparaît à la surface du matériau. Cette pellicule d'eau a, conséquences sur la qualité du béton, qui peuvent être positives ou négatives selon la caractéristique considérée. Dans une optique d'amélioration constante de la qualité des bétons (Josserand, 2002).

### **I.6.2 Épaufrure :**

Ce sont des défauts de surface dont il faut distinguer l'origine : l'épaufrure due à un choc accidentel sur le parement, l'arête d'un élément de béton durci ou les éclats de béton occasionnés par l'oxydation des fers dans le béton. Cette réaction augmente le volume des aciers, ce gonflement entraîne un éclatement du béton en périphérie de l'armature. Les fers à béton sont les tendons d'Achille de la structure (Anon, 2020).

#### **I.6.2.1 Traitement :**

- Eliminer les parties non adhérentes
- Piocher pour dégager les fers, éliminer la rouille par grattage et passer les fers avec bloc rouille

- Coffrer si nécessaire et reboucher à l'aide d'un mortier adapté selon le règlement (Anon, 2020)

### **I.6.3 Faïençage :**

Phénomène de microfissuration régulière et superficielle de la peau des enduits et bétons, due à un retrait superficiel trop important ou rapide (Guiraud, 2018).

### **I.7 Conclusion :**

Le béton est certes un corps inerte, mais il n'en évolue pas moins dans le temps, c'est un composé vivant subissant des changements constants : ce sont les pathologies que nous avons connues dans ce chapitre, des causes essentielles dans l'effondrement des structures, comme nous avons vu les causes et les types de ces dégradations. Donc il va falloir en prendre soin et faire attention à ce qu'il ne tombe pas malade, auquel cas il faudra envisager des cures pour le soigner.

Chapitre II :  
Comportement non-  
linéaire des structures

## II.1 Introduction :

En général, les structures ont un comportement élastique tant qu'elles sont soumises à des mouvements de faibles intensités, en revanche il est bien connu que pour les structures destinées à résister à des mouvements majeurs du sol, elles doivent être capables de supporter des déformations inélastiques, cependant les lois de comportement élastiques linéaires ne sont pas toujours valables car, lors de sollicitations exceptionnelles ou accidentelles, des contraintes supérieures à la limite élastique du matériau peuvent se produire et entraîner des déformations permanentes tandis que la structure peut continuer à résister sans s'effondrer, donc il est indispensable d'étudier la stabilité globale de la structure suite à l'apparition locale de la plasticité, cette étude est appelée (analyse non linéaire des structures).

## II.2 Système non linéaire :

Lors d'un violent séisme, les structures ne demeurent pas dans l'état élastique, par conséquent les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures, alors la non linéarité est incontournable pour une évaluation correcte de leur réponse sismique (Lestuzzi, 2009).

## II.3 Sources de non linéarités :

Des non linéarités peuvent se produire lorsqu'une structure est soumise à un violent séisme, il existe trois types de non linéarités :

### II.3.1 Les non linéarités géométriques :

Elles sont dues aux grands déplacements ou on ne peut plus confondre l'état déformé de la structure avec l'état non déformé. Au sein de cette catégorie on peut distinguer les grands déplacements et les rotations modérées d'une part, et les grands déplacements et les grandes rotations d'autre part. Elle permet également de prédire le niveau de la charge critique pour le calcul au flambement des pièces élancées (Souici.R, 2010, pp. 42-43).

#### Exemple :

Lorsque des charges verticales et horizontales agissent simultanément sur un portique, elles produisent des déplacements horizontaux  $\Delta$  plus grands que si les charges horizontales agissaient seules ; ce qui se traduit par une amplification des moments d'extrémités. L'effet du second ordre qui en est la cause est appelé (effet P-  $\Delta$ ) (Mansouri, 2016, p. 14).

Avec :

$p$  désignant les charges verticales et  $\Delta$  les déplacements horizontaux.

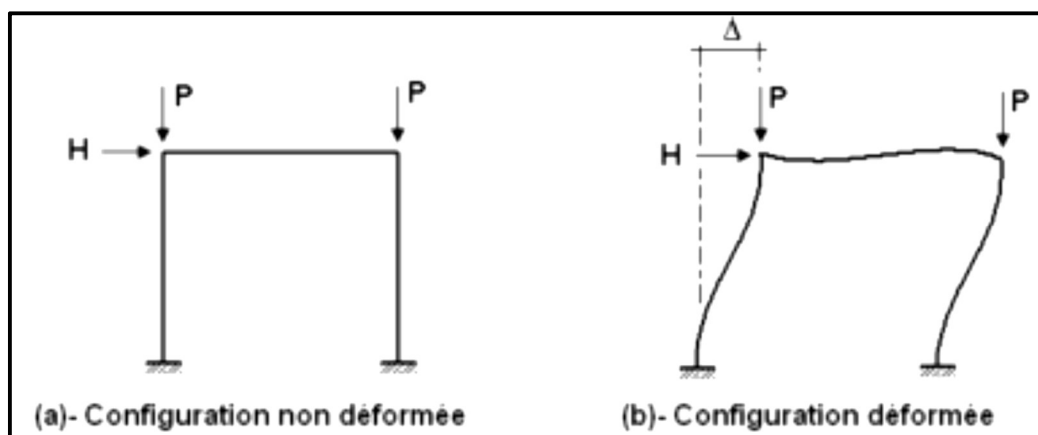


Figure II.1 : Effet de changement de géométrie (P- $\Delta$ )

### II.3.2 Les non linéarités matérielles :

Elles proviennent d'une relation de comportement non linéaire du matériau : la relation entre les contraintes et les déformations dans le matériau est non linéaire. Elles peuvent aussi provenir de la loi de comportement capital du matériau (loi de comportement élasto-plastique par exemple), de la fissuration du matériau, du comportement du béton tendue entre deux fissures ou du mode d'assemblage entre les composantes élémentaires d'une structure (Olivier.T, 2005).

#### Exemple :

Les matériaux élasto-plastiques, c'est le cas usuel de loi de comportement non linéaire (Souici.R, 2010, p. 43).

### II.3.3 Les non linéarités de contact :

Dans cette troisième famille, on classe toutes les non linéarités liées au contact entre solides, on peut citer trois grandes familles (Souici.R, 2010, p. 44):

- Le contact entre solides à travers une surface de dimensions réduite pour lequel le modèle associé aux lois d'Hertz est en général utilisé
- Le frottement sec qui produit une relation entre les efforts de contact et la vitesse de glissement fortement non régulière
- Les contacts intermittents

### II.4 Modèles de comportement des structures :

Pour avoir le comportement sismique réel des structures, nombreux modèles hystériques ont été proposés, ces derniers sont des modèles de comportement non linéaire qui traduisent la relation force-déplacement Dans ce qui suite, nous allons présenter un modèle non linéaire utilisé pour tous les types de matériaux.

### II.4.1 Modèle élasto-plastique :

Le modèle élasto-plastique (modèle EP), également appelé modèle bilinéaire est montré sur la figure même s'il est principalement destiné aux matériaux élasto-plastique tel que l'acier, ce modèle est largement utilisé pour tous les types de matériaux en raison de sa simplicité. La loi force-déplacement du modèle EP est complètement définie par trois paramètres : la rigidité ( $k$ ), le déplacement de plastification ( $u_y$ ) et la rigidité après plastification exprimé en fraction ( $r \cdot k$ ) de la rigidité initiale.

La ductilité de déplacement est exprimée par le rapport ( $u_p/u_y$ ) du déplacement maximal ( $u_p$ ) au déplacement de plastification. La très grande rigidité de la courbe de recharge après plastification et décharge constitue le principal défaut de modèle EP pour la simulation du béton armé. Cette caractéristique ne tient pas compte de la fermeture des fissures au début de la recharge. Elle conduit à une dissipation d'énergie excessive dans les cycles plastiques et à des déformations permanentes irréalistes (Lestuzzi, 2009).

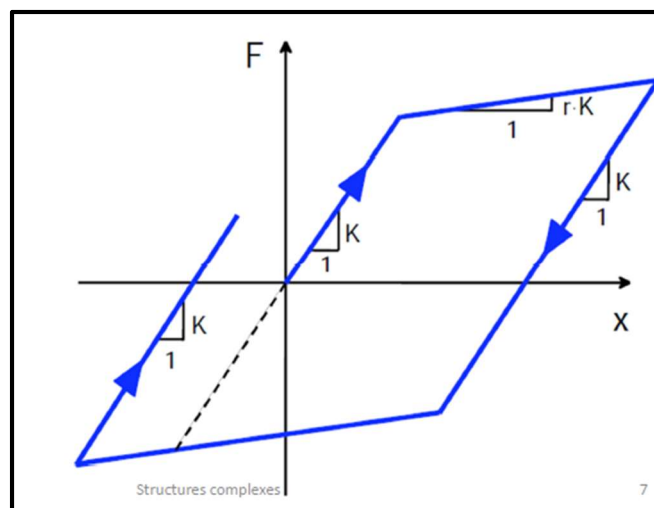


Figure II.2 : Modèle élasto-plastique bilinéaire

## II.5 Lois de comportement du béton et de l'acier :

Le béton et les armatures d'acier sont les composants principaux des structures et pour aborder avec succès la modélisation du comportement d'une structure en béton armé, il nécessite l'étude de trois aspects : les modèles constitutifs de béton, les modèles de comportement de l'acier et l'interaction entre l'acier et le béton (Truyen, 2009) ; (Olivier.T, 2005)

### II.5.1 Les modèles de comportement du béton :

La plupart des études qui caractérisent le comportement réel des sections en béton armé en vue de prédire leur mode de rupture en compression et en traction. Actuellement, quelques modèles proposés par différents auteurs permettent de caractériser le comportement du béton et dans cette suite, un résumé sur quelques modèles analytiques ont été établit pour les sections rectangulaires ou circulaires :

### II.5.1.1 Modèle de Mander et al (1988) :

Ce modèle repose sur le phénomène de confinement de béton, c'est une appellation de béton armé renforcé par des armatures transversales disposées d'une façon à s'opposer au gonflement du matériau sous l'effet des contraintes de compression ainsi qu'au flambement des armatures longitudinales en zone comprimée, ce qui impose une entre distance limitée.

L'armature de confinement est soumise à une pression latérale perpendiculaire à la surface, qui la met en traction, la déformation à la rupture du béton confiné peut être estimée en fonction de l'armature transversale et sont imposées dans les zones dissipatives ou critiques.

La prise en compte de la contribution des armatures transversales (confinement interne), améliore la résistance du béton à la compression. Ces armatures doivent être disposés de façon adéquate dans les éléments en béton armé poteaux-poutres pour permettre à la structure d'avoir un comportement ductile sous les sollicitations qui lui sont appliquées (séisme).

Ce modèle à propose une loi contrainte-déformation pour le béton confiné par les aciers transversal. (Massissilia, 2015, p. 10).

Le modèle contrainte-déformation est illustré dans la figure (II.3) est basé sur l'équation proposé par Popovics (1973), pour un taux quasi statique de déformation et de chargement mono tonique.

L'influence des différents types de confinement a été prise en compte par l'introduction de la contrainte effective latérale de confinement qui dépend à son tour de la configuration de l'armature transversale ainsi que longitudinale. Cette approche est similaire à celui adopté par Sheikh et Uzumeri (1982).

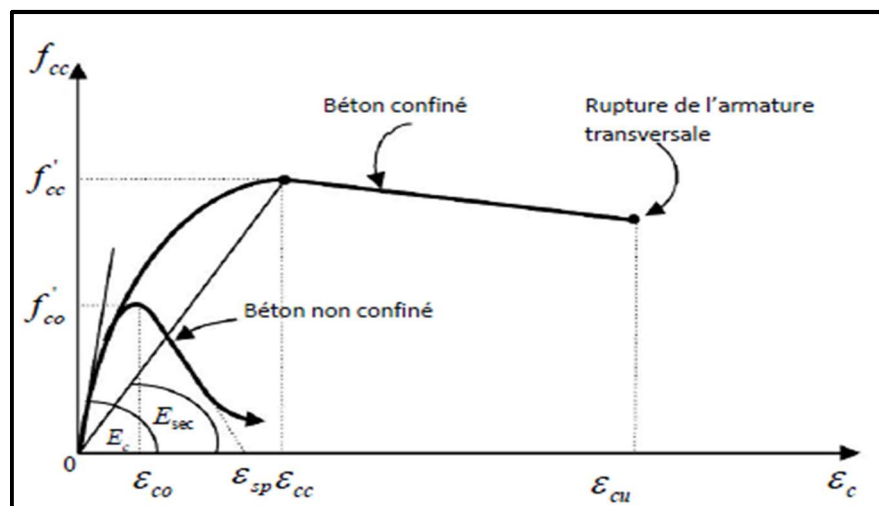


Figure II.3 : Modèle Mander pour le béton confiné et non confiné

La contrainte de compression longitudinale  $f_c$  est donnée par :

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad (2.1)$$

Où:

$f'_{cc}$  : La résistance à la compression du béton confiné

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \tag{2.2}$$

Où

$\varepsilon_c$  : La déformation longitudinale du béton

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \tag{2.3}$$

Où

$f'_{c0}$  et  $\varepsilon_{c0}$  sont la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante (Massissilia, 2015, p. 11).

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \tag{2.4}$$

Où

$E_c$  : Le module tangent d'élasticité du béton

$E_{sec}$  : Le module sécante d'élasticité du béton à la résistance pic

$$E_c = 5000\sqrt{f'_{c0}} \text{ MPa} \tag{2.5}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \tag{2.6}$$

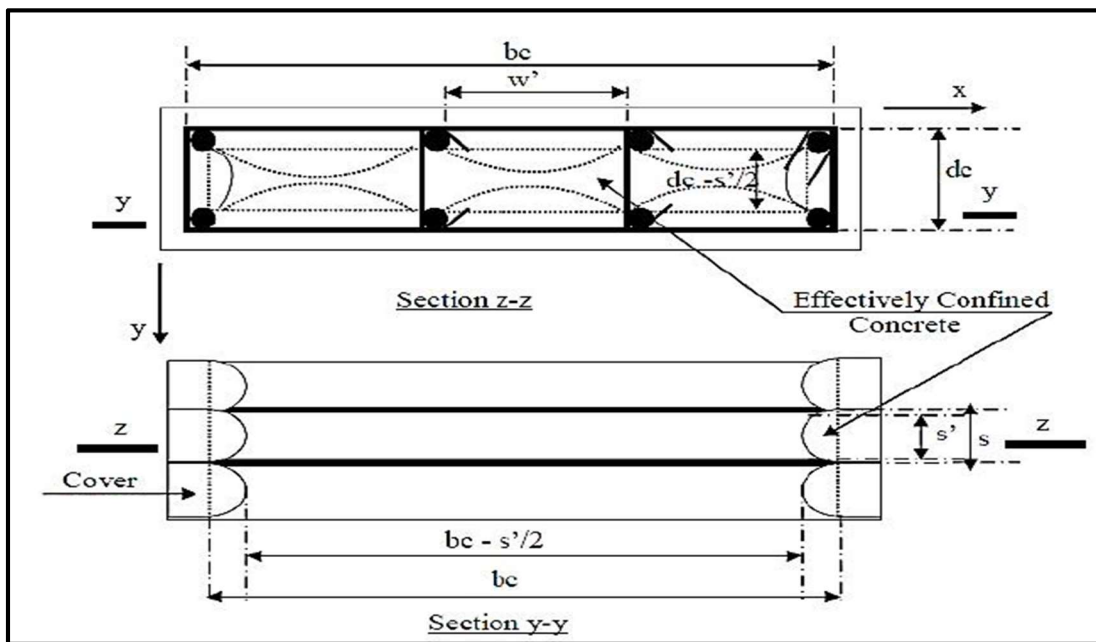


Figure II.4 : Béton effectivement confiné d'une section rectangulaire

### II.5.1.2 Modèle constitutif de Kent et Park :

Dans le modèle modifié de Kent et Parck, la relation contrainte-déformation du béton en compression est décrite par trois régions. L'adoption de la convention de signe que la compression est positive (Benkhellat.S, 2017).

Les trois régions sont :

$$\text{Région OA : } \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad \sigma_c \leq k f'_c [2(\varepsilon_c/\varepsilon_0) - (\varepsilon_c/\varepsilon_0)^2] \quad (2.7)$$

$$\text{Région AB : } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{20} \quad \sigma_c = k f'_c [1 - z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad (2.8)$$

$$\text{Région BC : } \varepsilon_c > \varepsilon_{20} \quad \sigma_c = 0.2k f'_c \quad (2.9)$$

Le module tangent correspond  $E_t$  est donné par les expressions suivantes :

$$E_t = [2k f'_c / \varepsilon_0] (1 - \varepsilon_c / \varepsilon_0) \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{20} \quad E_t = -z k f'_c \quad (2.11)$$

$$\varepsilon_c > \varepsilon_{20} \quad E_t = 0 \quad (2.12)$$

Où  $\varepsilon_0 = 0.002 k$

$$\text{et } z = \frac{0.5}{\frac{3+0.29 f'_c}{145 f'_c - 1000} + 0.75 \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s_h} - 0.002k}} \quad (2.13)$$

Avec :

$\varepsilon_0$  : La déformation due à la contrainte de compression maximale.

$\varepsilon_{20}$  : La déformation du béton rapportée à 20% de la contrainte de compression maximale.

$K$  : Facteur qui tient compte de l'augmentation de la résistance due ou confinement

$Z$  : Pente qui donne le domaine adoucissant de la déformation

$f'_c$  : La résistance à la compression du béton de la section non confiné

$f_{yh}$  : La résistance à la limite élastique des armatures transversales

$\rho_s$  : Le pourcentage géométrique d'armatures transversales

$h$  : La largeur du noyau de béton mesurée en dehors des étriers ou des attaches

$s_h$  : L'espace des attaches

Chacun de ces modèles présentent des avantages et des inconvénients, ainsi que des champs d'application différents pour le calcul des structures en béton armé.

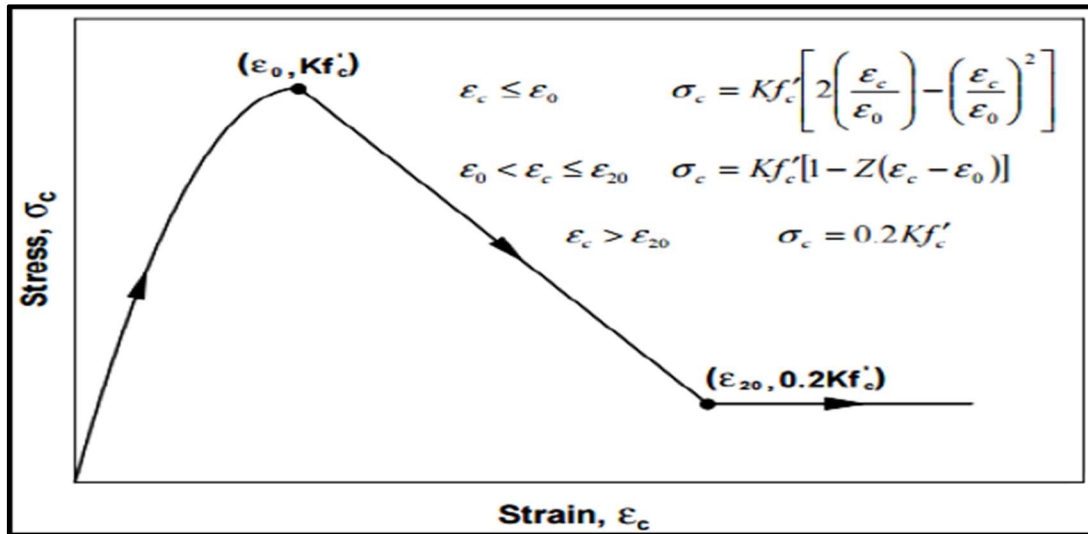


Figure II.5 : Modèle modifié du béton en compression de Kent et Park

## II.5.2 Comportement du béton sous contraintes uni-axiales :

### II.5.2.1 Compression uni axiale :

En raison de sa facilité de réalisation, l'essai de résistance en compression uni axiale des éprouvettes de béton est l'expérience la plus répandue pour estimer les caractéristiques générale de résistance du béton.

Plusieurs études dans la littérature comme celles de Hsu et Benouniche (1978) ont mis en évidence différentes phases de comportement du béton en compression uni axial en fonction de niveau de la contrainte appliquée (Truyen, 2009, p. 3).

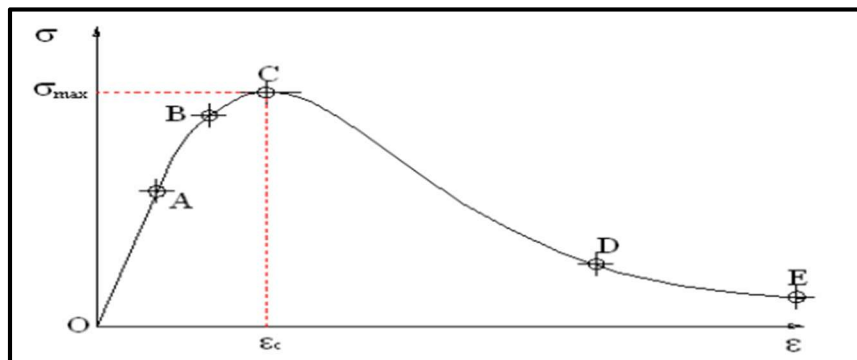


Figure II.6 : Phase du comportement en compression du béton

Sur la figure(II.6), on représente généralement les phases de comportement :

- Comportement linéaire ou quasi linéaire (OA), jusqu'à ce que  $\sigma = (0.4 \text{ à } 0.5)\sigma_{max}$ . Cette phase est caractérisée par les valeurs du module d'élasticité E et de coefficient de poisson  $\nu$  du béton. La déformation résiduelle du béton est nulle durant cette phase de chargement

- Apparition de microfissures (AB). On considère que cette phase correspond à  $\sigma = (0.5 \text{ à } 0.8)\sigma_{max}$ . Le coefficient de poisson reste constant, tandis que le module d'élasticité diminue légèrement. La déformation résiduelle longitudinale augmente, tandis que la déformation latérale reste nulle. L'endommagement débute par des dégradations diffuses du béton
- Développement rapide des microfissures (BC), pour  $\sigma = (0.8 \text{ à } 1.0)\sigma_{max}$ . Le coefficient de poisson et les déformations résiduelles augmentent rapidement, alors qu'on constate une forte diminution de module d'élasticité
- Apparition et propagation de macro fissures due à la localisation de la déformation (CD), la déformation augmente fortement, tandis que le module d'élasticité diminue jusqu'à s'annuler
- Augmentation très rapide de la déformation tandis que la contrainte diminue lentement (DE), la vitesse de propagation des fissures diminue suite à la friction entre les granulats. Cette friction transmette une résistance aux lèvres de fissures et empêche par conséquent la diminution de la contrainte

### II.5.2.2 Comportement du béton en traction :

#### Traction directe :

Les essais de traction directes du béton sont difficiles à réaliser vu la faible résistance en traction de ce matériaux. Les résultats d'essais réalisés par Bérthaud (1988), Terrien (1980) ou Gerard (1996) ont démontré qu'un comportement presque élastique linéaire du béton dans la phase pré-pic peut être considéré, avant une rupture brusque dans la phase post-pic. Le module d'élasticité diminue fortement dans cette phase post-pic (Truyen, 2009, p. 4).

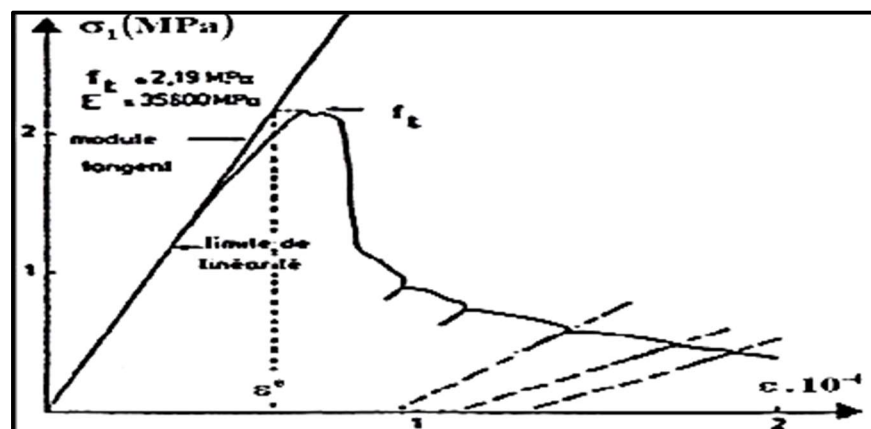


Figure II.7 : Essai de traction direct Terrin (1980)

## II.6 Comportement de l'acier :

### II.6.1 Modèle élasto-plastique :

Ce modèle s'applique à la modélisation du comportement uni axiale des aciers doux. Pour l'utiliser autant que donnée dans les simulations, le modèle élasto-plastique avec écrouissage

cinématique linéaire est le modèle le plus utilisé pour la simulation des comportements de l'acier d'après (Hervé O., 2009, p. 15).

$E$  étant le module d'élasticité,  $E_T$  le module tangent et  $\sigma_0$  est la limite d'élasticité.

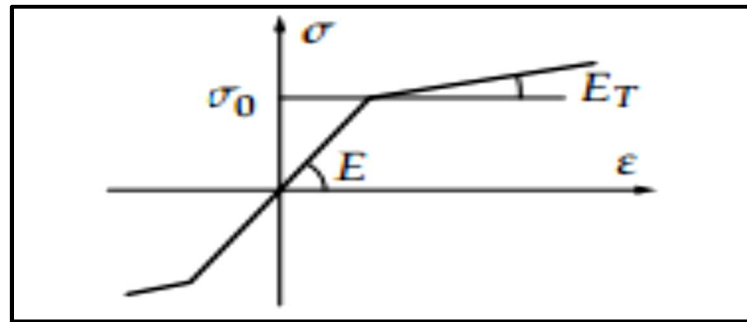


Figure II.8 : Modèle élasto-plastique avec écrouissage

### II.6.2 Modèle de Menegetto et Pinto :

Le modèle de Menegetto et Pinto (1973) est une évolution du modèle proposé par Guiffiré et Pinto (Benkhellat.S, 2017, p. 15).

Menegetto et Pinto ont modifié l'équation de Guiffiré et Pinto pour la rendre utile également durcir l'acier et la loi générale de Menegetto et Pinto sera écrite comme suit :

$$\sigma_s = E_\infty \epsilon_s + \frac{(E_{s0} - E_\infty) \epsilon_s}{(1 + (\frac{\epsilon_s}{\epsilon_0})^R)^{1/R}} \quad (2.14)$$

Cette équation représente une courbe avec la tangente à l'origine :  $\sigma_s = E_{s0} \epsilon_s$ , et avec une ligne droite asymptote pour  $\epsilon_s \rightarrow \infty$  :

$$\sigma_s = E_\infty \epsilon_s + (E_{s0} - E_\infty) \quad (2.15)$$

Où :

$E_{s0}$  : Le module tangent initial de la courbe contrainte-déformation

$E_\infty$  : Le module tangent secondaire (pour la grande contrainte)

$R$  : Paramètre constant sans dimension qui définit la courbure

$\epsilon_0 = \sigma_0 / E_{s0}$  : La déformation au point d'intersection entre la tangente à l'origine et l'asymptote figure (II.9) :

$\sigma_s$  et  $\epsilon_s$  : Contrainte et déformation respectivement

Chaque paramètre ( $E_0, E_\infty, \sigma_0, \epsilon_0, R$ ) dans l'équation (2.14) définit un aspect séparé de la géométrie de la courbe, ainsi ceux-ci peuvent être manipulés indépendamment et être facilement identifiés sur un diagramme expérimental. En second lieu, des bonnes évaluations initiales des trois des quatre paramètres indépendants.

A noter que  $\sigma_0 = E_0 \varepsilon_0$  peuvent être obtenues en prenant la mesure directement de la courbe expérimentale.

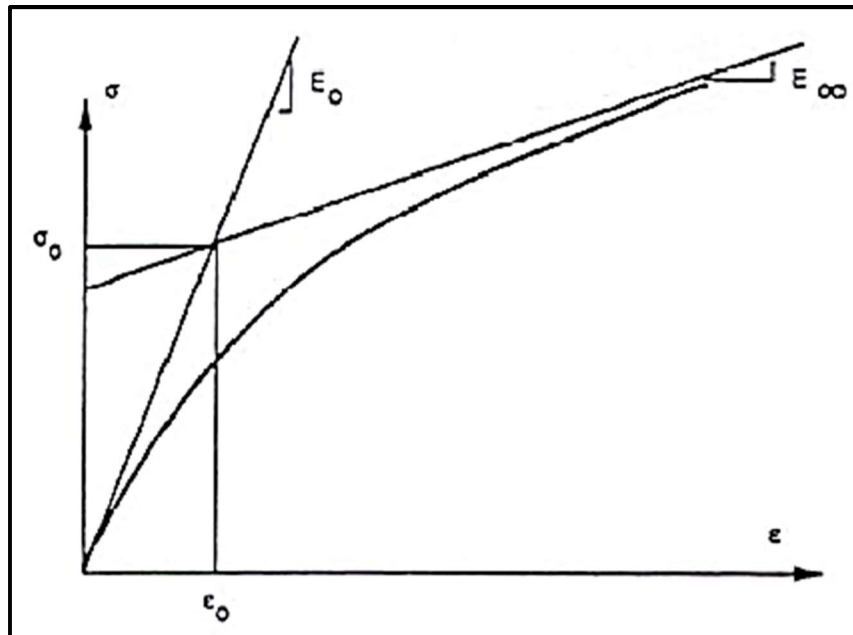


Figure II.9 : Modèle de Menegotto-Pinto de l'acier

## II.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a défini le modèle élasto-plastique et conclut que ce modèle est largement utilisé pour tous les types de matériaux en raison de sa simplicité.

On a présenté aussi quelques modèles de comportement du béton et de l'acier qui sont utilisés pour bien comprendre le comportement réel des structures en béton armé sous des actions d'ordre physique et mécanique. Sachant que les caractéristiques matérielles de l'acier sont bien définies car il est considéré comme un matériau homogène par rapport au béton qui est difficile à distinguer clairement son comportement car ce dernier est un matériau hétérogène.

# Chapitre III :

## Analyse push-over

### III.1 Introduction :

La détermination de la vulnérabilité sismique des structures existantes par la méthode statique linéaire cause généralement un éloignement de la réalité physique dans sens défavorable pour approcher le plus du comportement réel. Il faut prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire en étudiant leur comportement dans le domaine plastique et pour cette raison notre étude de vulnérabilité sera effectuée à l'aide d'une analyse statique non linéaire par poussée progressive push-over (Mouhat, 2015).

La méthode d'analyse push-over est la méthode préférée pour l'évaluation de performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse push-over permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure.

### III.2 Présentation de la méthode (push-over) :

Push-over est une méthode d'analyse de structures qui permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumis à un chargement statique croissant.

L'allure du chargement appliqué lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique appelée force statique équivalente. A partir de cette charge appliquée par étape, le comportement non linéaire de la structure peut être défini.

Le non linéarité est en effet introduit dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques. Le but essentiel de l'analyse Push-over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacement dans les éléments de la structure à savoir (Mouhat, 2015):

- L'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles tels que la zone nodale

### III.3 Hypothèses d'élaboration de la méthode (push-over) :

Comme tout théorie et méthode de calcul, analyse statique non linéaire par poussée progressive est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à multi degrés de libertés

peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant le séisme. Les expériences ont montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure (Mouhat, 2015).

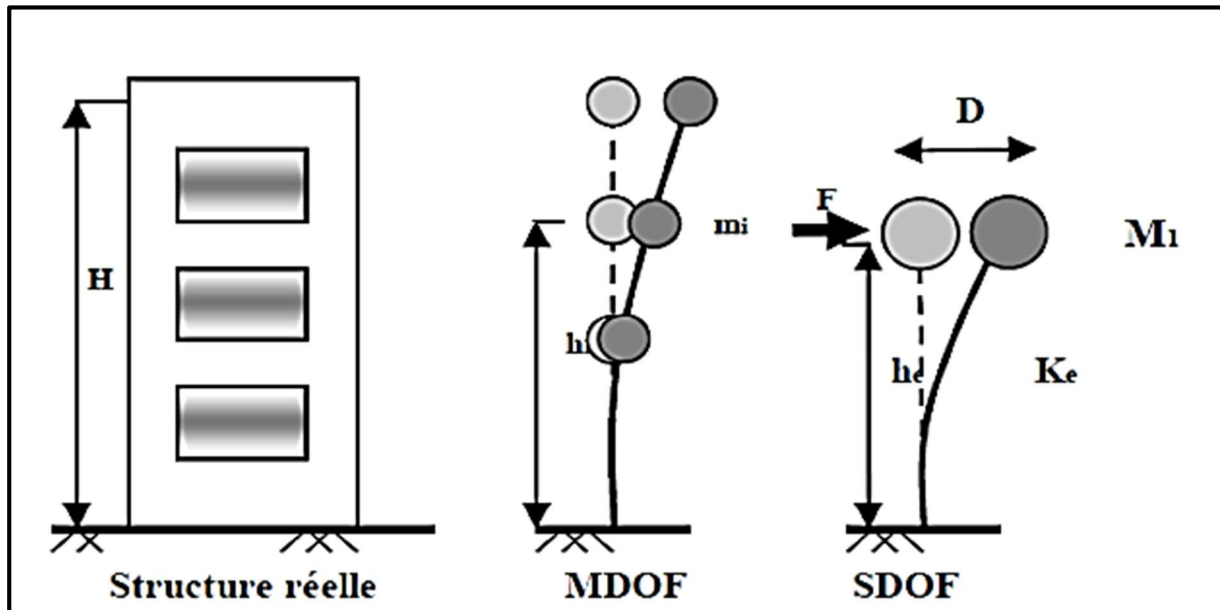


Figure III .1 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés

### III.4 But de l'analyse :

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

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

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

Tous ces points sont utilisés dans le cas de calcul en capacité pour s'assurer que la séquence de formation des rotules plastiques est conforme aux hypothèses de la conception (Belkacem, sd).

### III.5 Contexte de l'analyse push-over :

La méthode Pushover conventionnelle suit les pas généraux suivants :

- Construire la courbe push-over, effort tranchant à la base-déplacement au sommet de structure ( $V_b - u_t$ )
- Conversion de courbe push-over à la courbe de spectre ( $S_a - S_d$ )
- Détermination de point de performance

#### III.5.1 Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement peuvent donc être introduits sur cette courbe.

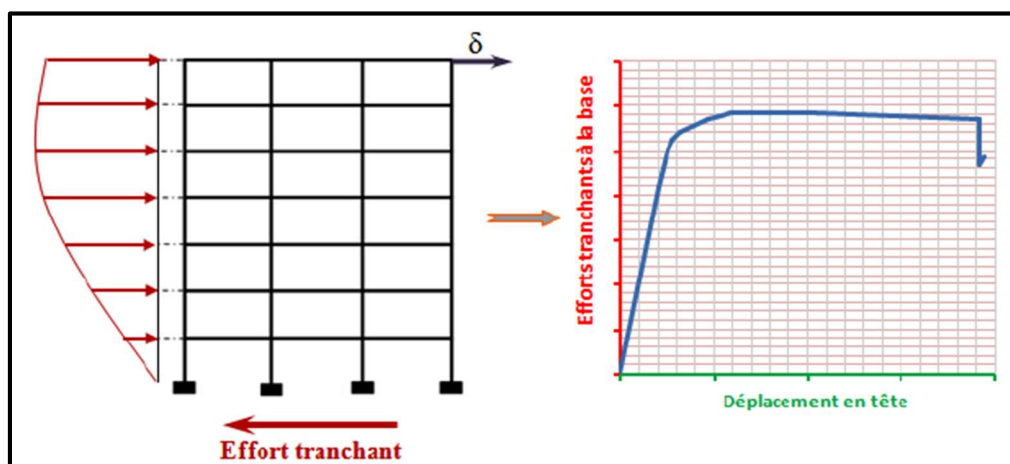


Figure III.2 : Courbe de capacité de la structure

NB : L'obtention de la courbe de capacité est composée de deux transformations à partir de la courbe Pushover qui est élaborée à la suite.

### III.5.2 Point de performance :

A 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. Deux approches principales sont proposées pour l'assemblage des deux courbes, l'une utilisant la ductilité, comme dans l'Eurocode 8, l'autre l'amortissement, comme dans l'ATC40. L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur ( $R$ ) qui dépend de la ductilité de la structure ( $\mu$ ). Tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme.

En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel.

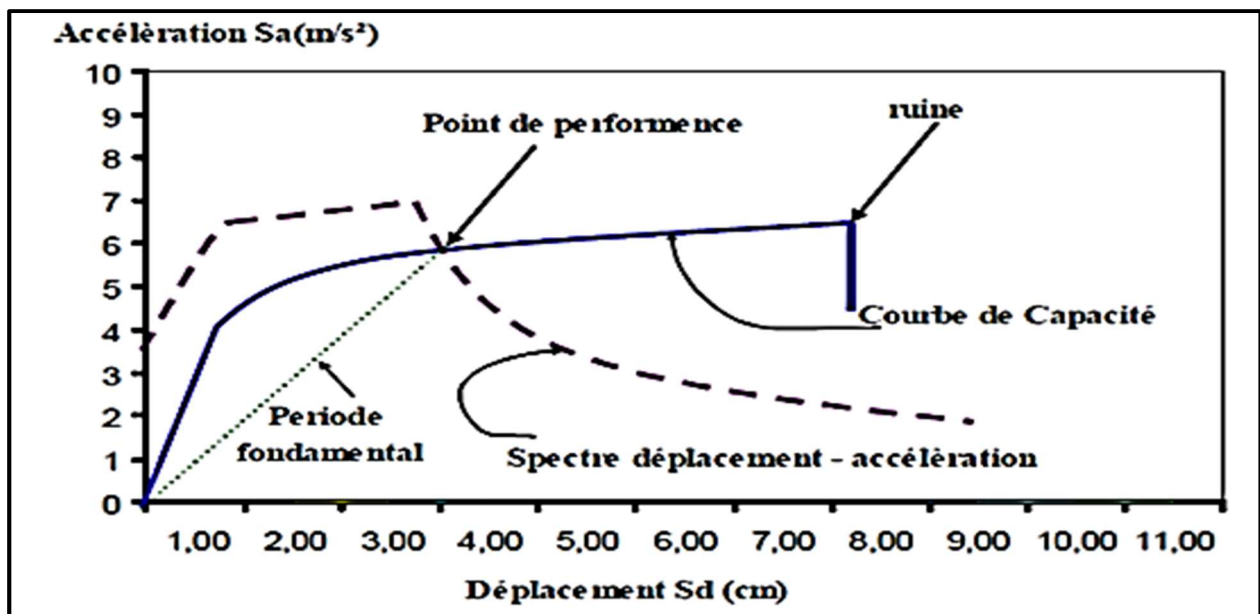


Figure III.3 : Détermination du point de performance

Plusieurs méthodes appliquent la procédure statique non linéaire du type push-over, elles se basent toutes sur un même fondement théorique et diffèrent par quelques détails, parmi ces méthodes, on peut citer (Mekki, 2015, p. 65) :

- Méthode du spectre de capacité (ATC 40, 1996)
- Méthode du spectre de capacité modifiée (Chopra et al, 2000)
- Méthode N2 (Fajfar et Fischinger, 1987 ; Fajfar and Gaspersic, 1996)
- Méthode du coefficient de déplacement (FEMA-273,1997)
- Analyse Pushover modal (Chopra et Goel, 2002)

### III.6 Système a un seul degré de liberté équivalent :

Un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celle d'un système à seul degré de liberté quand la réponse prépondérante est celle de premier mode, représentée par une forme de vecteur  $\{\phi\}$  qui reste constante durant le mouvement (Mekki, 2015).

En acceptant cette approche et en définissant le vecteur de déplacement  $u$  relatif tel que  $\{\phi\}u_t$  avec  $u_t$  le déplacement au sommet de la structure. L'équation différentielle du mouvement du système peut être écrite comme suite (Mekki, 2015, p. 66) :

$$[M]\{\phi\}\ddot{u}_t + [C]\{\phi\}\dot{u}_t + \{F\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (3.1)$$

Où :  $[M]$  : matrice de masse,  $[C]$  : matrice d'amortissement,

$\{F\}$  : Vecteur des forces dans les niveaux de la structure,  $\ddot{u}_g$  : accélération du sol

Le déplacement de référence du système à un seul DDL, est défini comme :

$$U^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{1\}} u_t \quad (3.2)$$

En multipliant l'équation (3.1) par  $\{\phi\}^T$  et en substituant  $u_t$  en utilisant l'équation (3.2), l'équation différentielle suivante décrit la réponse du système à un seul DDL :

$$M^* \ddot{u}^* + C^* \dot{u}^* + F^* = -M^* \ddot{u}_g \quad (3.3)$$

Avec  $M^*$ ,  $C^*$  et  $F^*$  désignent les propriétés du système équivalent, données par les formules suivantes (Mekki, 2015, 66-67) :

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{1\} \quad (3.4)$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (3.5)$$

$$F^* = \{\phi\}^T \{F\} \quad (3.6)$$

La relation force-déplacement ( $F^* - U^*$ ) du système équivalent peut être déterminée à partir d'une analyse statique non linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté qui peut être représentée par une courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement au sommet de la structure  $u_t$ .

Pour plus de simplicité, la courbe est idéalisée comme bilinéaire à partir de laquelle on peut définir trois paramètres (Mekki, 2015, 67-68) :

Un effort à la limite d'élasticité  $V_y$ , une raideur élastique effective  $K_e = V_y/u_y$  et une rigidité post élastique de la structure  $K_s = \alpha K_e$ .

La courbe idéalisée peut être utilisée conjointement avec les équations (3.2) et (3.6) pour définir les propriétés du système équivalent.

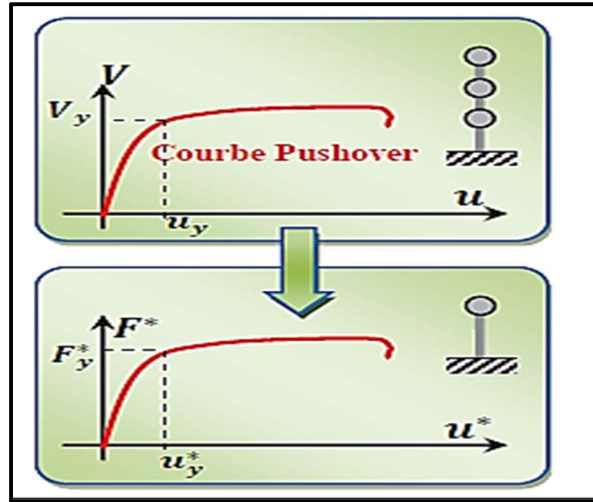


Figure III.4 : Courbe Pushover pour un système à plusieurs DDL et à un seul DDL

Alors, la période initiale  $T_{eq}$  du système équivalent à un seul DDL sera :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (3.7)$$

Où  $K^*$  définit la rigidité élastique du système équivalent à un seul DDL et donnée par :

$$K^* = \frac{F_y^*}{u_y^*} \quad (3.8)$$

Le déplacement correspondant du système à plusieurs DDL peut être estimé en réorganisant l'équation (3.2) comme suit :

$$u_t = \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} u^* \quad (3.9)$$

Le déplacement cible  $u_t$  dépend de choix de la forme du vecteur mode  $\{\phi\}$ .

Pour un système inélastique, le déplacement doit être obtenu à partir d'un spectre inélastique. La détermination de ce spectre exige la connaissance du rapport entre la force élastique et la force inélastique d'un système à un seul DDL, ce rapport est nommé facteur de réduction  $R_\mu$ .

Le spectre inélastique est obtenu en divisant l'équation (3.3) par  $M^*$  ce qui donne l'équation différentielle suivante :

$$\ddot{u}^* + \frac{C^*}{M^*} \dot{u}^* + \frac{F^*}{M^*} = -\ddot{u}_g \quad (3.10)$$

Cette équation décrit la réponse d'un système à un seul degré de liberté avec une période  $T_{eq}$  et une force à la limite élastique telle que :

$$S_{ay} = \frac{F^*}{M^*} \quad (3.11)$$

Si le spectre élastique est connu, la force élastique du système équivalent peut être calculée comme suit :

$$S_{ae} = S_{ae}(T_{eq}) \quad (3.12)$$

Où :  $S_{ae}(T_{eq})$  est l'ordonnée spectrale du spectre d'accélération correspondant à la période  $T_{eq}$  donnée par l'équation (3.7)

Le facteur de réduction  $R_\mu$  est obtenu par la formule suivante :

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} = \frac{S_{ae}(T_{eq}) M^*}{F^*} \quad (3.13)$$

La relation entre l'analyse push-over (statique) et le comportement réel de la structure soumise à une action sismique (dynamique) est établie par la définition d'un déplacement maximal cible de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse push-over qui caractérisent la capacité de déformation à l'exigence de déformation correspondant au déplacement cible.

Dans cette analyse, le déplacement maximal de la structure est déterminé à partir du déplacement d'un système à un seul DDL équivalent en utilisant l'équation (3.2). Ce déplacement est contrôlé par un seul mode de vibration sans tenir compte des effets des modes supérieurs, donc la négligence des modes supérieures peut affecter la précision de l'analyse push-over.

Le déplacement inélastique du système équivalent est calculé en convertissant le courbe effort tranchant à la base-déplacement au sommet de la structure en courbe force-déplacement du système équivalent et en estimant la valeur du facteur de réduction  $R_\mu$ , une fois que ce facteur est connu, le déplacement du système à un seul DDL peut être calculé soit directement à partir d'une analyse temporelle, soit indirectement à partir d'un spectre de réponse élastique

### III.7 Choix de la forme de chargement latérale :

Afin d'effectuer une analyse push-over d'un système à plusieurs DDL, la forme des forces latérales doit être appliquée sur les masses du système en accroissant progressivement ce chargement jusqu'à la phase inélastique. Au cours de la phase inélastique le système subit une perte de la rigidité et un changement dans la période de vibration, ceci peut être vu dans la relation force-déformation du système.

Le choix de la forme de chargement latérale pour traiter un phénomène dynamique par une analyse statique non linéaire affecte significativement la réponse de la structure et pour cela, FEMA-365 et l'Eurocode 8 (CEN, Septembre 2005) recommandent l'utilisation au moins deux modèles de charge pour déterminer une courbe (enveloppe) des réponses (Mekki, 2015, p. 69). Il existe plusieurs types de chargement parmi ces types, on peut citer :

### III.7.1 Répartition de la forme de chargement basée sur le mode fondamental :

Dans cette forme de répartition, la force appliquée est calculée par :

$$F_i = W_i \phi_{ij} \quad (3.14)$$

Où :  $F_i$  : Force latéral appliqué au niveau (i),  $W_i$  : Poids de l'étage (i) et  $\phi_{ij}$  : Le ième élément du vecteur modal correspondant à l'étage (i)

### III.7.2 Répartition de charge selon FEMA :

Le calcul de poussé progressive de la structure est réalisé en appliquant des charges sismiques latérales. Celles-ci dépendent en plus de l'accélération sismique dont le structure est le siège, des poids sismiques des étages et de la forme du mode de déformation qui a été retenue.

Le facteur de distribution des charges latérales  $C_{vx}$  est défini par :

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^K}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^K} \quad (3.15)$$

Où  $W_x$  représente la fraction du poids sismique total de la structure affectée à l'étage x et  $h_x$  la hauteur de l'étage (x comptée à partir de la base du structure)

La force latérale appliquée au niveau i est définie par :

$$F_i = C_{vx} V \quad (3.16)$$

Les coefficients  $C_{vx}$  sont montrés schématiquement sur la figure III.4. Selon les prescriptions de FEMA-273, le paramètre K varie avec la période fondamentale de la structure T.  $K = 1$  pour  $T \leq 0.5$  s et  $K = 2$  pour  $T \geq 2.5$  s.

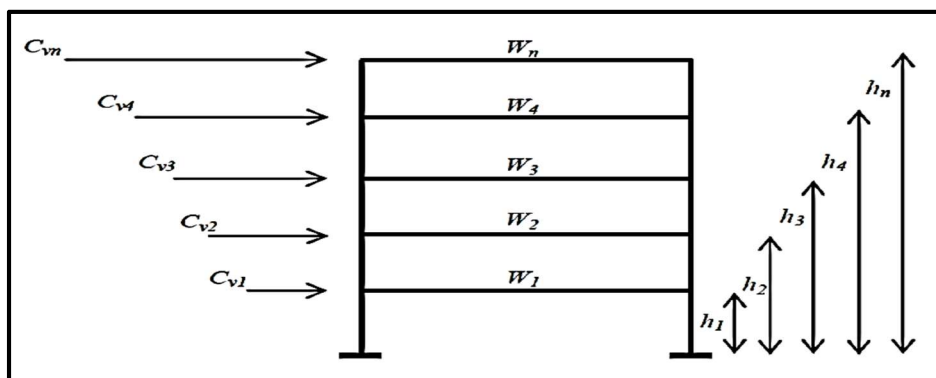


Figure III.5 : Distribution verticale des charges latérales selon FEMA 273

### III.7.3 Répartition uniforme de la charge :

Dans cette forme de répartition, la force est égale au poids du niveau considéré.

$$F_i = W_i \quad (3.17)$$

### III.7.4 Distribution triangulaire inverse :

La force progressive a appliquée s'écrit dans ce cas comme suite :

$$F_u = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} V_b \quad (3.18)$$

Où :

$h_i$  est la hauteur de l'étage (i) , n est le nombre total des étages et  $V_b$  est l'effort tranchant à la base donné pour l'équation suivante :

$$V_b = S_a(T_n)W \quad (3.19)$$

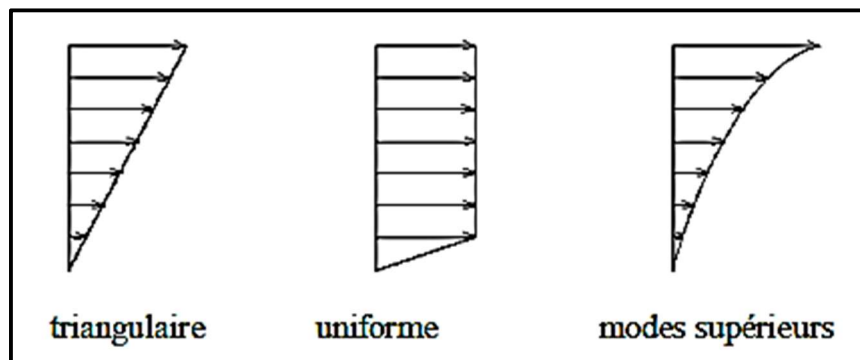


Figure III.6 : Schéma des différentes distributions des charges latérales

### III.8 Méthode N2 :

La méthode N2 a été développée par Fajfar et al, (1988) et elle fait partie de l'Eurocode 8. La méthode N2 signifie (N : désigne le comportement non linéaire et 2 : désigne deux modèles mathématiques).

Le but de cette méthode est la détermination des différents paramètres en termes de déplacement et de force à partir du comportement non linéaire d'une structure soumise à une action sismique (Peter Fajfar, August 2000).

#### III.8.1 Principe de la méthode N2 :

Le principe de la méthode consiste à combiner entre deux modèles mathématiques (Mekki, 2015, p.71) :

- Une analyse Pushover d'un système à plusieurs DDL soumis à une distribution de forces latérales liées au choix d'une forme pour le déplacement
- Une analyse de la réponse spectrale d'un système à un seul DDL

La méthode est formulée dans un format accélération-déplacement afin de pouvoir visualiser la procédure et les relations entre les paramètres de base qui contrôlent la réponse sismique.

L'hypothèse de base est que la structure oscille en prédominance dans le premier mode et on ne considère que les déplacements de translation (non prise en compte des rotations si on suppose que les planchers sont infiniment rigides).

### III.8.2 Description de la méthode :

La méthode N2 est composée de six étapes à suivre (Peter Fajfar, August 2000, pp. 71-76) :

#### Etape 1 : Introduction des données

On considère un modèle plan d'une structure à plusieurs degrés de liberté. L'action sismique est représentée par un spectre élastique de pseudo-accélération  $S_{ae}$  en fonction des périodes naturelles de la structure  $T$  et le coefficient d'amortissement visqueux.

#### Etape 2 : Analyse statique non linéaire push-over du modèle à plusieurs DDL :

Le choix d'une distribution appropriée des forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse push-over, dans la méthode N2, une forme de distribution triangulaire est utilisée et le vecteur des forces latérales est déterminé par l'expression suivante :

$$F = [M]\{\phi\} \quad (3.20)$$

Où

$[M]$  : Matrice diagonale dont les éléments correspondent aux masses de chaque niveau

$\{\phi\}$  : Vecteur normalisé des modes de telle façon que la valeur au sommet soit égale à 1

#### Etape 3 : Système à un seul degré de liberté et courbe de capacité

Afin d'utiliser le spectre de réponse, la structure doit être modélisée par un système à un seul degré de liberté. Différentes procédures ont été établies pour déterminer les caractéristiques du système à un seul degré de liberté équivalent à un système à plusieurs degrés de liberté.

La courbe push-over obtenue pour un système à plusieurs degrés de liberté est transformée en une courbe de capacité. L'obtention de cette courbe repose sur deux changements de variables :

- L'effort tranchant à la base  $V_b$  de la structure dans le premier mode est transformé en accélération spectrale du modèle équivalent ( $S_a$ )
- Le déplacement réel au niveau du toit  $u_N$  (déplacement du niveau N, la structure possédant N niveaux) est transformé en déplacement spectral du modèle équivalent ( $S_d$ ) par les relations suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{M_1^*} \quad S_d = \frac{u_n}{\Gamma_1 \phi_{N,1}} \quad (3.21)$$

$$M_1^* = \frac{(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1})^2}{\sum_{j=1}^N (m_j \phi_{j,1})^2} \quad \Gamma = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}}{\sum_{j=1}^N (m_j \phi_{j,1})^2} \quad (3.22)$$

Où  $V_b$  est l'effort tranchant à la base,  $M_1^*$  est la masse modale effective de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration et aux masses  $m_j$  des différents niveaux,  $\phi_{j,1}$  est l'amplitude du déplacement au niveau  $j$  correspondant au premier mode de vibration et  $\Gamma_1$  est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration en supposant que la déformée modale est normalisée à 1 au sommet.

Ainsi, la constante  $\Gamma$  contrôle la transformation des quantités du système à plusieurs degrés de liberté en un système à un seul degré de liberté et vice versa, déterminée à partir de l'équation (3.22). Cette même constante  $\Gamma$  est appliquée pour la transformation des déplacements et des forces, par conséquent la relation force-déplacement déterminée pour plusieurs degrés de liberté (diagramme :  $V_b - u_t$ ), est également appliquée pour un système à un seul degré de liberté (diagramme :  $F^* - u^*$ ),

Les courbes ( $V_b - u_t$  et  $F^* - u^*$ ) sont idéalisées par des courbes bilinéaires pour déterminer la force et le déplacement à la limite élastique ( $V_y - u_y$  et  $F_y^* - u_y^*$ ) et qui serviront au calcul de la période élastique du système équivalent à partir de l'équation (3.7)

#### Etape 4 : Spectre élastique et spectre inélastique :

- a. Passage du spectre élastique accélération-période à un spectre élastique accélération-déplacement :

Le principe de cette étape consiste à introduire la demande sismique par un spectre de réponse élastique. Il peut s'agir d'un spectre de réponse réglementaire, par exemple défini dans l'Eurocode 8 ou RPA-1999 (version 2003), ou d'un spectre de réponse réel issu d'un séisme particulier, le spectre de réponse est exprimé non pas dans son format traditionnel accélération-périodes mais dans le format accélération-déplacements obtenu par la relation suivante :

$$S_{de}(T, \xi) = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T, \xi) \quad (3.23)$$

Où  $S_{ae}(T, \xi)$  sont les valeurs d'accélération et de déplacement dans le spectre élastique correspondant aux périodes  $T$  et à une valeur d'amortissement visqueux  $\xi$  fixée à 7 %

- b. Détermination du spectre inélastique

Le spectre inélastique pour un système à un seul degré de liberté est déduit à partir du spectre élastique en appliquant les expressions suivantes :

$$S_a(T, \xi) = \frac{S_{ae}(T, \xi)}{R_\mu} \quad (3.24)$$

$$S_d(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T, \xi) = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a(T, \xi) \quad (3.25)$$

Où :

$S_a(T, \xi)$  : Accélération inélastique

$S_d(T, \xi)$  : Déplacement inélastique

$\mu$  : Facteur de ductilité

$R_\mu$  : Facteur de réduction

Plusieurs propositions ont été faites pour déterminer le facteur de réduction  $R_\mu$  :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (3.26)$$

$$R_\mu = \mu \quad T > T_c \quad (3.27)$$

Où  $T_c$  est la période caractéristique du sol. C'est la période de transition où le segment des accélérations constantes du spectre de réponse (la gamme des courtes périodes) passe au segment des vitesses constantes du spectre (la gamme des moyennes périodes).

En remplaçant l'équation (3.27) par l'équation (3.25), on déduit que dans la gamme des moyennes et longues périodes les déplacements sont égaux c'est-à-dire que le déplacement du système inélastique est égal au déplacement du système élastique avec la même période.

### Etape 5 : Détermination du déplacement du système équivalent

Pour déterminer le déplacement du système équivalent, il faut déterminer sa période élastique et la positionner par rapport à la période caractéristique du sol  $T_c$ , deux cas sont distingués :

- Pour les périodes moyennes et longues ( $T_{eq} \geq T_c$ ), qui correspondent à la zone du spectre où la vitesse est constante, on retient le principe d'équivalence des déplacements maximaux. On a alors :

$$S_d = S_{de} \quad (3.28)$$

$$\mu = R_\mu \quad (3.29)$$

- Pour les périodes courtes ( $T_{eq} < T_c$ ), qui correspondent à la zone du spectre où l'accélération est constante, on retient le principe de l'équivalence en énergie, le déplacement élastique est plus petit que le déplacement inélastique et ce dernier est déterminé par les relations (3.30), (3.31). Le facteur  $R_\mu$  est déterminé par l'expression (3.26):

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_{eq}} + 1 \tag{3.30}$$

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_{eq}} + 1 \tag{3.31}$$

Les équations (3.28) et (3.30) impliquent que l'estimation du déplacement soit toujours plus grande que le déplacement initial élastique pour les structures de courte période de vibration ou les structures qui ont une période fondamentale inférieure à la période caractéristique  $T_c$  du mouvement du sol. Ceci est illustré dans la figure qui suit :

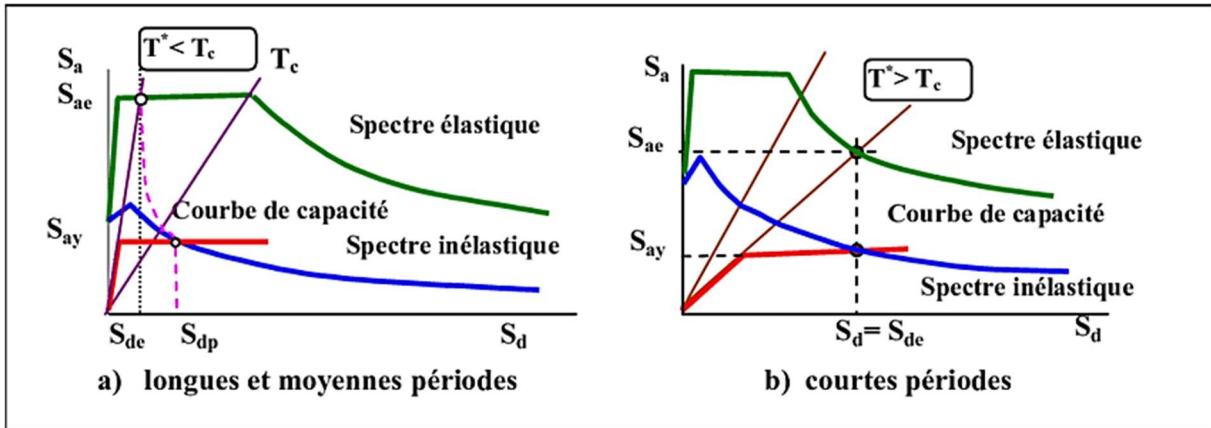


Figure III.7 : Spectre élastique et inélastique et le diagramme de capacité

On remarque que pour les deux cas, le déplacement et l'accélération inélastiques correspondent au point d'intersection du diagramme de capacité et du spectre inélastique construit pour la valeur de ductilité calculée, la valeur de  $u_t^*$  obtenue par la méthode push-over permet de connaître l'état de la structure pour les sollicitations considérées.

**Etape 6 : Déplacement global du système à plusieurs degrés de liberté**

Le déplacement  $u_t^*$  d'un système à un seul DDL équivalent peut être transformé en déplacement au sommet  $u_t$  du modèle à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation suivante :

$$u_t = \Gamma_j u_t^* \tag{3.32}$$

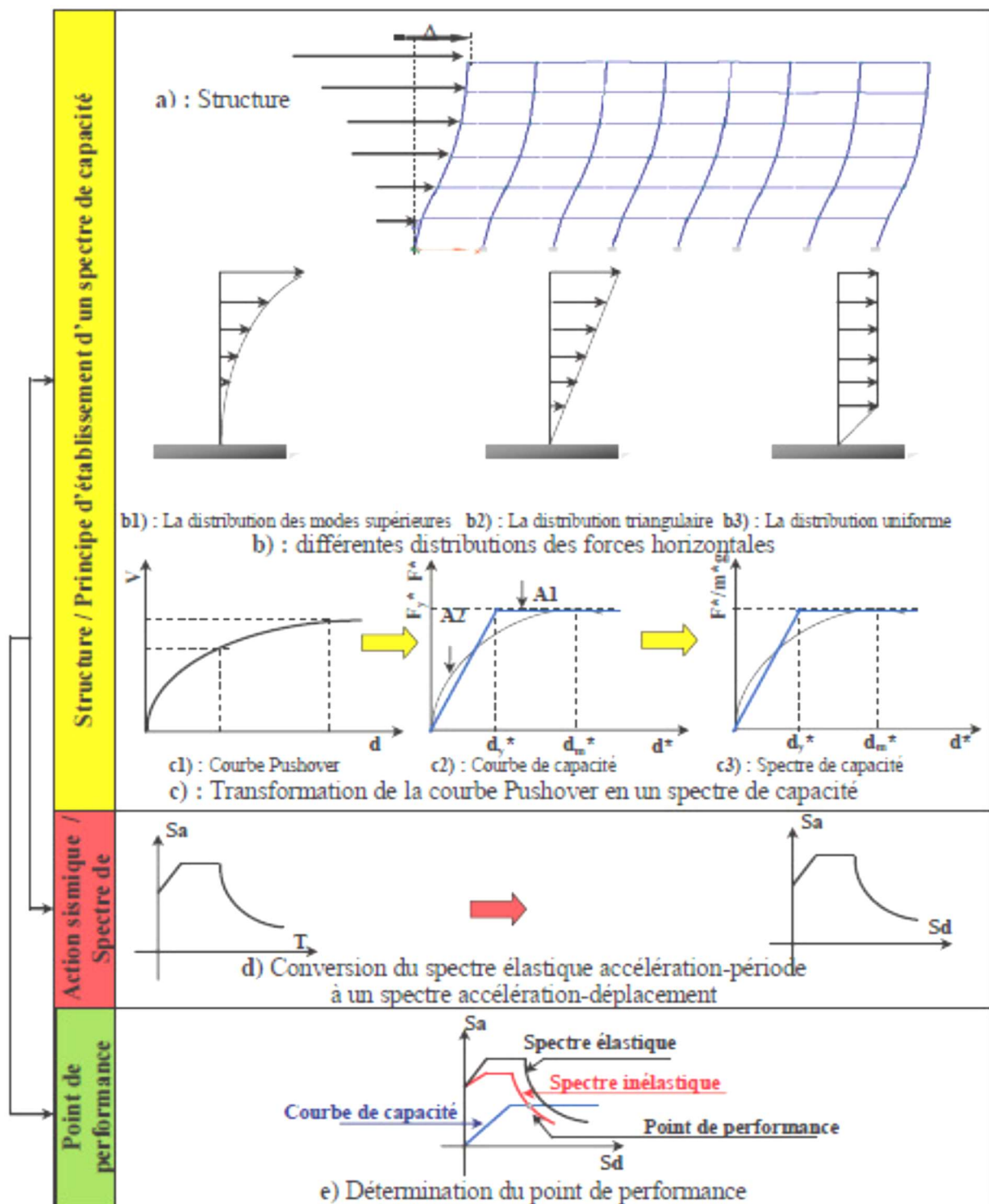


Figure III.8 : Différentes étapes du développement de la méthode N2

### III.9 La méthode statique non linéaire selon FEMA-273 :

Le grand problème qui se pose lorsque on veut évaluer, pour un état de performance, le déplacement cible de la structure qui sera comparé au déplacement limite réside dans le fait

que la période actuelle de structure et par conséquent la valeur spectrale de l'accélération sismique sont inconnues a priori. En effet, de fait de l'apparition des déformations plastiques, la période de structure se rallonge et en générale la demande sismique décroît.

Pour connaître la période actuelle de la structure, il faut connaître le déplacement atteint et donc la demande sismique, Or celle-ci ne peut être évaluée sans connaître la période actuelle, il s'agit donc d'un problème couplé qui oblige de recourir à des itérations afin de trouver le point de fonctionnement. La méthode proposée par FEMA-273 a l'avantage d'éviter de faire appeler à des itérations puisqu'elle simplifie les déformation élasto-plastique sur la réduction de la demande sismique en introduisons la notion de période effective cette période est déterminée par une analyse push-over du structure (Ahmed El Haouzi, 2012, p. 30).

Selon les recommandations FEMA-273 qui sont dédiées à la réhabilitation sismique des structures, le déplacement cible  $\delta_t$  pour un état de performance est donné par l'équation (Agency, 1997, p.106) :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3.33)$$

$g$  étant la constante de pesanteur,  $T_e$  la période effective de la structure,  $S_a$  la valeur spectral de l'accélération à la période fondamentale effective et les constantes  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  représentent les coefficients correcteurs qui sont définis dans la suite.

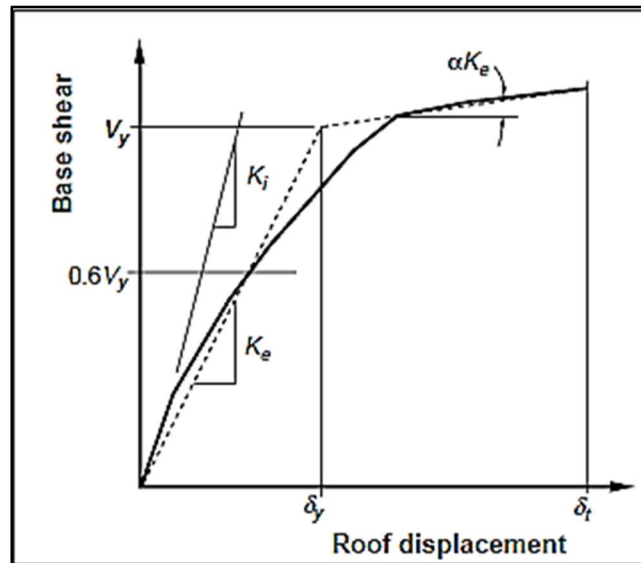


Figure III.9 : Déterminatin de la rigidité effective

La période fondamentale effective de la structure est définie par :

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.34)$$

Où  $T$  représente la période fondamentale élastique de la structure selon la direction sismique considérée, elle est calculée par une analyse dynamique purement élastique.

$K_i$ : La raideur latérale élastique de la structure.

$K_e$ : La raideur latérale effective de la structure, elle correspond à la pente de la droite qui relie le point d'origine et le point d'intersection entre la courbe push-over et la droite horizontale à 60% de l'effort tranchant à la limite d'élasticité noté  $V_y$

### III.9.1 Détermination des coefficients correcteurs :

- Le coefficient  $C_0$  représente le facteur correctif associé au nombre d'étage de la structure, selon FEMA-273 les valeurs de  $C_0$  sont données dans le tableau (3.1). Une interpolation linéaire peut être opérée pour obtenir des valeurs intermédiaire (Agency, 1997, p.107)

| Nombre d'étages | Facteur de modification $C_0$ |
|-----------------|-------------------------------|
| 1               | 1.0                           |
| 2               | 1.2                           |
| 3               | 1.3                           |
| 5               | 1.4                           |
| +10             | 1.5                           |

Tableau III.1 : Valeurs du facteur  $C_0$

- Le coefficient  $C_1$  représente le facteur correctif lié à la valeur relative de la période fondamentale effective de la structure par rapport à la période caractéristique du spectre d'accélération. Les valeurs de  $C_1$  sont obtenues à l'aide des deux équations suivantes (Agency, 1997, p.107) :

$$T_e \geq T_0 \quad \rightarrow \quad c_1 = 1 \quad (3.35)$$

$$T_e < T_0 \quad \rightarrow \quad c_1 = \frac{T_e + (R-1)T_0}{RT_e} \quad (3.36)$$

$T_0$ : La période caractéristique de spectre de réponse est calculée par :

$$T_0 = \frac{S_{X1}B_S}{S_{XS}B_1} \quad (3.37)$$

Avec :

$S_{XS}$  : Le paramètre d'accélération spectral associé aux petites périodes

$$S_{XS} = F_a S_s \quad (3.38)$$

$S_{X1}$  : Le paramètre d'accélération spectral associé pour une période unitaire égale à 1 seconde

$$S_{X1} = F_V S_1 \quad (3.39)$$

Dans lesquelles  $S_s$  est le paramètre d'accélération spectral modifiée pour une réponse à courte période et  $S_1$  le paramètre d'accélération spectral modifiée pour une période unitaire.

Le rapport  $R$  qui apparait dans l'équation est le rapport entre la sollicitation élastique maximale et la résistance ultime, la valeur de  $R$  est obtenue à partir de l'équation suivante :

$$R = \frac{1}{C_0} \frac{W S_a}{V_Y} \quad (3.40)$$

Les valeurs de  $C_0$  sont données dans le tableau 3.1 et  $W$  représente le poids sismique total calculé par la relation suivante :

$$W = 1.1(W_g + W_q + W_N) \quad (3.41)$$

Où  $W_g$  est la charge permanent total,  $W_q$  est la charge d'exploitation effective définie comme étant 25% des charges d'exploitation totales et  $W_N$  est égale à 70% des charges dues à la neige.

$S_a$  représente l'accélération spectrale à la période fondamentale effective et selon la direction sismique considérée, cette accélération est définie de manière conventionnelle selon le FEMA-273 comme suit :

$$0 \leq T \leq 0.2T_0 \quad \rightarrow \quad S_a = \frac{S_{XS}}{B_S} \left(0.4 + \frac{3T}{T_0}\right) \quad (3.42)$$

$$0.2T_0 < T \leq T_0 \quad \rightarrow \quad S_a = \frac{S_{XS}}{B_S} \quad (3.42)$$

$$T_0 < T \quad \rightarrow \quad S_a = \frac{S_{X1}}{B_1 T} \quad (3.43)$$

Enfin  $V_y$  définit l'effort tranchant correspondant à la limite d'élasticité

- $C_2$  représente l'effet de l'hystérésis sur le déplacement maximum de la structure, les valeurs de  $C_2$  sont donnés par FEMA-273 dans le tableau (3.2)

| Niveau de la performance des structures  | T = 0.1 sec |        | T ≥ T <sub>0</sub> |        |
|--|-------------|--------|--------------------|--------|
|  | Type 1      | Type 2 | Type 1             | Type 2 |
| Occupation immédiate   | 1           | 1      | 1                  | 1      |
| Limite de service  | 1.3         | 1      | 1.1                | 1      |
| Prévention de ruine  | 1.5         | 1      | 1.2                | 1      |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• Les portiques dans lesquels la résistance et la rigidité peuvent être détériorés sous un séisme</li> <li>• Les portiques qui diffèrent du premier type</li> </ul> |             |        |                    |        |

Tableau III.2 : Valeurs du facteur  $C_2$

- Le coefficient  $C_3$  représente l'effet de la non linéarité géométrique appelé aussi effet P-Δ. Pour des structures avec raideur positive en phase élasto-plastique,  $C_3 = 1$  et pour des structures avec raideur négative  $C_3$  est calculé par l'équation suivante :

$$C_3 = 1 + \frac{C_3 |\alpha| (R-1)^{1.5}}{T_e} \quad (3.44)$$

$\alpha$  représente le rapport entre la raideur post-élastique  $K_s$  et la raideur élastique initiale

### III.10 Notion de mode de ruine par FEMA :

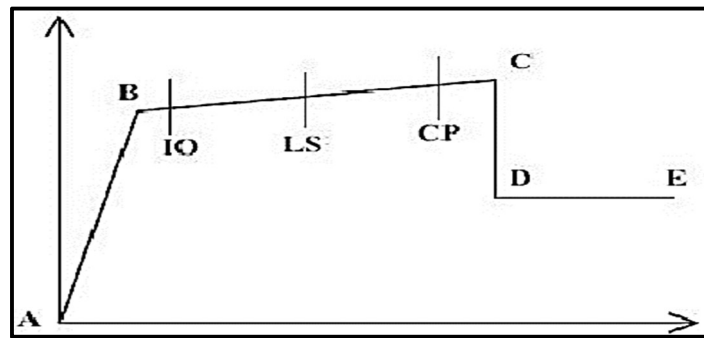


Figure III.10 : Mode de ruine par la courbe force-déplacement selon le code FEMA

Dans la courbe du force-déplacement, on peut définir les points suivants :

A : Représente le point d'origine

B : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes sont ignorées

C : Représente la capacité ultime de l'analyse de poussée progressive Pushover

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse

E : Représente la rupture totale des éléments

D'autres points additionnels qui sont adoptées par les codes de calcul comme FEMA afin de l'appréciation de l'analyse statique non linéaire, ces points présentent trois niveaux de dommages dites (niveaux de performance) sont définis comme suit :

**Niveau IO :** Occupation immédiate (Immediate occupancy), dans ce niveau la structure reste stable et habitable et garde une grande partie de sa résistance.

**Niveau LS :** Sécurité de la vie (life safety), dans ce niveau la structure subie des dommages importantes et permanentes localisées.

**Niveau CP :** Prévention de la ruine (collapse prevention), dans ce stade, la structure subie des dommages extrêmes et coûteux pour la réparation et si elle encore soumise à des forces latérales croissantes dans l'intensité, elle peut subir une instabilité et s'effondre.

### III.11 Notion d'endommagement :

Le dommage des structures est considéré comme une variable continue variant de 0 (pas de dommage) à 1 (ruine) ou de 0 à 100%.

Et d'après la figure suivante, on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement :

- **Le premier niveau :** Un comportement élastique (il indique un état de non endommagement)
- **Le deuxième niveau :** un endommagement mineur et susceptible de se développer, avec une stabilité de structure n'est pas en danger
- **Le troisième niveau :** un état d'endommagement avancé, la stabilité de la structure est en danger
- **Le quatrième niveau :** l'effondrement de structure car elle possède aucune capacité de résistance

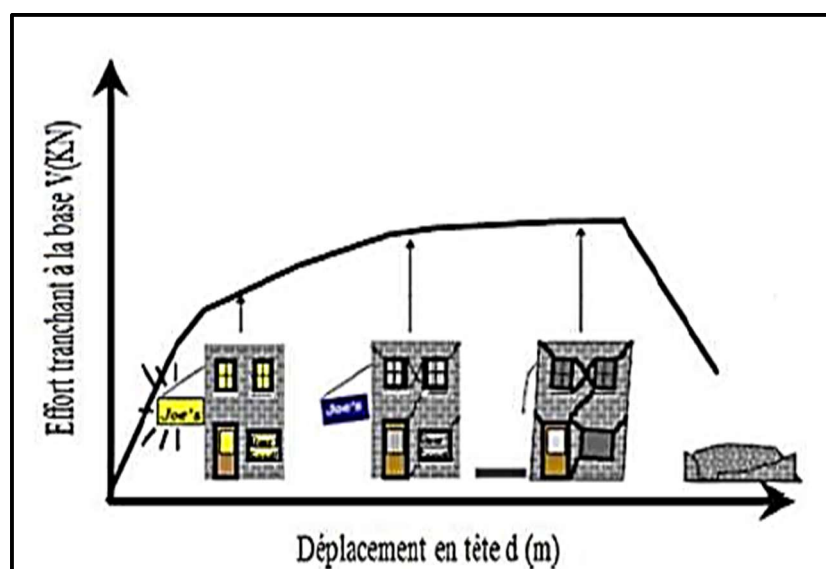


Figure III.11 : Niveaux d'endommagement décrit par la courbe de capacité

### III.12 Conclusion :

La nécessité de limiter les dommages affectés aux structures pendant un séisme et sauvegarder les vies des occupants, les chercheurs et les ingénieurs ont développés des outils de calcul et ils ont créé des nouvelles méthodes qui permettent d'évaluer la performance sismique des structures.

Dans ce chapitre on a fait le point sur deux différentes méthodes actuellement appliquées basées sur la détermination du déplacement des structures (la méthode N2 et la méthode FEMA 273), ces deux méthodes comparent la capacité de la structure obtenue par une analyse statique non linéaire sous les sollicitations sismiques exercées sur la structure par l'intermédiaire de spectre de réponse.

Ainsi, on a détaillé les deux méthodes dans ce chapitre et dans ce contexte c'est une forme d'instructions directes pour appliquer l'analyse push-over dans le chapitre suivant.

# Chapitre IV :

## Modélisation des portiques

## IV.1 Introduction :

Ce chapitre est consacré à la modélisation des éléments principaux (poutres et poteaux), cette modélisation est effectuée en tenant compte de comportement non linéaire des poutres et poteaux des portiques en béton armé.

Dans ce chapitre nous allons présenter les formules qui seront utilisées par la suite pour la formation des lois de comportement des structures qui seront l'objet des applications de ce travail, ces lois seront ensuite introduites dans logiciel (ETABS 2016).

## IV.2 Modélisation des portiques en béton armé :

Les structures à typologie poteaux-poutres en béton armé, surtout lorsqu'ils sont un peu élancés, se comportent d'une manière fragile lors de séismes forts, cette fragilité est due, souvent à un manque de résistance aux nœuds et à une mauvaise dissipation d'énergie lors de ces chargement sismiques (Nekmouche, 2017).

Les zones les plus névralgiques sont les zones nodales où la performance sismique est réduite. Il se trouve que ces zones nodales deviennent des zones critiques au niveau des poteaux et le lieu par excellences de la défaillance pouvant compromettre le comportement de la structure entière.

Pour éviter cette rupture fragile de la structure, la technique recommandée est de guider l'apparition des rotules plastiques pour favoriser leurs positionnements au niveau des poutres et non des poteaux et aussi loin que possible des zones nodales.

Une attention particulière doit être accordée à ces zones nodales lors de la modélisation numérique avec des lois de comportement appropriées qui doivent refléter le comportement réel de ces portiques, contrairement aux zones courantes qui sont, par contre, modélisées par des éléments barres qui travaillent dans le domaine élastique linéaire, dans ce travail, les propriétés des rotules plastiques pour les poutres et les poteaux sont déterminées en utilisant les codes FEMA-273 et ACI 318-95 (Nekmouche, 2017).

## IV.3 Loi moment-rotation associée aux poutres :

### IV.3.1 Plastification par flexion : rotule plastique

La figure (IV.1) représente le diagramme moment-rotation associé à la plastification par flexion pour les poutres (Naima, 2012, p. 28), (Agency, 1997).

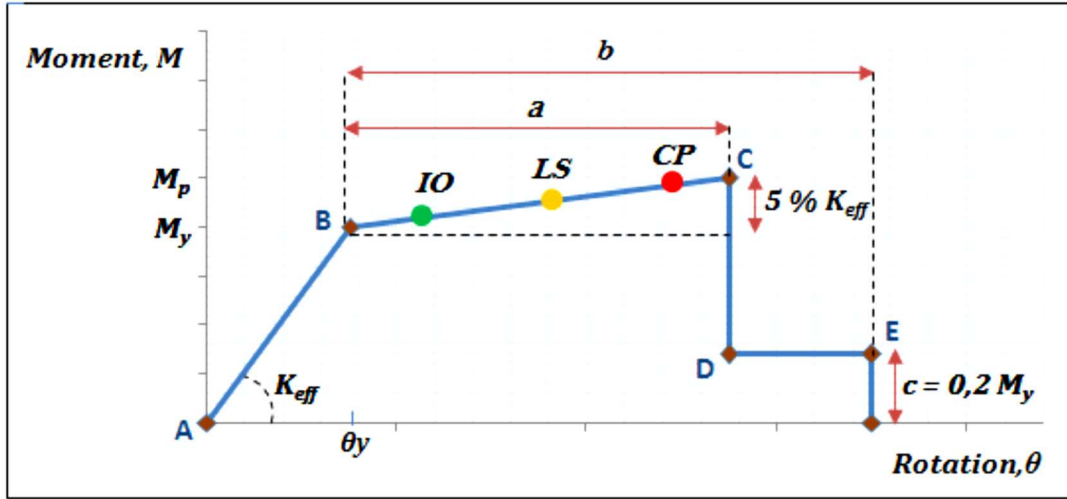


Figure IV.1 : Diagramme moment-rotation associé à la rotule plastique de flexion pour les poutres.

Les différents paramètres représentés dans la figure (4.2) sont définis comme suit :

- $K_{eff}$  : Rigidité initiale à la flexion de la section de béton de la poutre, elle est donnée par la formule suivante :

$$K_{eff} = 0.5E_c I_g \quad (4.1)$$

Avec :

$I_g$  : Moment d'inertie de la section de béton de la poutre

$E_c$  : Module d'élasticité du béton

- $M_y$  : Moment élastique limite de la section du béton armé de la poutre et il est donné par la relation suivante :

$$M_y = 0.5f'_c B k d \left( \frac{kd}{3} - d' \right) + f_y B d (d - d') \rho \quad (4.2)$$

Où :

$$f'_c = f_{c2} \quad \text{et} \quad f_y = 400 \text{Mpa}$$

$\rho$  et  $\rho'$  sont respectivement le pourcentage des armatures longitudinales tendues et comprimés, K est le facteur de la hauteur de l'axe neutre correspondant à l'état élastique limite, qui est donné par la formule suivante :

$$K = \sqrt{(\rho - \rho')^2 + \eta_{sc}^2 + 2 \left( \rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) \eta_{sc} + (\rho - \rho') \eta_{sc}} \quad (4.3)$$

Dans laquelle  $\eta_{sc} = \frac{E_S}{E_C}$  où  $E_C$  et  $E_S$  sont respectivement, le module d'élasticité du béton et de l'acier.

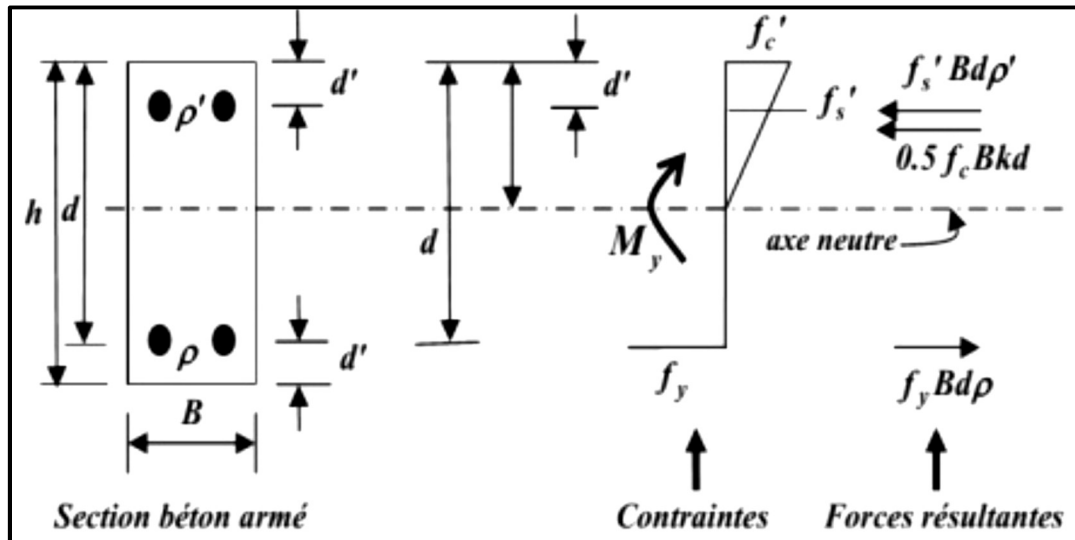


Figure IV.2 : Courbure, contrainte et déformation de la section d'une poutre

$\theta_y$  : Rotation élastique limite de la section en béton armé de la poutre, elle est calculée sur la base d'une hypothèse utilisée par Saidi et Sozen

Dans cette hypothèse, le moment est supposé avoir une variation linéaire le long de la poutre avec un point d'inflexion au mi longueur de cette dernière.  $\theta_y$  est donnée par la formule suivante (Agency, 1997) :

$$\theta_y = \frac{M_p}{E_c I_g} \frac{L}{6} \quad (4.4)$$

Avec :

L : Longueur de la poutre

$M_p$  : Moment plastique (moment résistante) de la section de béton armé de la poutre. Il est calculé par la formule suivante :

$$M_p = M_y + 5\% K_{eff} \alpha \quad (4.5)$$

Avec :

$\alpha$  : est la portion de la partie plastique avec écrouissage de la rotule plastique

### IV.3.2 Plastification par cisaillement :

La figure (IV.3) représente le diagramme de l'effort tranchant-rotation associé à la plastification par cisaillement pour les poutres (Naima, 2012, p. 30), (Agency, 1997).

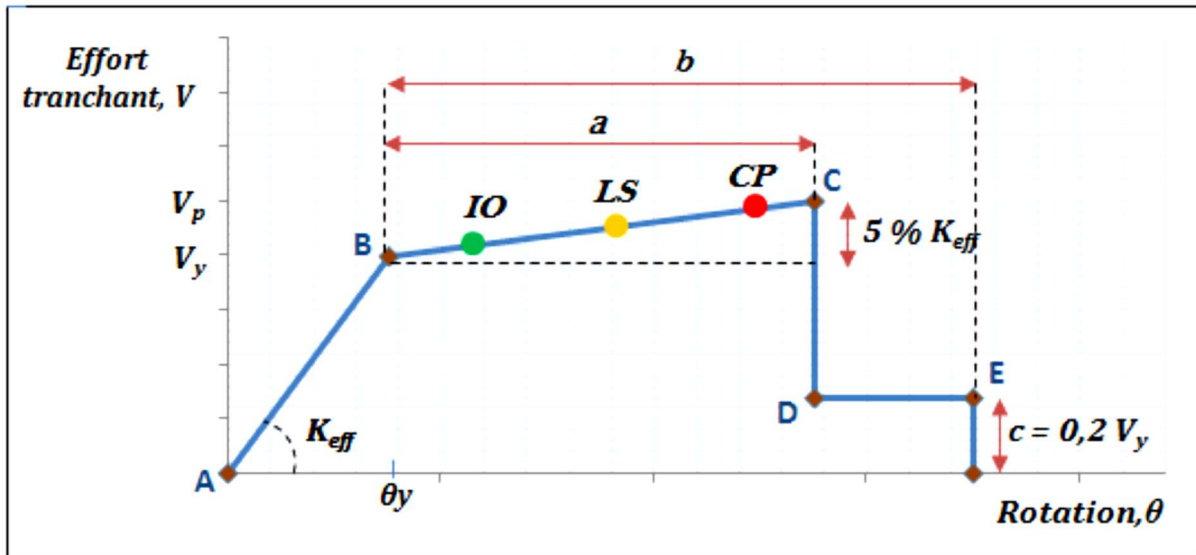


Figure IV.3 : Diagramme effort tranchant-rotation associé à la plastification des poutres par cisaillement

Les différents paramètres représentés dans la figure (IV.3) sont définis comme suit :

- $K_{eff}$  : Rigidité initiale au cisaillement de la section de béton de la poutre, elle est donnée par la formule suivante :

$$K_{eff} = 0.4 E_c A_w \quad (4.6)$$

Avec :

$0.4 E_c$  : Module de cisaillement transversal de la section de béton

$A_w$  : Aire de la section droite de la poutre

Et on a :

- $V_y$  : Effort tranchant élastique limite de la section de béton armé de la poutre, il est donné par la formule suivante :

$$V_y = \frac{A_t f_y d}{s_t} + \frac{\sqrt{f_c} B d}{6} \quad (4.7)$$

$\theta_y$  : Rotation élastique limite de la section de béton armé de la poutre :

$$\theta_y = \frac{V_y}{K_{eff}} \quad (4.8)$$

- $V_p$  : Effort tranchant plastique de la section de béton armé, il est calculé par :

$$V_p = V_y + 5\% K_{eff} \alpha \quad (4.9)$$

#### IV.4 Loi moment-rotation associée aux poteaux:

##### IV.4.1 Plastification par flexion : rotule plastique

La figure (IV.4) représente le diagramme moment-rotation associé à la plastification par flexion pour les poteaux (Naima, 2012, p. 30), (Agency, 1997).

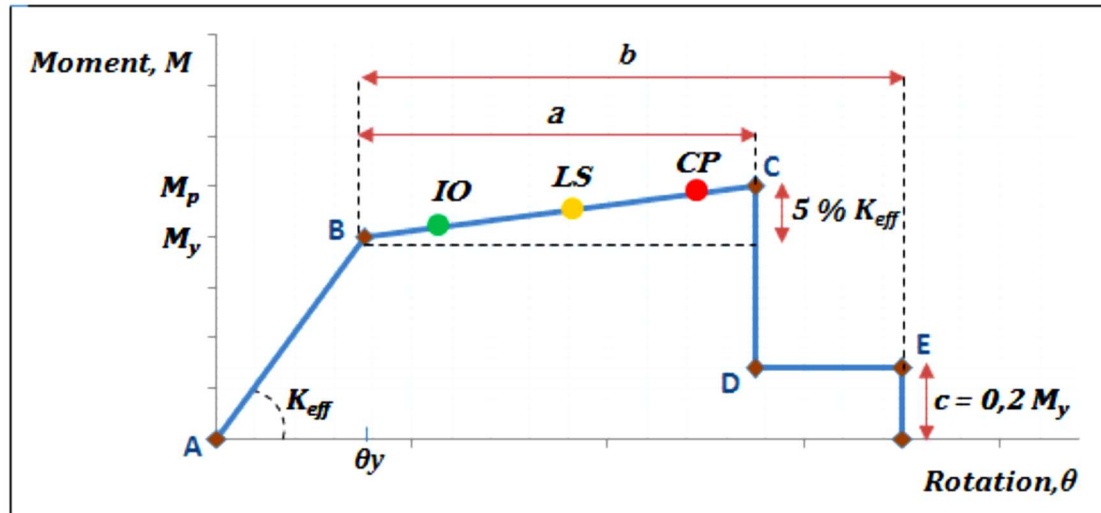


Figure IV.4 : Diagramme moment-rotation associé à la plastification des poteaux par flexion

- $K_{eff}$  : Rigidité initiale à la flexion de la section de béton de la poutre, elle est donnée par la formule suivante :

$$K_{eff} = 0.7E_c I_g \quad (4.10)$$

Avec :

$I_g$  : Moment d'inertie de la section de béton du poteau

$E_c$  : Module d'élasticité du béton

- $M_p$  : Moment élastique limite de la section de béton armé du poteau, les valeurs des moments élastiques limites des poteaux sont calculées par le programme ETABS 2016 en tenant compte de l'interaction moment de flexion (M)-effort normal (N)
- $\theta_y$  : Rotation élastique limite de la section en béton armé du poteau, elle est calculée comme dans les cas des poutres :

$$\theta_y = \frac{M_p}{E_c I_g} \frac{L}{6} \quad (4.11)$$

Avec :

L : Longueur de la poutre

$M_p$  : Moment plastique (moment résistante) de la section de béton armé du poteau. Il est calculé par la formule suivante :

$$M_p = M_y + 5\% K_{eff} \alpha \quad (4.12)$$

Avec :

$\alpha$  : La portion de la partie plastique avec écrouissage de la rotule plastique

#### IV.4.2 Plastification par cisaillement :

La modélisation de la plastification des poteaux par cisaillement est effectuée de la même manière que pour les poutres (Agency, 1997).

#### IV.5 Rotule plastique:

A la suite des divers séismes survenus et des essais réalisés, plusieurs chercheurs ont constaté que pendant les déplacements, les structures présentent de grandes déformations inélastiques et des courbures élevées dans la région où le moment est le plus élevé. Cette région est normalement appelée rotule plastique. Dans la détermination du niveau de dommage d'une structure, le design basé sur la performance considère le déplacement ultime de la structure comme étant un facteur déterminant. A l'aide d'un poteau en porte-à-faux, Park et Pauly (1975) ont conceptualisé le déplacement ultime, figure (IV.5), et ils ont proposé l'équation (4.13) basée sur la courbure ultime. Comme on peut voir dans l'équation suivante, la longueur de la rotule plastique ( $l_p$ ) est un important facteur dans la détermination du déplacement.

$$\Delta_d = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi - \phi_y) l_p (L - 0.5 l_p) \quad (4.13)$$

Où  $\Delta_d$  est le déplacement ultime en tête du poteau,  $\Delta_y$  est le déplacement à la limite plastique,  $\Delta_p$  est le déplacement en tête du poteau dû à la rotation à la rotule plastique,  $\phi_y$  est la courbure à la limite plastique,  $\phi_p$  est la courbure à la plastification et  $L$  est la longueur du poteau.

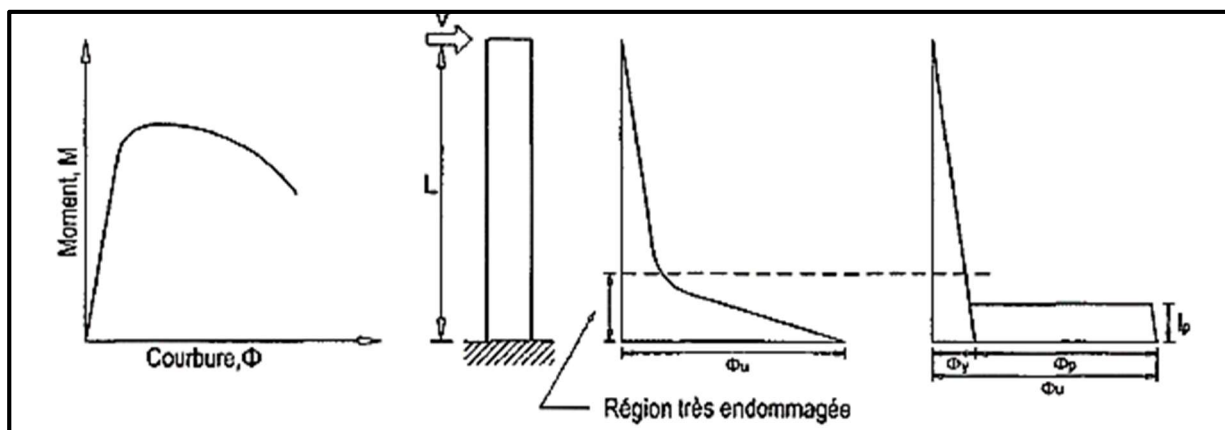


Figure IV.5 : Définition de la longueur de la rotule plastique (Park et Paulay).

Au fil des années, plusieurs chercheurs ont proposé des équations pour la détermination de la longueur de la rotule plastique ( $l_p$ ), mais ces équations ne tiennent pas compte de tous les paramètres qui ont une influence sur cette longueur. Bae et Bayrak (2009) ont mentionné quelques-uns de ces facteurs :

- La résistance du béton
- Le niveau de charge axiale et du moment
- L'effort de cisaillement dans la région de la rotule plastique
- Les taux d'armatures longitudinales et transversales
- Le taux de confinement dans la rotule plastique

La littérature démontre que plusieurs paramètres qui ont une influence sur  $l_p$  ont déjà été étudiés mais les équations proposées présentent une grande variabilité dans les résultats.

#### IV.5.1 Equations pour la prédiction de la rotule plastique dans des poteaux en béton armé :

Cette section contient une revue des principales équations existantes utilisées pour la prédiction de la longueur de la rotule plastique.

##### Corley (1966) :

Basé sur les essais de 40 poutres simplement appuyées, Corley (1966) a étudié l'influence du confinement et des dimensions sur la rotule plastique. Après, il a aussi vérifié l'effort du niveau du moment et la quantité de l'acier de traction. Corley a suggéré l'équation suivante pour  $l_p$  :

$$l_p = \frac{d}{2} + 0.2 \frac{z}{\sqrt{d}} \quad (4.14)$$

Où  $d$  est la hauteur effective de la poutre (en pouce) et  $z$  est la distance entre la section critique et le point d'inflexion.

##### Priestley et Park (1967) :

Priestley et Park (1967) ont affirmé que la corrélation entre  $l_p$  et  $L$  n'était pas supportée par les observations expérimentales. Les deux relations proposées pour cette affirmation étaient le glissement de l'acier longitudinal relatif au béton et l'influence du cisaillement dans le modèle de fissures. En prenant en compte l'influence de la pénétration de la plastification et la propagation de la plasticité, ils ont modifié la distribution de la courbure et ils ont ainsi proposée l'équation

$$l_p = C_1 L + C_2 d_B + C_3 D \quad (4.15)$$

Où  $L$  est la hauteur du poteau,  $d_B$  est le diamètre de l'acier longitudinal,  $D$  est la largeur ou diamètre du poteau et  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  sont des constantes. Après la réalisation des essais

cycliques sur des poteaux de sections variées, les constantes ont été déterminées en solutionnant par l'équation (4.15) et ils ont proposé l'équation (4.17)

$$\Delta_p = \Delta - \Delta_y = (\phi - \phi_y) l_p \left( L - \frac{l_p}{2} \right) \quad (4.16)$$

$$l_p = 0.08L + 6d_b \quad (4.17)$$

#### IV.6 Conclusion :

Ce chapitre développe la notion de la plasticité localisée qui oblige l'introduction des rotules plastique dans les zones critiques des portiques et de calculer ces longueurs par plusieurs formules sans oublier les différentes formulations des lois de comportement des élément porteurs (poteaux / poutres).

Chapitre V :  
Application de l'analyse  
push-over

## V.1 Les données de la structure :

La construction est une structure à usage d'atelier en (RDC+2) où le RDC est destiné pour le stockage des matériaux et les deux autres niveaux pour un atelier de couture, construit à la rue Matmar, Sidi-Abdallah dans la wilaya de Mostaganem classée selon le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 comme une zone de moyen sismicité (zone IIa), sur un terrain de type meuble (S3).

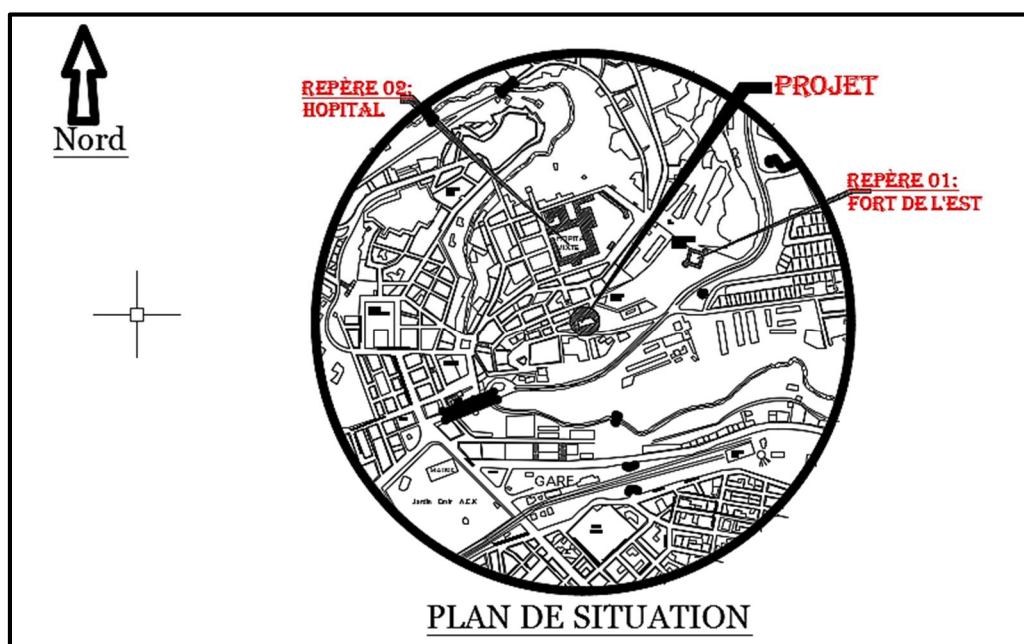


Figure V.1 : Localisation de la construction

Le contreventement de structure est assuré par portiques auto-stable.

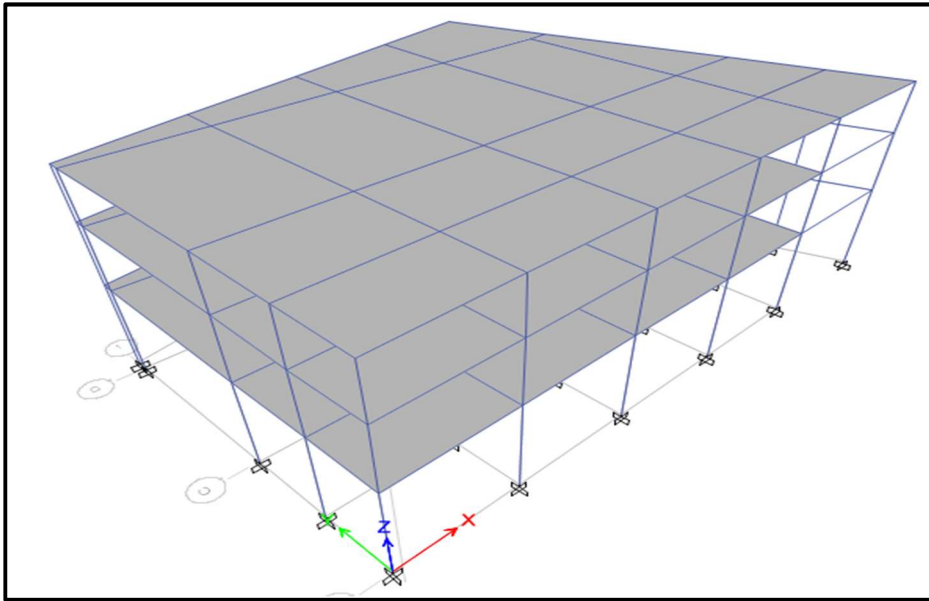
Les planchers sont infiniment rigides.

## V.2 Description géométrique :

### V.2.1 Dimension en élévation :

| Niveau        | Hauteur |
|---------------|---------|
| RDC           | 5.70 m  |
| Etage courant | 4.20 m  |
| Hauteur total | 12.95 m |

Tableau V.1 : Dimensions de la structure en élévation

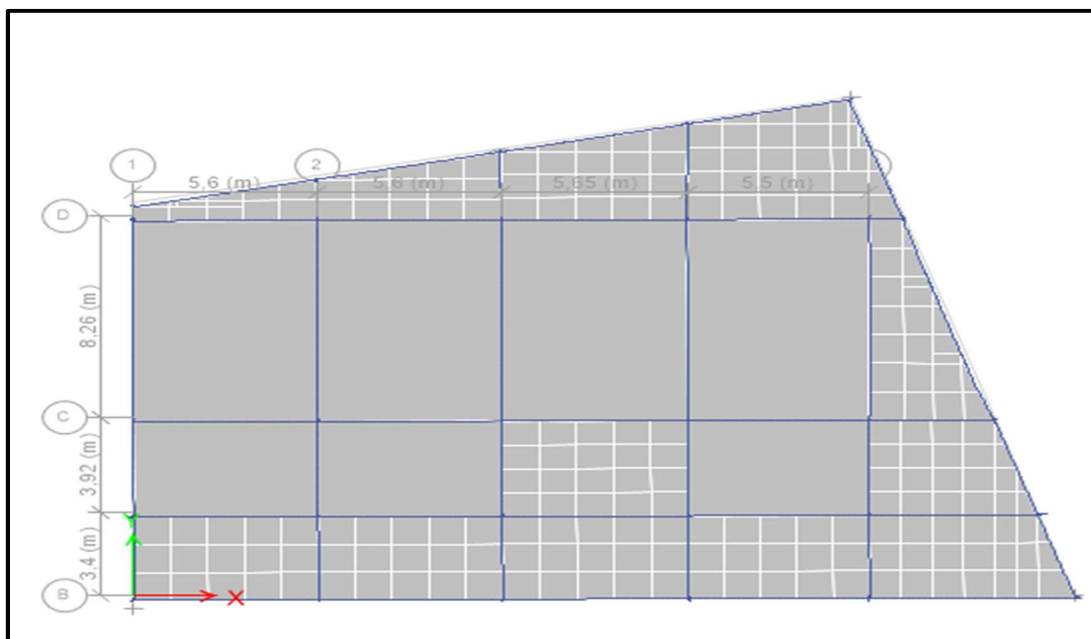


**Figure V.2 :** vue en 3D de la structure

### V.2.2 Dimension en plan et la surface :

| Direction      | Longue coté           | Court coté |
|----------------|-----------------------|------------|
| Longueur total | 27.80 m               | 22.35      |
| Largeur total  | 21.70 m               | 15.58      |
| Surface        | 447.24 m <sup>2</sup> |            |

**Tableau V.2 :** Dimensions en plan de la structure



**Figure V.3 :** Vue en plan de la structure

### V.3 Charges appliquées sur le portique étudié :

Les charges permanentes et d'exploitations appliquées sur le portique étudié à plancher en corps creux de 24 cm d'épaisseur sont comme suit :

#### V.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

Pour le plancher terrasse, une charge permanente  $G$  de  $3.30 \text{ KN/m}^2$  est appliquée (Le plancher terrasse n'aura aucune isolation thermique (multicouches) et n'a pas une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales sauf les entrevous et la dalle de compression de  $20+4 \text{ cm}$  et une charge d'exploitation  $Q$  de  $1.00 \text{ KN/m}^2$ ).

#### V.3.2 Plancher étage courant :

Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux d'épaisseur ( $20 + 4$ ) cm et en dalle pleine disposées dans les panneaux de rive de  $15 \text{ cm}$  d'épaisseur. Pour les planchers intermédiaires une charge permanente  $G$  de  $3.30 \text{ KN/m}^2$  est appliquée et une charge d'exploitation  $Q$  de  $2.5 \text{ KN/m}^2$ .

ETABS offre des outils de modélisation et de visualisation basés sur des objets 3D inégalés, une puissance analytique linéaire et non linéaire incroyablement rapide, des capacités de conception sophistiquées et complètes pour une large gamme de matériaux, et des affichages graphiques, des rapports, et des dessins schématiques qui permettent aux utilisateurs de déchiffrer et de comprendre rapidement et facilement les résultats d'analyse et de conception. Pour notre analyse il faut déterminer la courbe de capacité ( $V_{\text{base}} - D_{\text{déplacement}}$ ) et pour avoir cette dernière il faut suivre ces étapes.

#### Etape 1: Introduction des données

On considère une structure à plusieurs degrés de liberté et un spectre de réponse élastique, dans lequel les accélérations ( $S_a$ ) sont données en fonction des périodes naturelles ( $T$ ) de la structure.

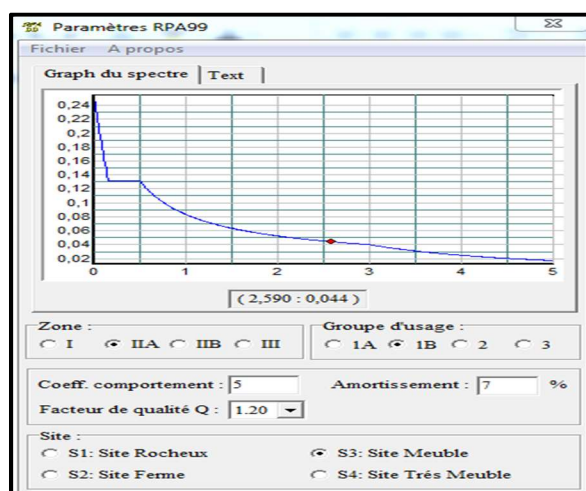
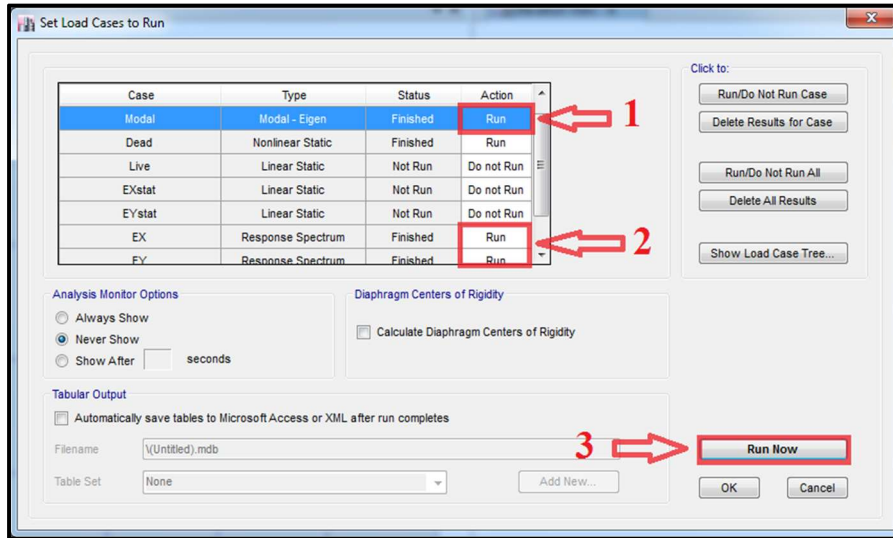


Figure V.4 : Introduction des paramètres de la structure et du site

**Etape 2 : Modélisation de la structure étudiée**

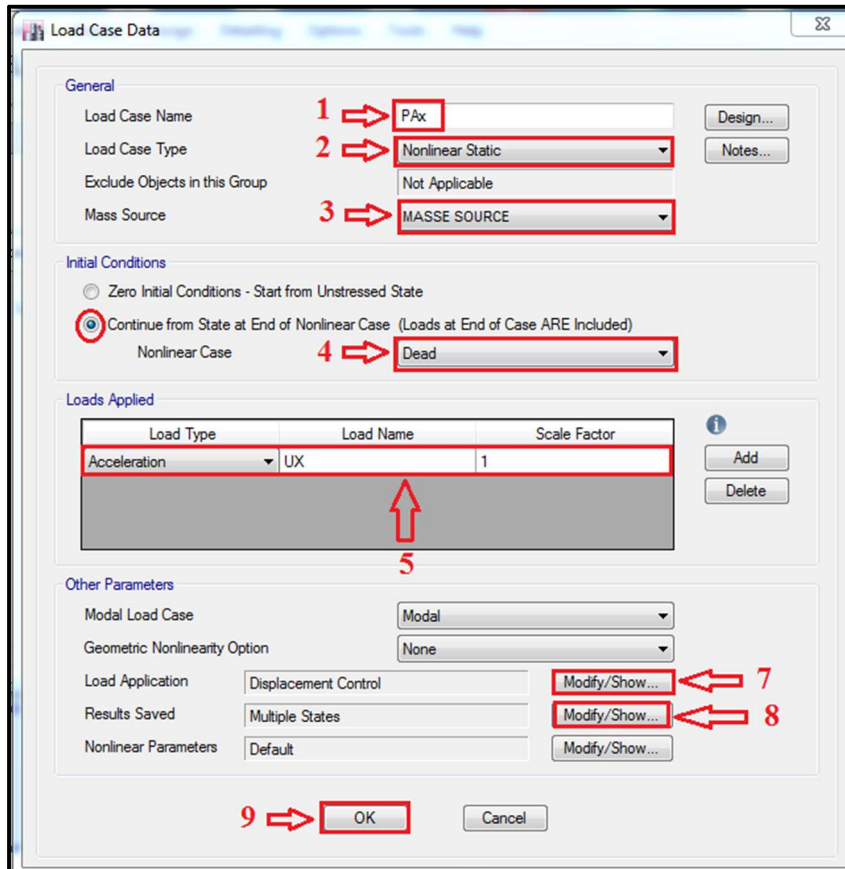
On définit les axes de notre structure puis on définit notre matériau et les éléments qui constituent la structure puis on lance une analyse modale de la structure.



**Figure V.5 : Modélisation de la structure**

**Etape 3 : Cas de charge**

On définit le chargement **push-over** selon les deux sens x et y comme suit :



**Figure V.6 : définition des charges latérales**

Modifiant dans le champ 7 :

- On sélectionne « déplacement control ».
- On sélectionne « use monitore déplacement ».
- On met le déplacement max obtenue par l'analyse modale.

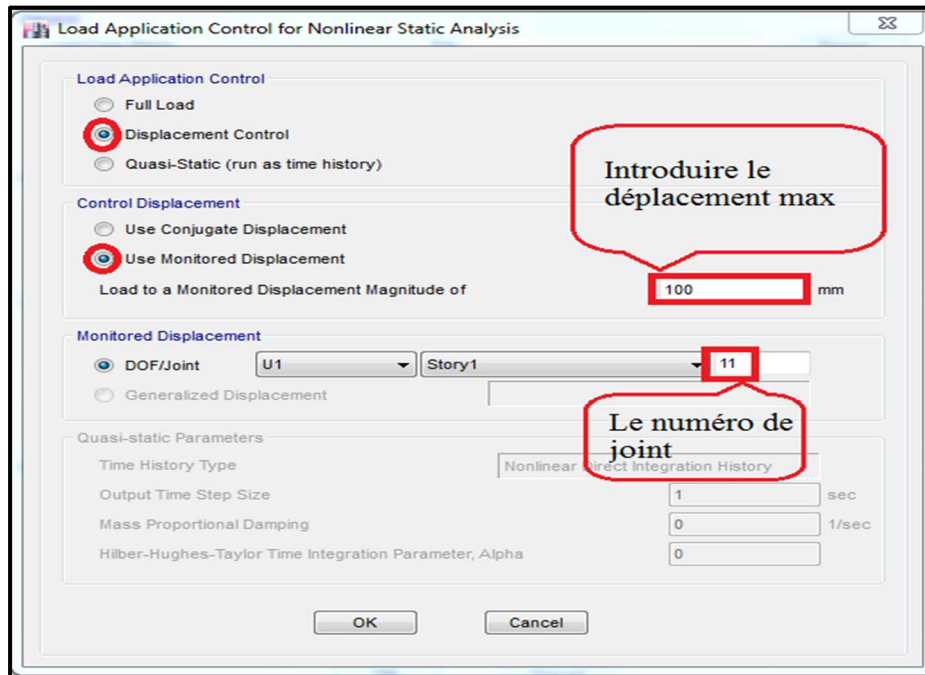


Figure V.7 : Introduction du déplacement

Modifiant dans le champ 8 :

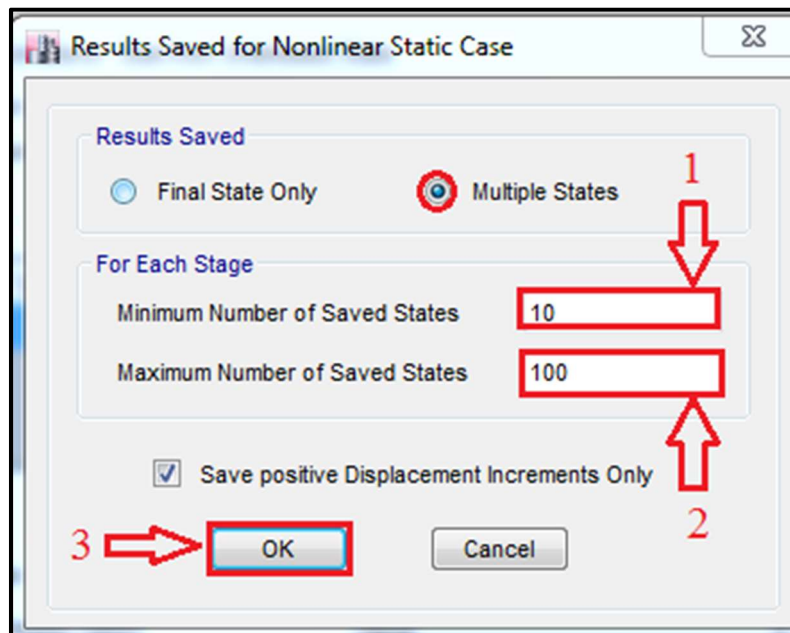
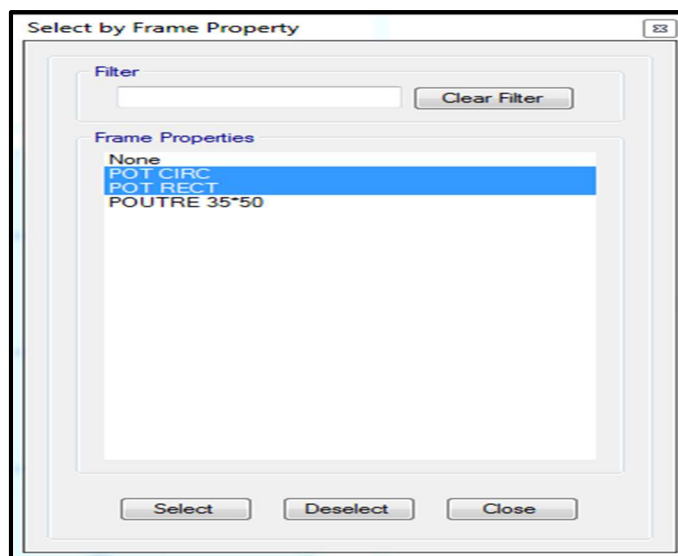


Figure V.8 : Etape complémentaire

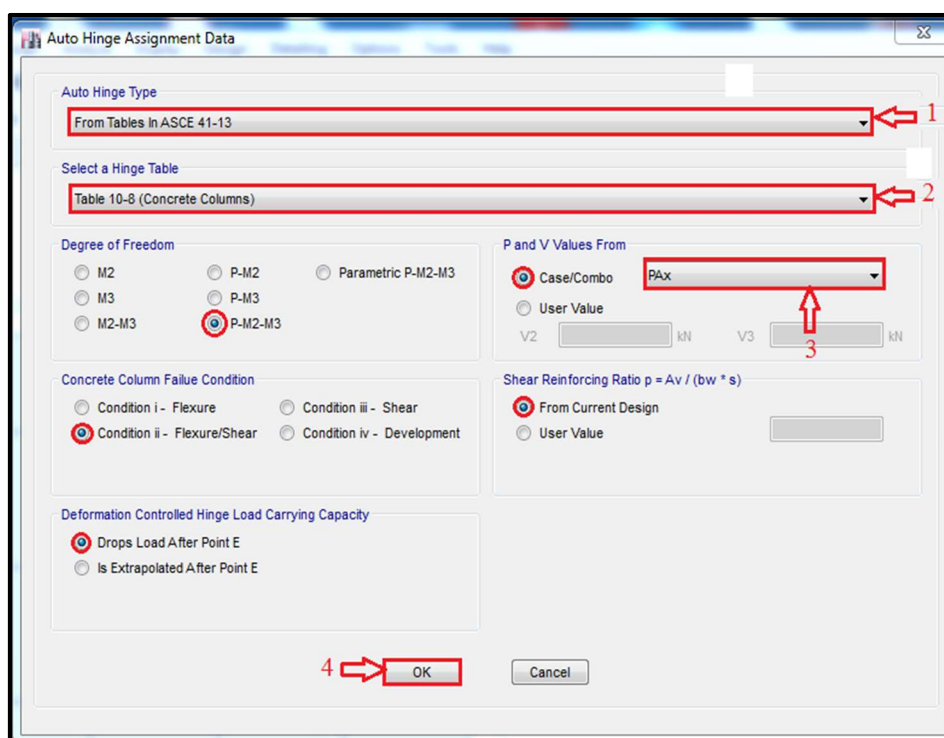
**Etape 4 : Définir les rotules plastiques**

On sélectionne les poteaux.



**Figure V.9 :** Sélection des poteaux

On définit les rotules plastiques comme suit :



**Figure V.10 :** définition des rotules plastiques

On fait la même chose pour le sens y :

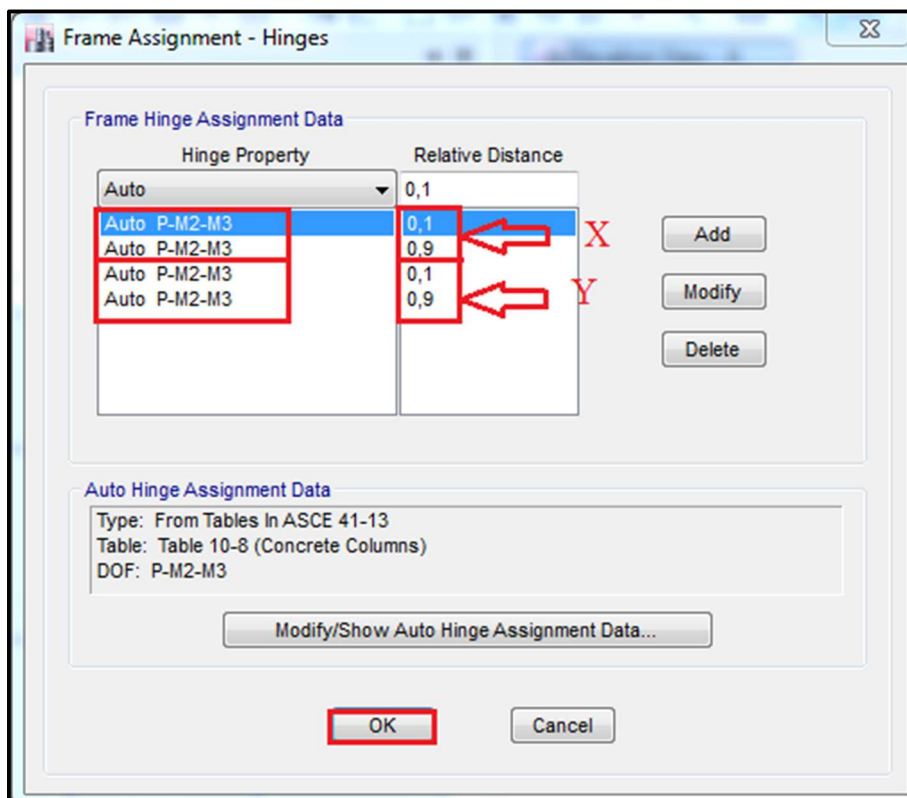


Figure V.11 : Définition des rotules plastiques dans les poteaux sens Y-Y

Maintenant, on sélectionne les poutres :

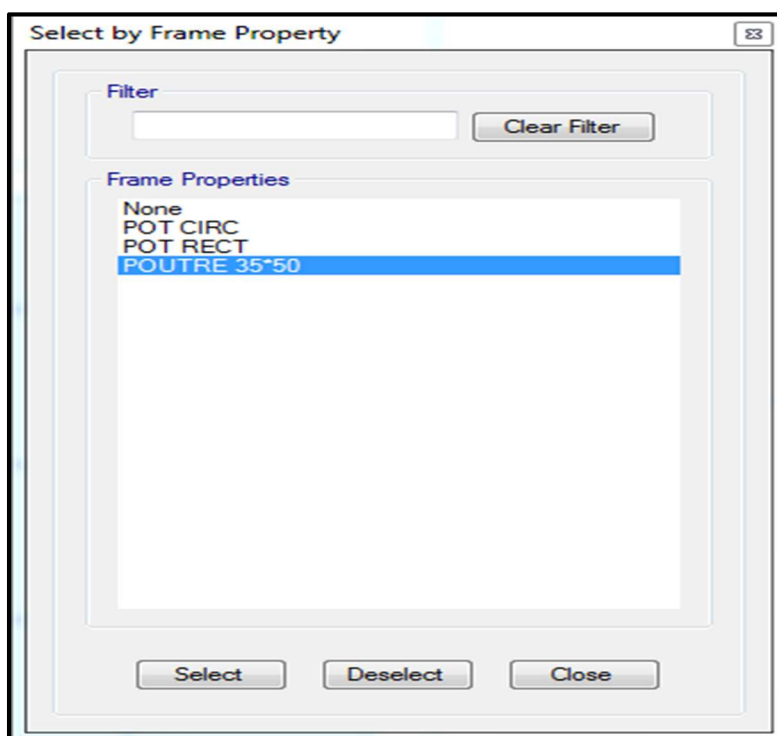


Figure V.12 : Sélection des poutres

Puis on définit les rotules comme suit :

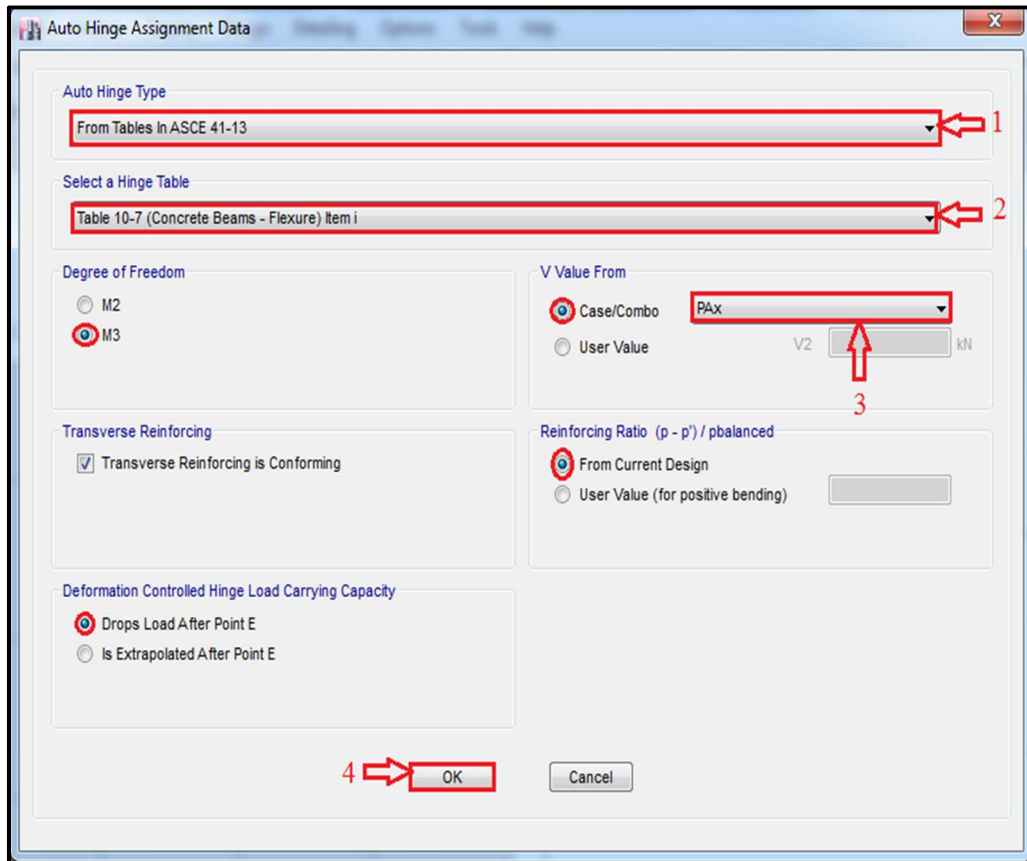


Figure V.13 : Définition des rotules plastiques

En fait la même chose dans le sens y :

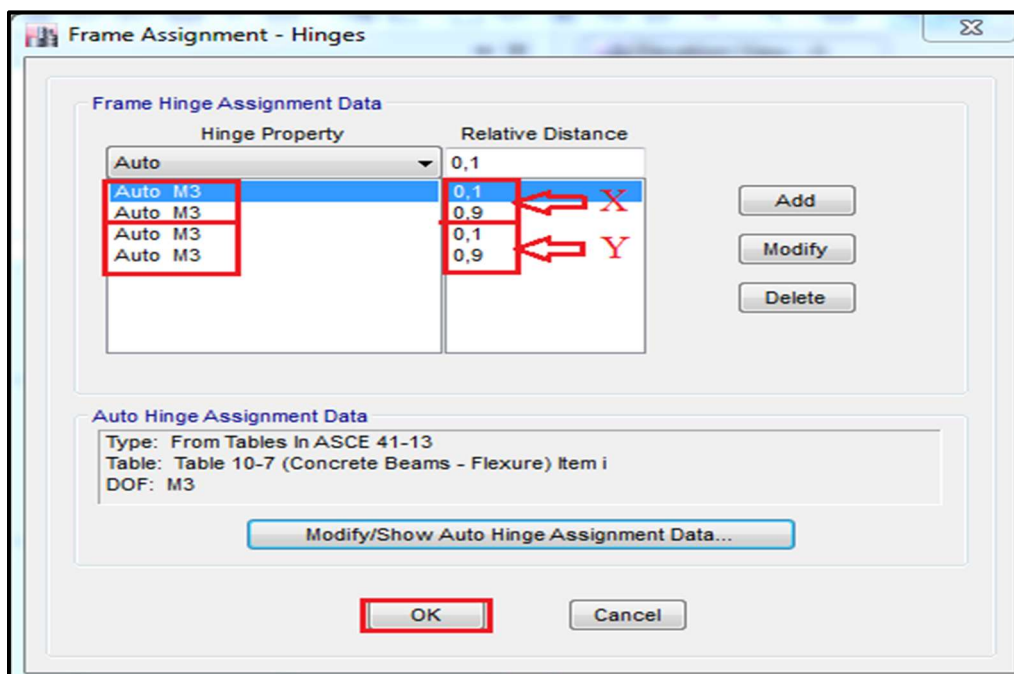


Figure V.14 : définition des rotules plastiques dans le sens Y-Y des poutres

## Etape 5 : Lancement de l'analyse push-over :

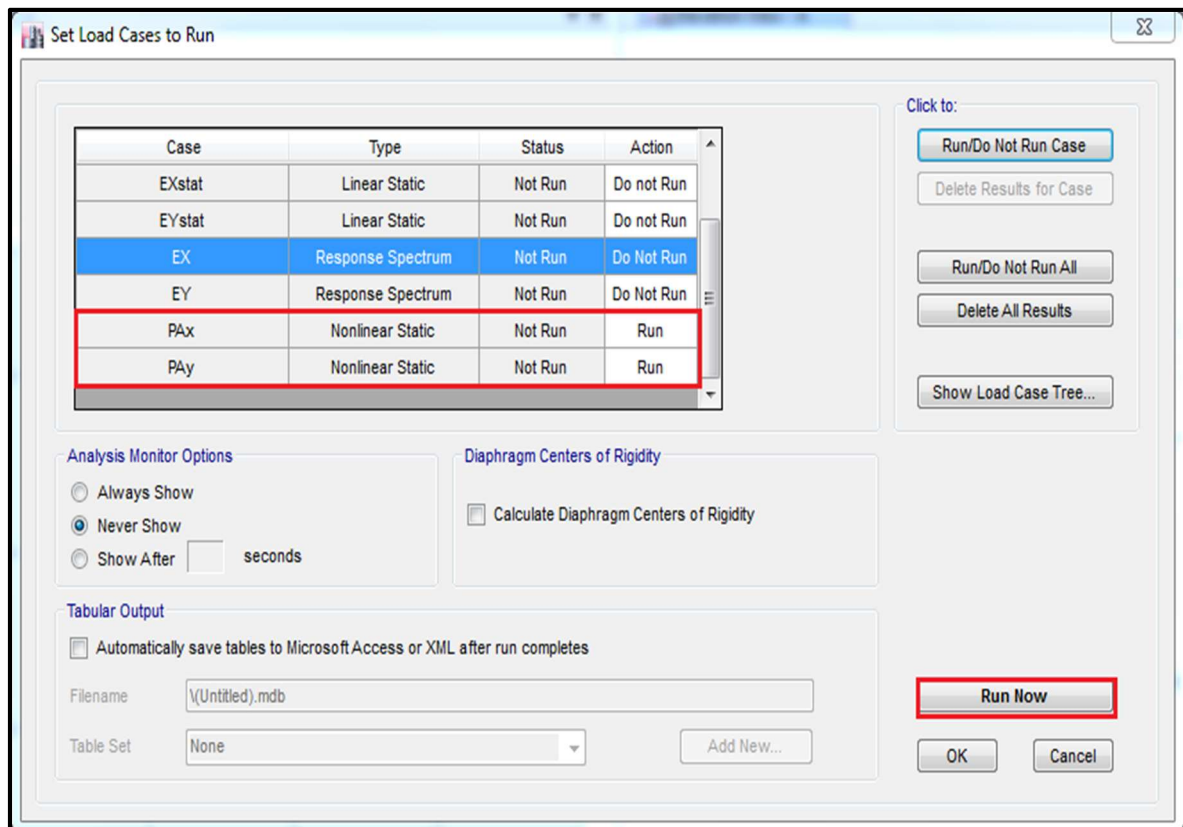


Figure V.15 : Lancement de l'analyse

## Etape 6 : Affichage des courbes push-over :

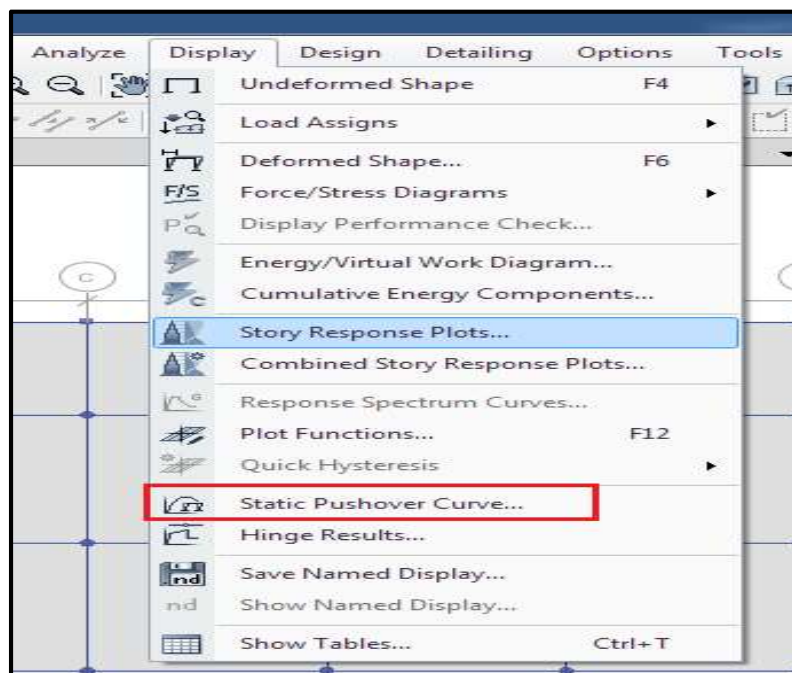


Figure V.16 : Affichage du courbe push-over

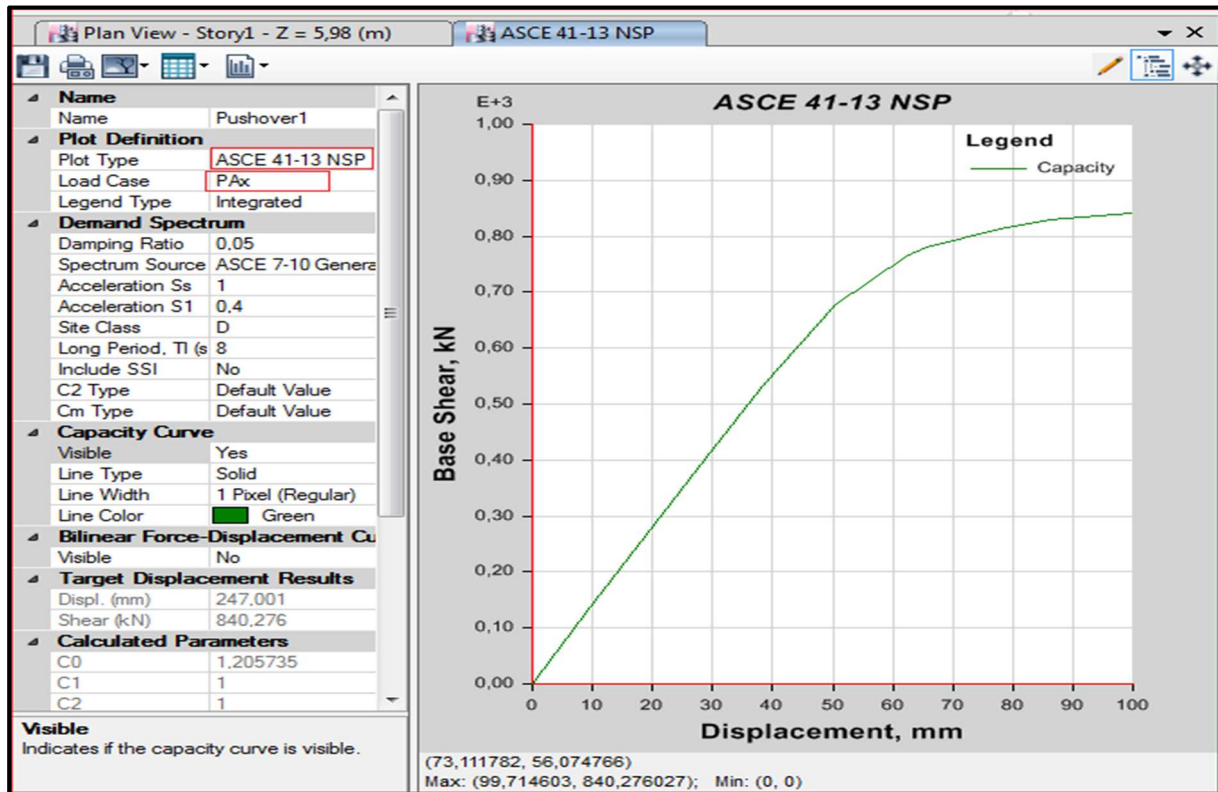


Figure V.17 : Affichage des courbes Pushover sur ETABS

#### V.4 Résultat de l'analyse push-over :

On a réalisé une analyse statique non linéaire sur la structure, l'analyse a été effectuée sur les deux directions principales

##### V.4.1 Courbes push-over :

Les courbes obtenues par l'analyse push-over sont représentées sur la figure suivante :

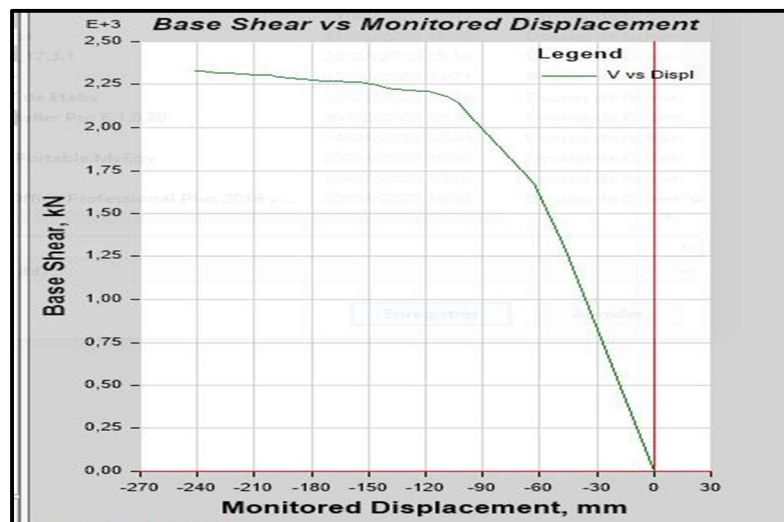


Figure V.18 : Courbe push-over sens XX

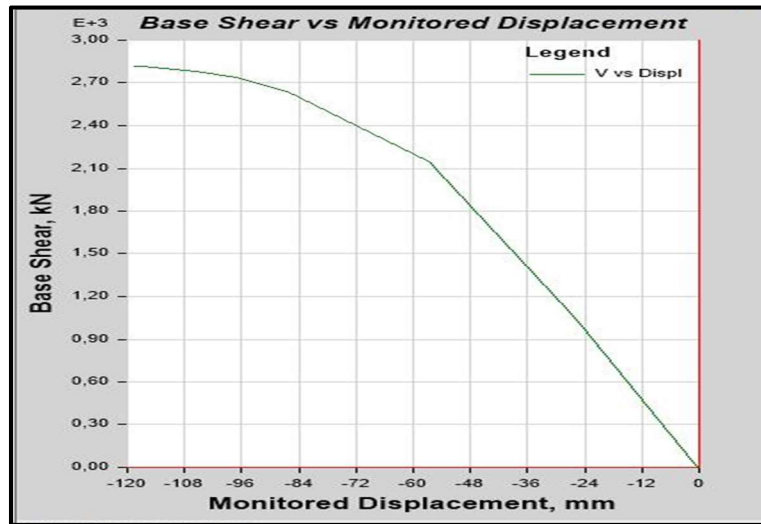


Figure V.19 : Courbe push-over sens YY

**V.4.2 Courbe de capacité :**

La courbe push-over obtenue précédemment doit être transformé en une courbe de capacité décrivant la capacité d'un système à un seul degré de liberté pour pouvoir combiner cette dernière avec un spectre de demande, pour ce faire on doit calculer tout d'abord le facteur de participation modale relatif au premier mode de vibration. Ce facteur nous servira à transformer un système de plusieurs degrés de liberté en système à un seul degré de liberté

L'expression de facteur de participation modal ( $\Gamma$ ) est donnée par :

$$\Gamma = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}}{\sum_{j=1}^N (m_j \phi_{j,1})^2} \tag{5.1}$$

Sa valeur est  $\Gamma = 1,378$

La courbe traduit le comportement de système équivalent à un seul degré de liberté et son tracé portant en abscisse le déplacement au sommet  $u^* = u_t / \Gamma$  et en ordonné la force  $F^* = V_b / \Gamma$ .

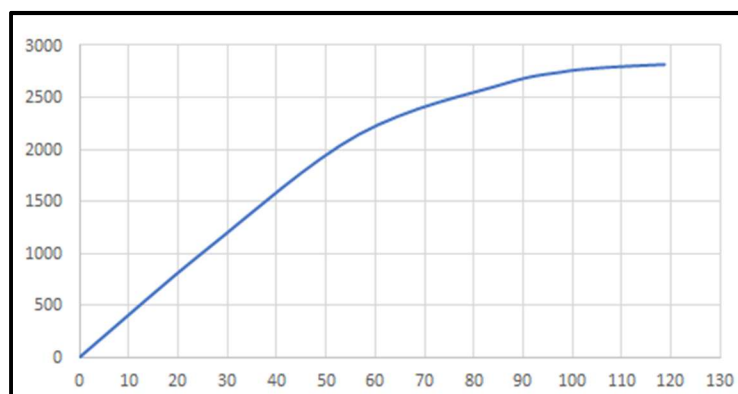


Figure V.20 : Courbes de capacité non idéalisée

La courbe de capacité représenté dans la figure (V.20) est transformée ensuite en une courbe bilinéaire.

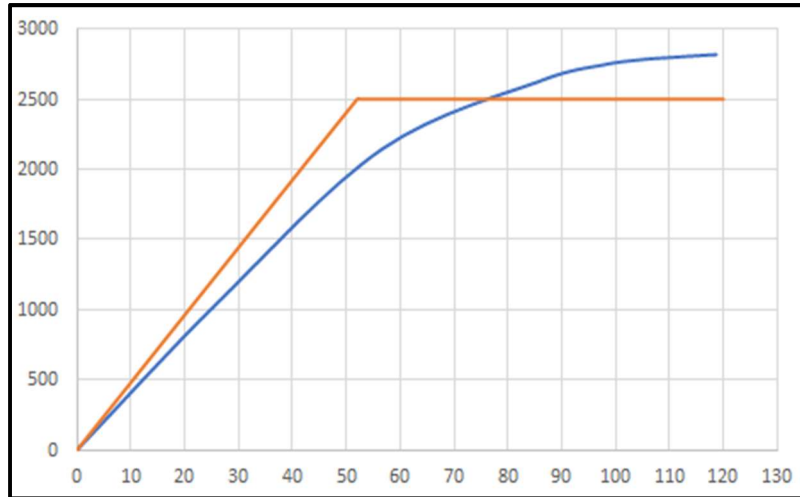


Figure V.21 : Courbe de capacité idéalisée

**V.4.3 Détermination de la période du système équivalent :**

Après avoir calculé les points  $(F_Y^* - u_Y^*)$  caractérisant la courbe de capacité bilinéaire du système équivalent, la période équivalent de système à un seul degré de liberté est donnée par les équations (3.7) et (3.8) du chapitre 3 :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad \text{Avec } K^* = \frac{F_Y^*}{u_Y^*}$$

D'où la valeur de période de système équivalent est :  $T_{eq} = 1.21$  s

**V.4.4 Spectre de réponse :**

Le spectre de réponse défini dans le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) est une courbe de réponse maximale d'accélération (Sa/g) d'un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour les valeurs successive de périodes propres T.

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

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (5.2)$$

A : Coefficient d'accélération de zone

$$\eta: \text{Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5\%)} \\ \eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7 \quad (5.3)$$

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site dans notre cas :

| Site     | Meuble S3 |
|----------|-----------|
| T1 (sec) | 0,15      |
| T2 (sec) | 0,50      |

**Tableau V.3** : Périodes relatives au choix du site

Q : Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = \sum_1^5 P_q \quad (5.4)$$

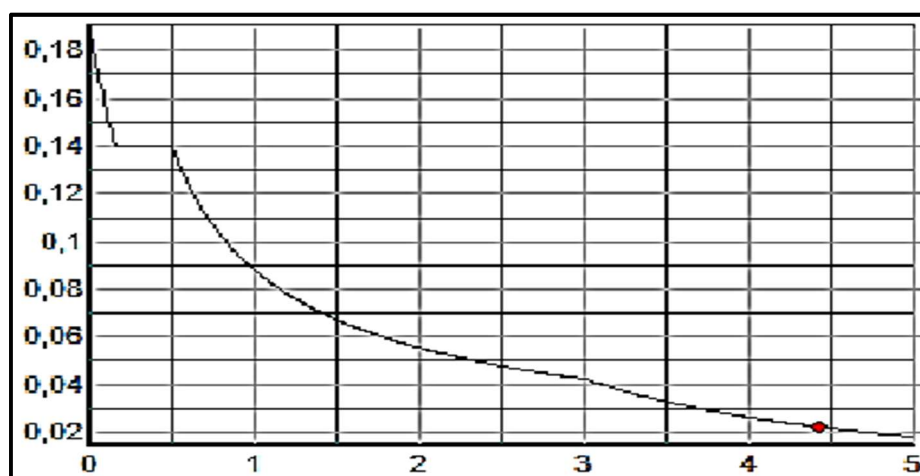
$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 page 41 du (RPA 99/version 2003).

| A    | $\eta$ | $\xi$ | R | T1   | T2   | Q    |
|------|--------|-------|---|------|------|------|
| 0.15 | 0.881  | 7%    | 1 | 0.15 | 0.50 | 1.30 |

**Tableau V.4** : Paramètres du calcul sismique

La prise en compte de la valeur unitaire du coefficient de comportement de la structure est pour avoir un spectre de réponse élastique

Le tracé de spectre de réponse élastique est comme suit :



**Figure V.22** : Spectre élastique

#### V.4.4.1 Spectre de réponse élastique an format (Sa-Sd) :

Le spectre de réponse est exprimé non pas dans son format traditionnel accélération-périodes mais dans format accélération-déplacements obtenu par la relation (3.23) du chapitre 3 :

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

On obtiendra le Spectre de réponse élastique en format (S<sub>a</sub>-S<sub>d</sub>) comme suit :

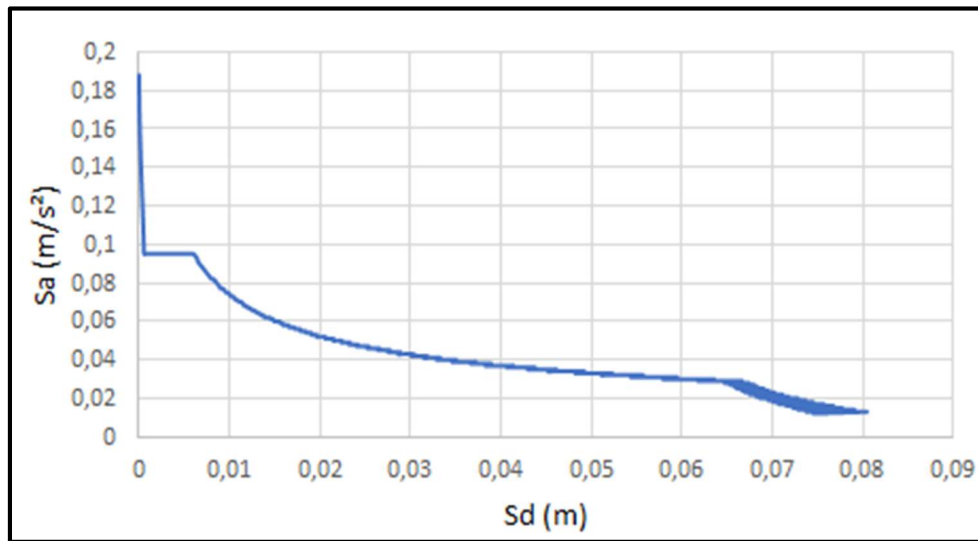


Figure V.23 : Spectre de réponse élastique de forme (accélération-déplacement)

#### V.4.4.2 Le Spectre de réponse inélastique :

Le spectre inélastique pour un système à un seul degré de liberté est déduit à partir du spectre élastique en appliquant les expressions du chapitre 3, (3.24) et (3.25) :

$$S_a(T, \xi) = \frac{S_{ae}(T, \xi)}{R_\mu} \qquad S_d(T, \xi) = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a(T, \xi)$$

Avec :

$\mu$  : Facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique

$R_\mu$  : Facteur de réduction de la ductilité de la structure

#### V.4.5 Détermination de point de performance :

Le point de performance est le point d'intersection entre la courbe de capacité et le spectre inélastique. D'après la figure qui résume les résultats de la méthode N2, le point de performance de la structure correspond à ( $S_a=7.43 \text{ m/s}^2$ ,  $S_d= 2.80 \text{ cm}$ ) ce qui correspond dans le format (V-D) a une force  $V = S_a \times m^*$  et un déplacement  $D = S_d \times \Gamma$ .

Avec  $m^* = 12860.6$  KN et  $\Gamma = 1.378$ , d'où ( $V = 95554.3$  KN,  $u_t = 3.85$  cm).

Sachant que le déplacement au point de performance du système équivalent à un seul degré de liberté dépend de sa période élastique  $T_{eq}$  et de la position de ce dernier par rapport à la période caractéristique du site  $T_c$ . On obtient l'allure de spectre de réponse inélastique suivant :

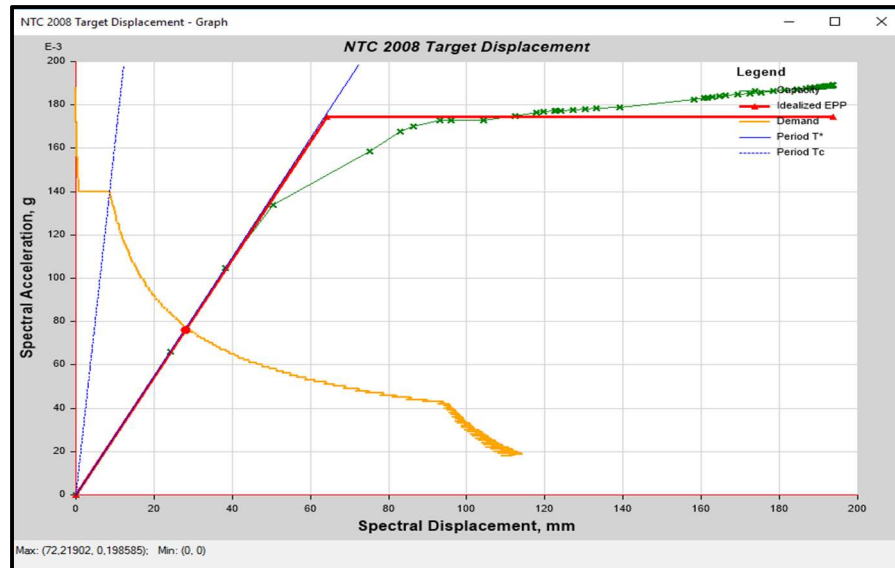


Figure V.24 : Point de performance

### V.5 Les modes de ruine :

D'après la figure (V.25), on remarque que l'apparition des rotules se sont densifiées dans le RDC aux niveaux des poteaux, on conclut d'après ces résultats que la structure reste dans le domaine élastique.

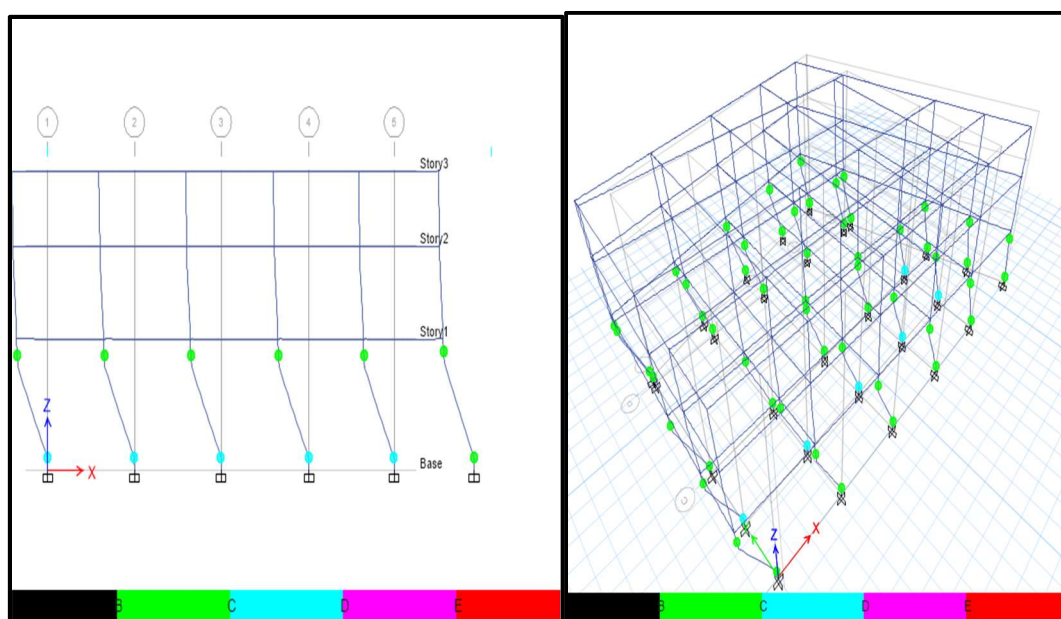


Figure V.25 : Mode de ruine de la structure

La figure (V.25) montre que toutes les rotules formées sont au niveau B-OI, alors on conclut que les mécanismes de ruines des portiques sont des mécanismes élastiques globaux, qui indiquent que la structure présente un bon comportement vis-à-vis d'une sollicitation sismique et qu'elle réponde aux exigences du règlement parasismique Algérien.

### **V.6 Conclusion :**

L'analyse statique non linéaire par poussée progressive (Pushover) permet de définir le niveau d'endommagement de la structure ainsi de localiser les zones fragiles. Dans notre cas, la détermination du point de performance lié à la capacité et la demande sismique implique que la valeur de ce dernier varie selon la méthode utilisée mais d'une façon faible.

D'après les résultats obtenus on a remarqué que la structure malgré la sollicitation garde un comportement élastique globale et cela à cause de la grande dissipation d'énergie due aux grands volumes des portiques. La structure garde sa rigidité et une grande partie de sa résistance, ce qui ouvre l'opportunité pour exécuter une surélévation tout en tenant compte des exigences du RPA99 version 2003, qui l'objectif du chapitre 6.

Chapitre VI :  
Surélévation et  
renforcement de la  
structure

## VI.1 Introduction :

Depuis quelques décennies, on assiste dans l'univers de la construction et de l'immobilier à une réorientation des politiques urbaines. Le temps n'est plus à l'exploitation au maximum de tous les terrains constructibles mais au contraire des efforts sont fait pour limiter l'étalement urbain qui a des conséquences sur l'environnement (perte des espaces verts, plus de pollution car plus de transports pour relier ces nouvelles zones urbaines aux épicentres économiques...). Pour autant, la demande en nouveaux logements ne faiblit pas au sein des grandes villes. Ainsi, la surélévation représente une solution très intéressante pour répondre à cette problématique de manière verticale. L'idée est désormais de densifier les villes plutôt que de les étaler.

Avant d'aller plus loin, il convient de rappeler ce qui caractérise une opération de surélévation Il s'agit d'élever d'un ou de plusieurs niveaux un bâti déjà existant (maison privée, immeuble ou toiture). On parle aussi d'exhaussement. Cette technique de construction a l'avantage de ne pas modifier l'emprise au sol sans oublier Les contraintes liées à la réglementation et aux démarches administratives sont une des principales causes régulièrement mises en avant.

En effet, avant de considérer tout projet de surélévation, que ce soit d'une maison individuelle ou d'un immeuble en copropriété, il est impératif de s'assurer que le PDAU (plan directeur d'aménagement et d'urbanisme) de la commune en question l'autorise. Le PDAU permet de fixer certaines règles de construction comme la hauteur des bâtiments, le respect de la cohérence architecturale d'une région. (Rouaud, 2019).

## VI.2 La nouvelle structure :

Et d'après les résultats d'analyse push-over dans le chapitre 5, la structure est dans un niveau où elle reste stable et habitable et garde une grande partie de sa résistance (possède un comportement élastique linéaire), le maitre d'ouvrage souhaite d'élever deux niveaux et rendre la construction composée d'un RDC + 4 comme suit :

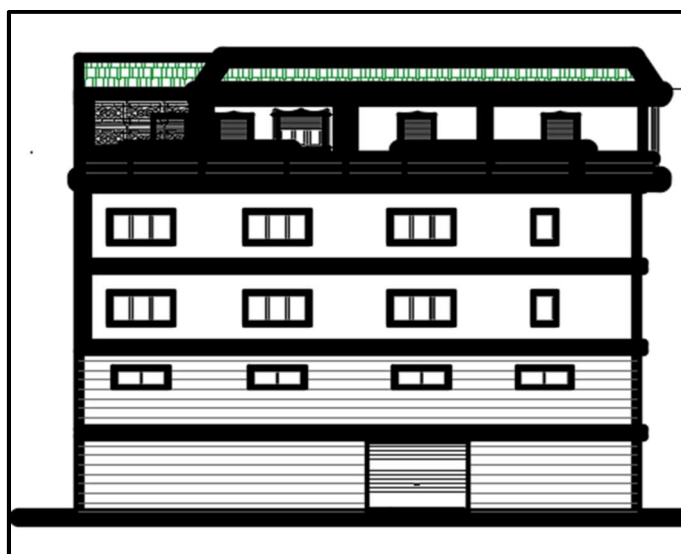


Figure VI.1 : La nouvelle conception avec surélévation

| Niveau                                     | Usage             |
|--|-------------------|
| 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage | Habitation        |
| 1 <sup>ème</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage | Centre commercial |
| RDC  | Stockage          |

**Tableau VI.1** : Les nouvelles dimensions en élévation

Et sans oublier de tenir compte du risque sismique lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur le respect de la réglementation parasismique, la conception architecturale parasismique et la mise en œuvre soignée de la construction selon le RPA99 version 2003.

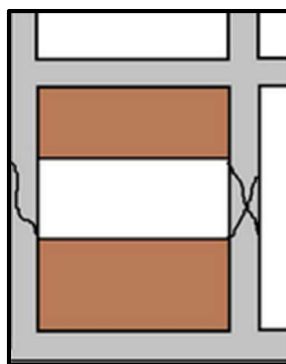
Alors que les nouvelles dimensions du bâti nécessitent une réparation ou un renforcement de certaines sections. Actuellement il existe plusieurs méthodes pour le renforcement des structures vis-à-vis au séisme dans le but d'augmenter la capacité des structures.

### VI.3 Les causes de nécessité d'un renfort :

Les causes principales de la pathologie sismique des bâtiments sont :

#### VI.3.1 Erreurs de conception :

- Maçonnerie non chaînée
- Bâtiments avec vide sanitaire sur poteaux courts
- L'effet P- $\Delta$  et dispositions constructives non adaptés



**Figure VI.2** : Effet poteaux courts

#### VI.3.2 Erreurs de calcul :

Absence de calcul parasismique. En Algérie ceci est valable pour l'écrasante majorité des constructions étudiées et réalisées avant 1981, et pour les constructions individuelles après 1981, comme le cas dans cette structure.

#### VI.3.3 Erreurs d'exécution :

Les erreurs d'exécution qui sont susceptibles de justifier une intervention au niveau de l'ouvrage portent sur :

- Les imperfections de coffrage et les défauts de bétonnage
- Les incohérences du ferrailage ou sur les conditions non satisfaisantes de décoffrage et l'utilité des mauvais matériaux.
- Un mauvais dimensionnement des sections et d'une disposition non satisfaisante des armatures qui se traduisent par des localisations de fissures ou des ruptures non acceptables.

#### VI.3.4 Erreurs techniques :

- Mauvaise conception architecturale : Lorsque la forme en plan des bâtiments est Irrégulière, dissymétrique et etc...
- Mauvaise conception structurale : dans certain cas un contreventement est insuffisant : sous dimensionnement, contreventement dans un seul sens, plancher assez rigide dans leur plan et ne pouvant faire fonctionner ensemble les éléments de contreventement, l'ignorance de l'interaction maçonnerie-structure
- Insuffisances diverses : insuffisance de contrôle de la qualité des matériaux et suivi des travaux pendant la phase de réalisation.
- Manque des études de reconnaissance géotechnique du sol qui permettent d'éviter les grands mouvements de sol induits par le séisme



Figure VI.3 : Mauvaise conception structurale

#### VI.4 Renforcement

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier l'augmentation de la ductilité et de la résistance d'un élément de structure pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'avance.

#### VI.5 Renforcement d'une structure en béton armé avec des voiles de contreventement :

Les ouvrages doivent en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

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

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible. Par ailleurs, ce système doit être suffisamment redondant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure. Une attention particulière doit être accordée à l'étude et à la réalisation de tous les assemblages, en tenant compte des conséquences que peut avoir toute défaillance à ce niveau sur le comportement de la structure.

## **VI.6 Etude dynamique de la nouvelle structure avec surélévation :**

### **VI.6.1 Introduction**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Pour notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel ETABS.

### **VI.6.2 Choix de la méthode de calcul**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "RPA99 modifié en 2003". Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

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

#### **VI.6.2.1 La méthode statique équivalente**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

### VI.6.2.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égale à 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad (6.1)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{s_a}{g} \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (6.2)$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur  $g=9,81\text{m/s}^2$

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage « 2 » (bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).
- L'implantation de ce bâtiment est dans la wilaya de Mostaganem (zone IIa).

Donc : l'accélération de la zone A = 0,15

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819 \quad (6.3)$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=7\%$ . (Portique en béton armé et de remplissage dense)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R=3,5 (Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

T<sub>1</sub>=0,15 s et T<sub>2</sub>=0,5 s (site meuble S3)

$$Q : \text{Facteur de qualité } (Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q). \quad (6.4)$$

| Critère « q »  | P <sub>q</sub> |
|--|----------------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0.05           |
| 2. Redondance en plan                                    | 0.05           |
| 3. Régularité en plan                                    | 0.05           |
| 4. Régularité en élévation                               | 0.00           |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux                  | 0.05           |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution                 | 0.10           |
| $Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$                                 | 1.30           |

Tableau VI.2 : Pénalités du facteur de qualité

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,30$$

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

La résultante des forces sismique à la base V<sub>t</sub> obtenu par combinaison des valeur modales ne doit pas être inférieur à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la

méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ‘  $V_t > 0,8V$  ’.

Si  $V_t < 0,8V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dans le rapport  $r = \frac{0,8V}{V_t}$ . (RPA 99V2003 page 36).

Où :

$V_t$  : La résultante des forces sismique à la base tiré par logiciel de calcul (modale spectrale)

$V$  : La résultante des forces sismique à la base obtenu par la méthode statique équivalente

### VI.6.3 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{array} \right. \quad (6.5)$$

$C_T$  : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003.

$C_T = 0,05$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau.

$h_N = 19,77$  m

$D$  : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$D_x = 22.35$  m ;  $D_y = 15.58$  m

AN:

$C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times (19.77)^{3/4} = 0,469$  s. Dans les deux directions

$T_X = 0.09 \frac{19.77}{\sqrt{22.35}} = 0.38$  s

$T_Y = 0.09 \frac{19.77}{\sqrt{15.58}} = 0.45$  s

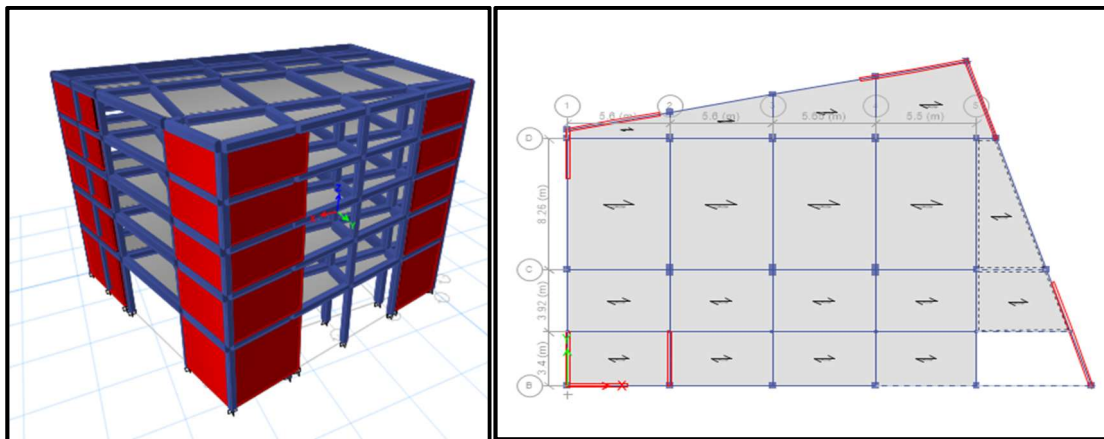
D’après le RPA 99 version 2003 (tableaux 4,6 et 4,7), il faut retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs.

$$T_x = \min (0,469; 0,376) \rightarrow T_x = 0,376 \text{ s}$$

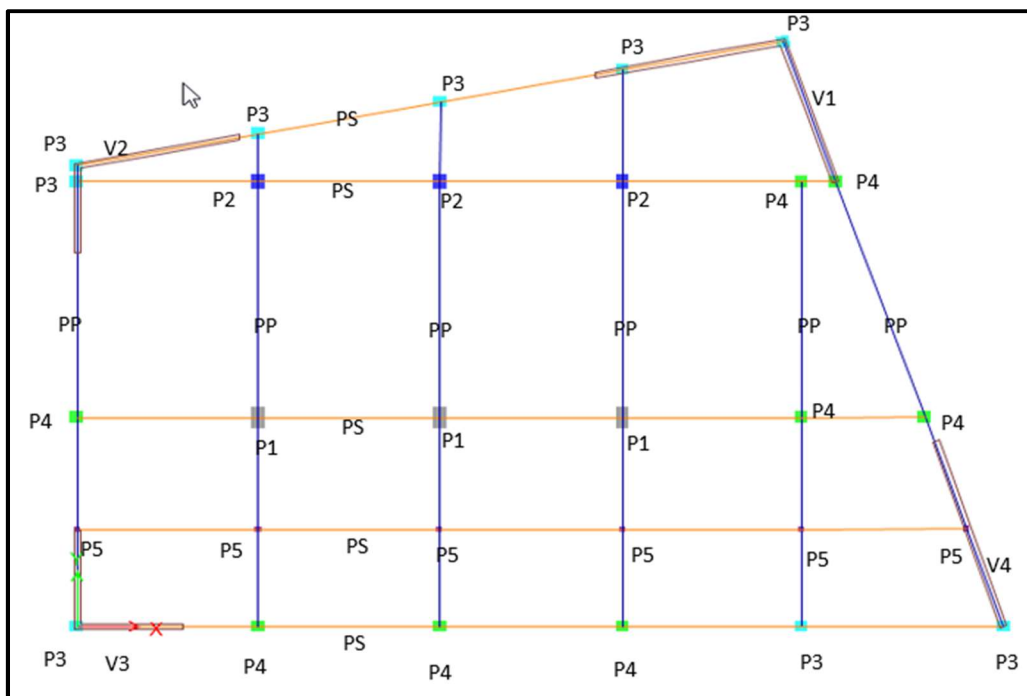
$$T_y = \min (0,469; 0,451) \rightarrow T_y = 0,451 \text{ s}$$

**VI.7 Modèle de disposition des éléments de rigidité et le choix de la variante adoptée de nouvelle structure :**

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. Le dimensionnement des voiles et les dimensions des poteaux qui correspondent aux 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> niveaux ont été traité par le biais de l'ETABS 2016, ces paramètres ont conduit au choix entre trois variantes afin de choisir celle qui répond aux exigences du RPA99 version 2003. La coupe en plan et une vue en 3D de la nouvelle structure avec surélévation et les détails descriptifs des différents éléments constitutifs de cette structure sont donnés sur la figure (VI.4).



**Figure VI.4 :** Nouvelle conception structurale



**Figure VI.5 :** Descriptive detailed of the structural elements of the new structure

## ➤ Variante 1 :

La structure contreventée avec des voiles d'épaisseur de 15 cm et des poteaux avec une dégression pour le 3<sup>iem</sup> et 4<sup>iem</sup> niveaux a donné une période  $T = 0.605s$

|   | Ancien bâti       | Surélévation     |
|---|-------------------|------------------|
| Poutres principales PP (cm <sup>2</sup> ) | 30 x 70           | 30 x 50          |
| Poutres principales PS (cm <sup>2</sup> ) | 25 x 50           | 25 x 45          |
| Poteaux type P1 (cm <sup>2</sup> )        | Corps creux : 24  | Corps creux : 20 |
|   | Dalle pleine : 15 |                  |
| Poteaux type P1 (cm <sup>2</sup> )        | 40 x 75           | 30 x 55          |
| Poteaux type P2 (cm <sup>2</sup> )        | 40 x 55           | 30 x 45          |
| Poteaux type P3 (cm <sup>2</sup> )        | 35 x 35           | 30 x 30          |
| Poteaux type P4 (cm <sup>2</sup> )        | 40 x 40           | 30 x 30          |
| Poteaux type P5 (cm <sup>2</sup> )        | 20 x 20           | 20 x 20          |
| Voiles (cm)                               | Epaisseur e = 15  |                  |

Tableau VI.3 : Dimensions adoptés de la variante 1

| 1  | TABLE: Modal Participating Mass Ratios |      |        |             |           |        |        |
|----|--|------|--------|-------------|-----------|--------|--------|
| 2  | Case                                   | Mode | Period | UX          | UY        | Sum UX | Sum UY |
| 3  | sec                                    |      |        |             |           |        |        |
| 4  | Modal                                  | 1    | 0,605  | 0,6056      | 0,0047    | 0,6056 | 0,0047 |
| 5  | Modal                                  | 2    | 0,521  | 0,0463      | 0,0038    | 0,652  | 0,0086 |
| 6  | Modal                                  | 3    | 0,471  | 0,0001      | 0,7499    | 0,6521 | 0,7584 |
| 7  | Modal                                  | 4    | 0,271  | 0,0006      | 0,0002    | 0,6526 | 0,7587 |
| 8  | Modal                                  | 5    | 0,245  | 0,1416      | 0,018     | 0,7942 | 0,7767 |
| 9  | Modal                                  | 6    | 0,22   | 0,0006      | 0,0001    | 0,7949 | 0,7768 |
| 10 | Modal                                  | 7    | 0,153  | 0,000006749 | 9,208E-07 | 0,7949 | 0,7768 |
| 11 | Modal                                  | 8    | 0,14   | 0,1373      | 0,001     | 0,9322 | 0,7778 |
| 12 | Modal                                  | 9    | 0,108  | 0,0001      | 0,1801    | 0,9323 | 0,9579 |
| 13 | Modal                                  | 10   | 0,102  | 0,000001873 | 7,121E-07 | 0,9323 | 0,9579 |
| 14 | Modal                                  | 11   | 0,067  | 0,0387      | 0,0009    | 0,971  | 0,9588 |
| 15 | Modal                                  | 12   | 0,06   | 0,02        | 0,0027    | 0,991  | 0,9614 |

Figure VI.6 : Résultats du calcul des périodes de la variante 1

| T emp     |           | T dynamique (1 <sup>er</sup> mode) |
|-----------|-----------|------------------------------------|
| Formule 1 | Formule 2 | 0.605 s                            |
| 0.469 s   | 0.376 s   |                                    |

Tableau VI.4 : Les périodes empiriques et période dynamique (variante1)

Condition de vérification :  $T_{\text{dynamique}} < 1.3 T_{\text{empirique}} \rightarrow 0.605 \text{ s} > 0.489 \text{ s} \rightarrow$ Condition non vérifiée

## ➤ Variante 2 :

La structure contreventée avec des voiles d'épaisseur de 15 cm et des poteaux pour le 3<sup>iem</sup> et le 4<sup>iem</sup> niveaux de sections identiques au premier et au deuxième niveau a donné une période  $T = 0.601s$ .

|   | Ancien bâti       | Surélévation     |
|---|-------------------|------------------|
| Poutres principales PP (cm <sup>2</sup> ) | 30 x 70           | 30 x 50          |
| Poutres principales PS (cm <sup>2</sup> ) | 25 x 50           | 25 x 45          |
| Poteaux type P1 (cm <sup>2</sup> )        | Corps creux : 24  | Corps creux : 20 |
|   | Dalle pleine : 15 |                  |
| Poteaux type P1 (cm <sup>2</sup> )        | 40 x 75           | 40 x 75          |
| Poteaux type P2 (cm <sup>2</sup> )        | 40 x 55           | 40 x 55          |
| Poteaux type P3 (cm <sup>2</sup> )        | 35 x 35           | 35 x 35          |
| Poteaux type P4 (cm <sup>2</sup> )        | 40 x 40           | 40 x 40          |
| Poteaux type P5 (cm <sup>2</sup> )        | 20 x 20           | 20 x 20          |
| Voiles (cm)                               | Epaisseur e = 15  |                  |

Tableau VI.5 : Dimensions adoptés de la variante 2

| 1  | TABLE: Modal Participating Mass Ratios |      |        |             |           |        |        |
|----|--|------|--------|-------------|-----------|--------|--------|
| 2  | Case                                   | Mode | Period | UX          | UY        | Sum UX | Sum UY |
| 3  | sec                                    |      |        |             |           |        |        |
| 4  | Modal                                  | 1    | 0,601  | 0,6053      | 0,0045    | 0,6053 | 0,0045 |
| 5  | Modal                                  | 2    | 0,52   | 0,0495      | 0,0034    | 0,6548 | 0,0078 |
| 6  | Modal                                  | 3    | 0,467  | 0,0001      | 0,7565    | 0,655  | 0,7644 |
| 7  | Modal                                  | 4    | 0,271  | 0,0005      | 0,0002    | 0,6555 | 0,7646 |
| 8  | Modal                                  | 5    | 0,246  | 0,1438      | 0,0174    | 0,7992 | 0,782  |
| 9  | Modal                                  | 6    | 0,22   | 0,0006      | 0,0001    | 0,7999 | 0,7821 |
| 10 | Modal                                  | 7    | 0,153  | 0,000001882 | 5,256E-07 | 0,7999 | 0,7821 |
| 11 | Modal                                  | 8    | 0,139  | 0,1337      | 0,0008    | 0,9336 | 0,7829 |
| 12 | Modal                                  | 9    | 0,107  | 0,00004888  | 0,1766    | 0,9336 | 0,9594 |
| 13 | Modal                                  | 10   | 0,102  | 0,000001961 | 5,639E-07 | 0,9336 | 0,9594 |
| 14 | Modal                                  | 11   | 0,066  | 0,0389      | 0,0006    | 0,9725 | 0,96   |
| 15 | Modal                                  | 12   | 0,06   | 0,0188      | 0,0026    | 0,9913 | 0,9626 |

Figure VI.7 : Résultats du calcul des périodes de la variante 2

| T emp     |           | T dynamique (1 <sup>er</sup> mode) |
|-----------|-----------|------------------------------------|
| Formule 1 | Formule 2 | 0.601 s                            |
| 0.469 s   | 0.376 s   |                                    |

Tableau VI.6 : Les périodes empiriques et période dynamique (variante 2)

Condition de vérification :  $T \text{ dynamique} < 1.3 T \text{ statique} \rightarrow 0.601 \text{ s} > 0.489 \text{ s} \rightarrow$  Condition non vérifiée

## ➤ Variante 3 :

La structure contreventée avec des voiles d'épaisseur de 20 cm et des poteaux pour le 3<sup>iem</sup> et le 4<sup>iem</sup> niveaux de sections identiques au premier et au deuxième niveau a donné une période  $T = 0.461s$ .

|   | Ancien bâti       | Surélévation     |
|---|-------------------|------------------|
| Poutres principales PP (cm <sup>2</sup> ) | 30 x 70           | 30 x 50          |
| Poutres principales PS (cm <sup>2</sup> ) | 25 x 50           | 25 x 45          |
| Poteaux type P1 (cm <sup>2</sup> )        | Corps creux : 24  | Corps creux : 20 |
|   | Dalle pleine : 15 |                  |
| Poteaux type P1 (cm <sup>2</sup> )        | 40 x 75           | 40 x 75          |
| Poteaux type P2 (cm <sup>2</sup> )        | 40 x 55           | 40 x 55          |
| Poteaux type P3 (cm <sup>2</sup> )        | 35 x 35           | 35 x 35          |
| Poteaux type P4 (cm <sup>2</sup> )        | 40 x 40           | 40 x 40          |
| Poteaux type P5 (cm <sup>2</sup> )        | 20 x 20           | 20 x 20          |
| Voiles (cm)                               | Epaisseur e = 20  |                  |

Tableau VI.7 : Dimensions adoptés de la variante 3

| 1  | TABLE: Modal Participating Mass Ratios |      |        |             |           |        |        |
|----|--|------|--------|-------------|-----------|--------|--------|
| 2  | Case                                   | Mode | Period | UX          | UY        | Sum UX | Sum UY |
| 3  | sec                                    |      |        |             |           |        |        |
| 4  | Modal                                  | 1    | 0,461  | 0,6221      | 0,0052    | 0,6221 | 0,0052 |
| 5  | Modal                                  | 2    | 0,451  | 0,0004      | 0,7325    | 0,6226 | 0,7377 |
| 6  | Modal                                  | 3    | 0,422  | 0,0158      | 0,0122    | 0,6383 | 0,7499 |
| 7  | Modal                                  | 4    | 0,226  | 0,147       | 0,021     | 0,7853 | 0,7708 |
| 8  | Modal                                  | 5    | 0,209  | 0,0048      | 0,0001    | 0,7901 | 0,7709 |
| 9  | Modal                                  | 6    | 0,171  | 0,0019      | 0,0002    | 0,792  | 0,7711 |
| 10 | Modal                                  | 7    | 0,124  | 0,136       | 0,0007    | 0,9279 | 0,7718 |
| 11 | Modal                                  | 8    | 0,12   | 0,0006      | 7,639E-07 | 0,9285 | 0,7718 |
| 12 | Modal                                  | 9    | 0,1    | 0           | 0,1786    | 0,9285 | 0,9504 |
| 13 | Modal                                  | 10   | 0,078  | 0,000004587 | 0         | 0,9285 | 0,9504 |
| 14 | Modal                                  | 11   | 0,059  | 0,042       | 0,0004    | 0,9705 | 0,9508 |
| 15 | Modal                                  | 12   | 0,054  | 0,0199      | 0,0037    | 0,9905 | 0,9545 |

Figure VI.8 : Résultats du calcul des périodes de la variante 3

| T emp     |           | T dynamique (1 <sup>er</sup> mode) |
|-----------|-----------|------------------------------------|
| Formule 1 | Formule 2 |                                    |
| 0.469 s   | 0.376 s   | 0.461 s                            |

Tableau VI.8 : Les périodes empiriques et période dynamique (variante 3)

Condition de vérification :  $T \text{ dynamique} < 1.3 T \text{ statique} \rightarrow 0.461 \text{ s} < 0.489 \text{ s} \rightarrow$  Condition vérifiée

Le choix de la surélévation adopté sera la variante 3, ainsi toutes les vérifications exigées par le RPA99 version 2003 sont développées ultérieurement pour cette variante adoptée.

## VI.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux de la surélévation :

### VI.8.1 Béton :

Pour notre projet, il a été choisi de travailler avec  $f_{c28} = 25$  MPa (béton à usage courant) et pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante (C.B.A 93, A2.1.1.1) :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} . \text{ Avec : } j \leq 28 \text{ jours} \quad (6.6)$$

Poids volumique du béton :  $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Coefficient de poisson : Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques...), on prendra :

$\nu = 0$  états limites ultimes (béton fissuré).  $\nu = 0,2$  états limites de service (béton non fissuré).

Module de déformation longitudinale du béton (C.B.A 93, A.2.1.2.) : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est donné par :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa} \quad (6.7)$$

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, utilise le module de déformation longitudinale différée  $E_{ij}$  qui est donné par la formule :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa} \quad (6.8)$$

### VI.8.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa. (C.B.A 93, A.2.2.1.)}$$

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $F_e$  sont données par le tableau suivant :

| Type         | Désignation | Limite d'élasticité $f_e$ (MPa) |
|--------------|-------------|---------------------------------|
| Ronds lisses | FeE235      | 235                             |
| Barre HA     | FeE400      | 400                             |

Tableau VI.9 : Récapitulatif des valeurs de la limite élasticité  $f_e$ .

### VI.9 Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, les sollicitations de calcul définies dans les articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Etat limite ultime (ELU) :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :  
 $1,35 G + 1,5 Q$ .

Etat limite de service (ELS) :

Combinaison d'action suivante :

$G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G+Q\pm E$
- $0,8 G\pm E$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

### VI.10 Règlements et logiciels utilisés :

Logiciels utilisés :

- ETABS (version 2016) : Pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD (2017) : Pour les dessins des plans.
- Office Microsoft

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93) : basé sur la théorie des états limites.
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) : Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.
- DTR B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation : Le présent document traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

## VI.11 Différentes vérifications règlementaires de la structure adoptée (variante 3)

### VI.11.1 Vérification du taux de participation modale :

| Modal Participating Mass Ratios |      |               |               |               |
|---------------------------------|------|---------------|---------------|---------------|
| Case                            | Mode | Période (sec) | Sum UX        | Sum UY        |
| Modal                           | 1    | 0.461         | 0.6221        | 0.0052        |
|                                 | 2    | 0.451         | 0.6226        | 0.7377        |
|                                 | 3    | 0.422         | 0.6383        | 0.7499        |
|                                 | 4    | 0.226         | 0.7853        | 0.7708        |
|                                 | 5    | 0.209         | 0.7901        | 0.7709        |
|                                 | 6    | 0.171         | 0.7920        | 0.7711        |
|                                 | 7    | 0.124         | <b>0.9279</b> | 0.7718        |
|                                 | 8    | 0.120         | 0.9285        | 0.7718        |
|                                 | 9    | 0.100         | 0.9285        | <b>0.9504</b> |

Tableau VI.10 : Participation de masse modal

### VI.11.2 Classification de système de contreventement de la construction :

Proportion des charges verticales équilibrées par les voiles et portiques :

| Etages | % Portique | % Voiles |
|--------|------------|----------|
| 1      | 38.99      | 61.01    |
| 2      | 36.67      | 63.33    |
| 3      | 36.67      | 63.33    |
| 4      | 38.49      | 61.51    |
| 5      | 38.49      | 61.51    |

Tableau VI.11 : Répartition des sollicitations verticales sur les portiques et les voiles

Dans ce cas les voiles reprennent plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. Alors et selon le RPA99 version 2003 le contreventement de la structure est assurée par un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

### VI.11.3 Vérification des résultantes des forces sismiques de calcul :

Le RPA99 version 2003 dans son article (4.3.6) exige que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8 V$ , tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) doit être augmenté par le rapport :  $r = \frac{0,8 V}{V_t}$ .

| Cas de charge           | Valeurs (KN)      |           |
|-------------------------|-------------------|-----------|
| $V_{X \text{ dyn}}$     | 1867.3437         | /         |
| $V_{Y \text{ dyn}}$     | /                 | 1867.3435 |
| $V_{X \text{ MS}}$      | 2245.0387         | /         |
| $V_{Y \text{ MS}}$      | /                 | 2777.9098 |
| $V_t/V$                 | 0,83              | 0,67      |
| <b>Coefficient majo</b> | Pas de majoration | 1,19      |

Tableau VI.12 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Condition de vérification :

$$V_{x \text{ dyn}} = 1867,3437 \text{ KN} > 80\%$$

$$V_{X \text{ MS}} = 0.8 \times 2245,0387 = 1796.3096 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{Y \text{ dyn}} = 1867.3435 \text{ KN} > 80\%$$

$$V_{Y \text{ MS}} = 0.8 \times 2777.9098 = 2222.3278 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \rightarrow \text{on doit augmenter les paramètres de calcul avec un coefficient } r = 1.19$$

#### VI.11.4 Vérification des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

| Niveaux | h (mm) | $\delta_{ekx}$ (mm) | $\delta_{eky}$ (mm) | $\delta_{kx} = R * \delta_{ekx}$ (mm) | $\delta_{ky} = R * \delta_{eky}$ (mm) | $\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm) | $\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm) | 0,01 h (mm) | Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$ | Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$ |
|---------|--------|---------------------|---------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|--|-------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Etage 4 | 3060   | 18.35               | 11.84               | 64.22                                 | 41.44                                 | 12.33  | 8.34   | 30.6        | vérifié                           | vérifié                           |
| Etage 3 | 3060   | 14.83               | 9.46                | 51.89                                 | 33.10                                 | 12.76  | 8.45   | 30.6        | vérifié                           | vérifié                           |
| Etage 2 | 3250   | 11.18               | 7.04                | 39.12                                 | 24.65                                 | 13.54  | 8.68   | 32.5        | vérifié                           | vérifié                           |
| Etage 1 | 4000   | 7.31                | 4.56                | 25.59                                 | 15.96                                 | 14.70  | 9.31   | 40          | vérifié                           | vérifié                           |
| RDC     | 5700   | 3.11                | 1.90                | 10.89                                 | 6.65                                  | 10.89  | 6.65   | 57          | vérifié                           | vérifié                           |

Tableau VI.13 : Vérification des déformations

### VI.11.5 Vérification de l'effet $P - \Delta$

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou effet  $P - \Delta$  peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$  .

- Si  $0,10 < \theta_K < 0,20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$ .
- Si  $\theta_K > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

$h_K$  : Hauteur de l'étage 'K'.

| Sens XX | h (mm)      | V <sub>Kx</sub> (KN) | P <sub>K</sub> (KN) | Δ <sub>Kx</sub> (mm) | θ <sub>Kx</sub> |            |
|---------|-------------|----------------------|---------------------|----------------------|-----------------|------------|
| Niveaux |             |                      |                     |                      |                 |            |
| étage 4 | 3060        | 696.0354             | 4379.66             | 3.524                | 0.007           | <b>C.V</b> |
| étage 3 | 3060        | 1255.439             | 8714.68             | 3.647                | 0.008           | <b>C.V</b> |
| étage 2 | 3250        | 1680.869             | 13195.83            | 3.868                | 0.009           | <b>C.V</b> |
| étage 1 | 4000        | 1999.9423            | 17874.53            | 4.199                | 0.009           | <b>C.V</b> |
| RDC     | <b>5700</b> | 2245.0387            | 24183.99            | 3.111                | 0.006           | <b>C.V</b> |

Tableau VI.14 : Vérification de l'effet P-Δ sens XX

| Sens YY | h (mm) | V <sub>Ky</sub> (KN) | P <sub>K</sub> (KN) | Δ <sub>Ky</sub> (mm) | θ <sub>Ky</sub> |            |
|---------|--------|----------------------|---------------------|----------------------|-----------------|------------|
| Niveaux |        |                      |                     |                      |                 |            |
| étage 4 | 3060   | 895.4241             | 4379.66             | 2.383                | 0.004           | <b>C.V</b> |
| étage 3 | 3060   | 1597.5203            | 8714.68             | 2.415                | 0.004           | <b>C.V</b> |
| étage 2 | 3250   | 2109.2353            | 13195.83            | 2.481                | 0.005           | <b>C.V</b> |
| étage 1 | 4000   | 2498.4192            | 17874.53            | 2.66                 | 0.005           | <b>C.V</b> |
| RDC     | 5700   | 2777.9098            | 24183.99            | 1.901                | 0.003           | <b>C.V</b> |

Tableau VI.15 : Vérification de l'effet P-Δ sens YY

**VI.12 Conclusion :**

L'exécution de surélévation rendre la structure plus vulnérable en cas de séisme, on peut renforcer la stabilité générale par l'ajout de voile de contreventement sur la structure avant passage au surélévation et au moment de cette opération, il faut connaitre le comportement sismique de la structure après le renforcement et pour cela on a vérifié la stabilité de la nouvelle construction vis-à-vis aux règlement parasismique algérien 99 / version 2003 et on conclure que la structure réponde aux l'exigence de règlement.

# Conclusion générale

### Conclusion générale :

Ce travail de fin d'étude entame une recherche sur l'analyse de vulnérabilité sismique des constructions existantes et ces performances sous l'effet des sollicitations dynamique.

Dans le cadre d'un calcul sismique basé sur la performance, la réponse non linéaire de la structure est liée à la source de non linéarité, donc l'analyse des structures est liée aux matériaux de construction, alors et avant de passer à l'analyse il est primordial de définir le comportement du béton et de l'acier.

L'analyse non linéaire par poussé progressive push-over constitue l'approche la plus adaptée et efficace quand il s'agit d'analyser l'état de la vulnérabilité actuelle d'un bâtiment en béton armé ou bien les opérations de réhabilitation car elle offre la possibilité d'estimer la capacité sismique d'une structure à travers un calcul statique équivalent

Les méthodes développées dans le cadre de performance citées dans les littératures par exemple la méthode N2 et FEMA-273 ont le même apport mais varient dans la forme et ils sont deux méthodes parmi plusieurs d'autres utilisées dans le monde.

Dans ce mémoire, en plus des méthodes classiques d'analyse du comportement sismique des structures, l'analyse du comportement non linéaire est utilisée pour l'évaluation de la réponse sismique des structures. Une méthodologie est d'abord proposée pour évaluer les déformations plastiques dans les éléments porteurs de notre ouvrage basé sur l'analyse statique non linéaire Push Over.

Lorsque l'on a des doutes sur la conception d'une structure, il est impératif de réaliser une analyse non linéaire comme l'analyse Pushover qui est relativement facile à élaborer en vue d'estimer la capacité portante de ces structures existantes ainsi que le positionnement des rotules plastiques.

L'utilisation du logiciel de calcul des structures de bâtiment ETABS utilisé dans la recherche et le développement nous a permis une initiation à la recherche et nous a montré que l'interprétation des résultats obtenus est aussi importante que le résultat lui-même.

Cette recherche utilisant la modélisation non linéaire en utilisant la méthode de Pushover appliquée sur un cas concret nous a permis de prévoir une surélévation de 2 étages tout en respectant le code réglementaire Algérien, à savoir le RPA 99 version 2003.

Tout le long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place pour un projet concret : de la lecture des plans d'architecture à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation sous ETABS 2016.

Les conclusions auxquelles a abouti ce présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- La détermination du point de performance est liée à la fois à la capacité et à la demande sismique, alors on peut dire que la valeur du point de performance pour une même structure peut être différente selon la méthode de calcul choisie.
- La méthode N2 a montré qu'elle est très efficace lorsqu'il s'agit de structures régulières pour lesquelles le premier mode est prédominant. Dans le cas où la participation des modes supérieures est importante, il faut opter pour une méthode multimodale.
- La forme irrégulière et l'aspect architectural sont des facteurs négatifs qui peuvent rendre complexe le travail de l'ingénieur.
- Cette recherche nous a permis d'enrichir nos connaissances acquises le long de notre cursus et d'arriver à faire un certain nombre de remarques et de conclusions. Parmi celles-ci, on peut retenir que la modélisation numérique doit autant que possible englober tous les éléments de la structure et introduire les modèles de comportement des matériaux constitutifs, et ce dans pour arriver à avoir un comportement le proche du réel.

Il reste beaucoup des choses à faire dans le domaine de l'investigation sur la vulnérabilité sismique en vue de la réhabilitation, nous signalons à titre d'exemple le couplage d'un code push-over avec un code d'optimisation structurale. Ceci permettra de contourner le besoin de faire appel à une surface de réponse.

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de Master en génie civil ainsi que leur élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Espérons aussi que ce modeste travail va être un grand apport pour les prochaines promotions.

## Bibliographie:

1. CEN (September 2005). *Design for earthquake Resistance –Part 1 General Rules ,seismic action and rules for*. Brussels, Belgium,: Commission of the European Communities (CEN).
2. Nekmouche , A. K. (2017). influence de la longueur de la rutille plastique sur la réponse locale dun portique etage en béton armé. *13ème Congrès de Mécanique*.
3. Agency,F.E.(1997).nehrp guidelines for the seismic rehabilitation of biuldings, Washington,DC; Federal Emergancy Mangement Agency and the national institue of building science
4. Ahmed El Haouzi, A. (2012). *réhabilitation sismique des batiments en béton armé* . schaltungsdinest lange, Berlin : universitaires européennes .
5. Artisan Béton.BE. (2018, novembre 30). *Tout savoir sur la fissuration du béton*. Récupéré sur Artisan Béton: <https://artisanbeton.be/fissuration-beton/>
6. Batiactu. (2017, 11 17). Récupéré sur batiactu: <https://www.batiactu.com/edito/saurez-vous-reconnaitre-toutes-pathologies-beton-51198.php>
7. Belkacem, M. A. (s.d.). *Implication du projet RPOA sur la conception sismique des ponts en Algerie* . Consulté le 2010, sur Memoire Online .
8. Benkhellat Sonia, K. (2017). *La performance des structures auto-stables en béton armé*. Bejaia: Université A. MIRA-Bejaia.
9. Béton,T. S. (2019, aout 14). *retrait du béton* . Récupéré sur tout sur le béton : <https://www.toutsurlebeton.fr/le-ba-ba-du-beton/le-retrait-du-beton/>
10. Ehab, I. (2015/2016). *pathologie des structures en béton armé (mémoire Master academique)*. Tebessa .
11. Febelcem Fédération de l'Industrie Cimentière Belge. (November2012). concevoir des ouvrages en béton résistant au gel-dégel, et aux sel de déverlacage. Belgique: febelcem.
12. Guiraud, P. (2018, avril). *infociments*. Récupéré sur infociments: <https://www.infociments.fr/betons/prevention-contre-les-phenomenes-dalcali-reaction>
13. Guiraud, P. (2018, avril ). *prévention des bétons durcis soumis au gel et aux sels de déverglacage* . Récupéré sur infociments: <https://www.infociments.fr/betons/recommandations-pour-la-durabilite-des-betons-durcis-soumis-au-gel-et-aux-sels-de>
14. guiraud, P. (2020, 01). infociments. Récupéré sur infociments: <https://www.infociments.fr/betons/recommandations-pour-la-prevention-des-desordres-lies-aux-reactions-sulfatiques-internes>

15. Habitat. (s.d.). Récupéré sur Habitat: [https://www.m-habitat.fr/terrassement-et-fondation/maconnerie/la-carbonatation-du-beton-4055\\_A](https://www.m-habitat.fr/terrassement-et-fondation/maconnerie/la-carbonatation-du-beton-4055_A)
16. Hervé O. (2009). *Introduction à la plasticité*. Nantes: Ecole d'ingénieur, Ecole Centrale de Nantes.
17. Josserand, L. (2002). *ressuage des bétons hydraulique*. paris : HAL (archives-ouvertes).
18. Iestuzzi, P. (2009). *analyse et dimensionnement sismique:comportement sismique*,. Paris: Ellipses.
19. Iestuzzi, P. (2009). *analyse et dimensionnement sismiques: Comportement sismique, dimensionnement en capacité, construction parasismique*. Ellipse Edition.
20. Mekki, M. (2015). *Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil*. bordeaux: école doctorale: sciznce physiques et de lingenieur (SPI).
21. M-habitat . (2020). *fondations et maconnerie / Maconnerie / béton armé / Carbonatation du béton* . Récupéré sur m-habitat: [https://www.m-habitat.fr/terrassement-et-fondation/maconnerie/la-carbonatation-du-beton-4055\\_A](https://www.m-habitat.fr/terrassement-et-fondation/maconnerie/la-carbonatation-du-beton-4055_A)
22. MOUHATc., (2015). *Application de la méthode d'analyse statique non-linéaire sur un bâtiment R+3*. Lyon.
23. Naima, H. (2012).influence de l'irregularité en élévation des structures en portiques en béton armé sur leur comportement sismique-tizi-ouzou: université mouloud mammeri
24. Olivier T,F. T. (2005). *Modes non-linéaires : Définitions et applications*. Conservatoire National des Arts et Métiers, Paris.
25. page, é. d. (2018, Avril). *infociments* . Récupéré sur infociments : <https://www.infociments.fr/betons/resistance-aux-agents-agressifs>
26. parasismique, c. n. (2003). règles parasismiques algeriennes RPA 99/version 2003, alger: minister de l'habitat et de l'urbanisme
27. Pavex.be. (2019, janvier 10). *Tout savoir sur la fissuration du béton*. Récupéré sur pnex sols : <https://pavex.be/fissuration-beton/>
28. Peter Fajfar, M. (August 2000). *A Nonlinear Analysis Method forPerformance Based Seismic Design Earthquake Spectra, Vol.16, No.3, pp.573-592, .*
29. R, S. (2010). *Contribution à l'analyse elastoplastique des structures formées de poutre*. Annaba: Université Badji.
30. Salim, M. (2016). analyse non linéaire dune structure. M'sila: université mohammed boudiaf
31. Souchu, P. (2009, avril 26). *La corrosion des armatures danger majeur pour la durabilité des ouvrages en béton armé*. Récupéré sur Setec Lerm: <http://doc.lerm.fr/la-corrosion-des-armatures-danger-majeur-pour-la-durabilite-des-ouvrages-en-beton-arme/>

32. Spécialisé, C. d. (1993).règles de conception et de calcul des structures en béton armé, cba 93.alger: mminster de lhabita
33. Truyen, T. T. (2009). *Contribution à l'étude du comportement mécanique et. uege: université de liege, faculté des sciences appliquées.*
34. *Unicalo.* (2020). Récupéré sur *Unicalo.*: <https://unikalo.com/peintures-facade/guide-technique-facade/eclats-de-maçonnerie-et-fers-apparents/>
35. V. Pollet, B. D. (2007, mars ). *prévention de la corrosion des armatures par carbonatation du béton* . Récupéré sur centre scientifique et thechnique de la construction ( CSTC ) : <https://www.cstc.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=bbri-contact&pag=Contact15&art=218&lang=fr>