

---

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA**  
**RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



**École Nationale Polytechnique**  
**École Doctorale « Ingénierie et Environnement »**  
**Option**  
**Construction et Environnement**

# **Mémoire de Magister**

Présenté par:

**Adel SALHI**

**Ingénieur d'Etat en Génie Civil**

**Thème :**

## **ETUDE COMPARATIVE ENTRE L'ANALYSE PUSHOVER CONVENTIONNELLE ET ADAPTIVE**

Devant le jury composé de :

Président :	Mr.A.BALI	Professeur (ENP).
Directeur Mémoire :	Mr.A.KADID	Maitre De Conférences (U.BATNA).
Examineurs :	Mr.S.BELKACEMI	Professeur (ENP).
	Mme.R.KETTAB	Maître de Conférences (ENP).

**Année universitaire 2011 / 2012.**

---

# Dédicaces

À... *Mon précieux père*

*Ma chère mère*

*Mes frères*

*Toute la famille SALHI*

*Tous Mes proches, et surtout Mourad et Montasar*

*À mes collègues Mokhtar, Abd elhami ,Kamel, Hamza, Youssef. Samir. Maanser. Ridha.*

*À mes amis Noui. Saleh, Boulanour. Azzouzi, Mehroud. Touhari, Ahmed Atia, Saleh Hadji, Mohamed. chelleli. Serikma mourad.*

*ainsi qu'à tous les autres...*

*À tout le groupe du BET « SEETA »*

*À toute la promotion de l'école doctorale ingénierie et environnement 2011*

*SALHI Adel*

## Remerciements

Je remercie Dieu qui nous a donné la force et le courage qu'il faut pour atteindre nos objectifs dans ce modeste travail.

Je voudrais exprimer ici toute ma plus profonde gratitude à mon directeur de mémoire monsieur **Abdelkrim KADID** qui a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui, par son expérience et son compétence, a transmis l'esprit de recherche.

J'aimerais aussi formuler ma plus vive reconnaissance à Monsieur le Professeur **Abderrahim BALI** Coordonnateur de L'école Doctorale Ingénierie Et Environnement.

Mes plus sincères remerciements s'adressent aussi à monsieur le président et les membres du jury chargés d'examiner ce travail.

En fin j'adresse toute ma profonde gratitude à tous ceux qui, de près ou de loin m'ont aidé et soutenu dans ce parcours.

## ملخص:

بين محدودية التحليل الزلزالي السكوني و التحليل الديناميكي المعقد, اكتشف في السنوات العشرين الأخيرة طريقة جديدة تحمل اسم الدفع التدريجي (بوشوفر). طريقة الدفع التدريجي التقليدية تفرض تجاوب البناية في الدور الأول و نموذج التحميل المتغير. بينما, في الهياكل حيث تأثير كفاءات الاهتزاز العليا مهمة, هذه الفرضية غير محققة. و من اجل ذلك طور الباحثون تحليل (بوشوفر) المكيف حيث شعاع التحميل يتجدد حسب خاصية الصلابة الحالية للهيكال. في هذا البحث قمنا بدراسة مقارنة بين طرق (بوشوفر) الكلاسيكية و المكيفة و مقارنة النتائج حسب مختلف المعطيات بالتحليل الديناميكي التزايدى. نتائج المقارنة باستعمال منحنيات القدرة, انتقال المستويات و الانتقال بين المستويات.

**الكلمات المفاتيح:** تحليل بوشوفر, بوشوفر التقليدية, بوشوفر المكيف, بالتحليل الديناميكي التزايدى, منحنيات القدرة.

## Résumé :

Entre les limitations de l'analyse sismique statique et la complexité de l'analyse dynamique, publier durant ces deux dernières décennies une nouvelle approche connue sous le nom d'analyse pushover. La méthode pushover conventionnelle supposait une réponse dominée par le premier mode et un modèle de chargement invariant. Cependant, pour les structures où l'influence des modes supérieurs est importante, cette supposition n'est plus valable. C'est pourquoi les chercheurs ont développé une analyse pushover adaptative où le vecteur de chargement est actualisé en fonction des caractéristiques de la rigidité actuelle de la structure. Dans ce mémoire, on se propose d'entreprendre une étude comparative entre les méthodes pushover conventionnelle et adaptative et de comparer leurs résultats à ceux donnés par une analyse dynamique incrémentale IDA. Les résultats à comparer sont en termes de courbes de capacité, de déplacements de niveaux et de déplacements inter étages.

**Mots clés :** analyse pushover, pushover conventionnelle, pushover adaptative, analyse dynamique incrémentale, courbe de capacité.

## Abstract:

Between the shortcomings of the static method of seismic analysis and the complexities of the dynamic analysis, has emerged during the last two decades a new approach known as pushover analysis. The conventional pushover analysis assumes a first mode dominated response and an invariant pattern of loading. However, for structures where the contribution of higher modes is important, this assumption is no longer valid. Thus, researchers have developed an adaptive pushover analysis where the load vector is updated according to the dynamic characteristics of the current stiffness of the structure. In this thesis, we intend to undertake a comparative study between the adaptive and conventional pushover methods and to compare their results to those obtained with an incremental dynamic analysis IDA. The results to compare are in terms of capacity curves, storey displacements and inter storey displacements.

**Keywords:** Pushover Analysis, conventional pushover analysis, adaptive pushover analysis, incremental dynamic analysis, capacity curves.

---

## **CHAPITRE I : Introduction générale et synthèse bibliographique**

I-1- Introduction générale .....	1
I-2- Synthèse bibliographique.....	4
I-3- Objectif du mémoire.....	5

## **Chapitre II : Fondements Theoriques De L'analyse (Pushover)**

II-1- Procédures Statique Non linéaire.....	6
II.1.1 Introduction.....	6
II-2 - Procédures Statiques Non-linéaires (PSN) en Génie Parasismique .....	8
II.2.1. Eurocode 08.....	10
II.2.2. Méthode de coefficient dans FEMA 356.....	10
II.2.3. Méthode de la capacité spectrale dans l'ATC40.....	14
II-3 - Analyse pushover en Génie Parasismique .....	15
II.3.1. Pushover conventionnelles.....	17
II.3.2. Pushover adaptive.....	18
II.3.2.1. Pushover adaptive à une seule exécution .....	21
II.3.2.2. Pushover adaptive à exécution multiple .....	23
II.3.2.3. Inconvénients des analyses à exécution multiple .....	26
II.3.2.4. Effets des degrés de liberté multiples .....	26
II.3.2.5. Stratégies innovatrices .....	30
II.3.3. Algorithme de la méthode Pushover Adaptive.....	32

## **Chapitre III Presentation Du Code De Calcul Utilisé**

III- Code de calcul seismostruct .....	40
III-1- Généralités.....	40
III.1.1 Non-linéarité géométrique .....	40
III.1.2. Inélasticité matérielle .....	41
III-2- Lois de comportement.....	44
III.2.1. Modèle d'acier de Menegotto-Pinto.....	44
III.2.2. Modèle non linéaire uniaxial du béton.....	46

III-3- Types d'éléments et types des sections.....	47
III-4- Types D'analyse .....	48
III-4-1- Analyse modale, (Eigenvalue) .....	48
III-4-2- Analyse de charge statique constante.....	49
III-4-3- Analyse statique de pushover.....	49
III-4-4- Analyse de pushover adaptive.....	49
III-4-5- Analyse pushover Dynamique (IDA) .....	53

## Chapitre IV Etude De Cas Pratiques

IV.1. Généralités.....	55
IV.2. Description des structures.....	55
IV.3. Analyse modal.....	60
IV.4. Analyse sismique linéaire.....	62
IV.5. Analyse pushover.....	65
IV.5.1. Formes de chargements utilisés.....	65
IV.5.2. Choix des accélérogrammes.....	65
IV.6. Résultats des analyses pushover et de l'analyse dynamique incrémentale (IDA).....	69
IV.6.1. Courbes de capacité de l'analyse pushover conventionnelle tenant compte du type d'élément et du type de chargement .....	69
IV.6.2. Courbes de capacité de l'analyse pushover conventionnelle et adaptive avec amplification spectrale et de l'IDA.....	73
IV.6.3. Courbes de déplacements inter étages de l'analyse pushover conventionnelle et adaptive avec amplification spectrale et de l'IDA...	80
IV.6.4. Courbes des déplacements aux niveaux de l'analyse pushover conventionnelle et adaptive avec amplification spectrale et de l'IDA....	86
IV.6.5. Courbes de capacité de l'analyse pushover adaptive avec et sans amplification spectrale et de l'IDA.....	92
<b>V. Conclusions Générales.....</b>	<b>99</b>

---

**LISTE DES FIGURES**

<b>Figure II.1:</b> Système équivalent d'un seul degré de liberté.....	10
<b>Figure II.2:</b> Méthode du coefficient.....	11
<b>Figure II.3:</b> Détermination de la rigidité effective.....	12
<b>Figure II.4 :</b> Méthode de spectre de capacité (ATC40).....	14
<b>Figure II.5 :</b> Périodes de vibration d'une structure à 4-étages sous des niveaux croissants de la déformation.....	19
<b>Figure II.6:</b> Profil de dérive d'Inter-étages d'un bâtiment à 12-étages soumis aux niveaux croissants de la déformation.....	19
<b>Figure II.7:</b> Pushover adaptive : la forme du vecteur de chargement est actualisée à chaque étape d'analyse.....	20
<b>Figure II.8:</b> Idéalisations bilinéaires de diagramme de capacité modal dans l' $i^{\text{ème}}$ étape pushover.....	25
<b>Figure II.9:</b> Distributions des forces d'étage d'un bâtiment à 12-niveau obtenu par la méthode pushover adaptive Déplacement-basée et pushovers conventionnelle.....	32
<b>Figure II.10:</b> Coefficient de corrélation – Rapport de fréquence.....	37
<b>Figure II.11:</b> Actualisation du vecteur de chargement en déplacements.....	38
<b>Figure II.12 :</b> Stratégie de l'actualisation incrémentale .....	39
<b>Figure III.1:</b> Déplacements et les forces internes correspondantes.....	41
<b>Figure III.2:</b> Discrétisation d'une section transversale en béton armé.....	42
<b>Figure III.3:</b> Sections d'intégrations.....	43
<b>Figure III.4:</b> Modèle d'acier de Menegotto-Pinto.....	44
<b>Figure III.5:</b> Modèle non linéaire uniaxial du béton (seismostruct) .....	46
<b>Figure III.6:</b> Algorithme du Pushover Adaptive du Manuel SeismoStruct.....	53
<b>Figure III.7:</b> Approche d'implémentation de « Pushover Dynamique ».....	54
<b>Figure IV.1:</b> Vue en plan, structure 01.....	56
<b>Figure IV.2 :</b> Portique 01.....	56
<b>Figure IV.3:</b> Vue en plan, structure 02.....	57
<b>Figure IV.4 :</b> Portique 02.....	57
<b>Figure IV.5 :</b> Vue en plan, structure 03.....	58
<b>Figure IV.6:</b> Portique 03.....	58
<b>Figure IV.7 :</b> Vue en plan, structure 04.....	59
<b>Figure IV.8:</b> Portique 04.....	59
<b>Figure IV. 9:</b> Modes propres du portique 01.....	60

---

<b>Figure IV.10:</b> Modes propres du portique 02.....	61
<b>Figure IV.11:</b> Modes propres du portique 03.....	61
<b>Figure IV.12:</b> Modes propres du portique 04.....	62
<b>Figure IV.13:</b> Poteau 30x30.....	63
<b>Figure IV.14:</b> Poutre 30x40.....	63
<b>Figure IV.15:</b> Poteau 30x40.....	63
<b>Figure IV.16:</b> Poutre 30x45.....	63
<b>Figure IV.17:</b> Poteau 50x50.....	64
<b>Figure IV.18:</b> Poteau 40x40.....	64
<b>Figure IV.19:</b> Poutre 30x45.....	64
<b>Figure IV.20:</b> Poteau 55x55.....	64
<b>Figure IV.21:</b> Poteau 45x45.....	64
<b>Figure IV.22:</b> Poutre 30x50.....	64
<b>Figure IV.23:</b> Accélérogramme de CHENOUA.....	68
<b>Figure IV.24:</b> Accélérogramme de DAR EL BEIDA.....	69
<b>Figure IV.25:</b> Accélérogramme de EMERVILLE.....	69
<b>Figure IV.26:</b> Courbes de capacité de pushover conventionnelle, structure 01.....	70
<b>Figure IV.27:</b> Courbes de capacité de pushover conventionnelle, structure 02.....	71
<b>Figure IV.28:</b> Courbes de capacité de pushover conventionnelle, structure 03.....	72
<b>Figure IV.29:</b> Courbes de capacité de pushover conventionnelle, structure 04.....	72
<b>Figure IV.30:</b> Courbes de capacité de pushover, accélérogramme CHENOUA, structure01.....	73
<b>Figure IV.31:</b> Courbes de capacité de pushover, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure01.....	74
<b>Figure IV.32:</b> Courbes de capacité de pushover, accélérogramme EMERVILLE, structure01.....	74
<b>Figure IV.33:</b> Courbes de capacité de pushover, accélérogramme CHENOUA, structure 02.....	75
<b>Figure IV.34:</b> Courbes de capacité de pushover, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure02.....	75
<b>Figure IV.35:</b> Courbes de capacité de pushover, accélérogramme EMERVILLE, structure 02.....	76
<b>Figure IV.36:</b> Courbes de capacité de pushover, accélérogramme CHENOUA, structure 03.....	77
<b>Figure IV.37:</b> Courbes de capacité de pushover, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure03.....	77
<b>Figure IV.38:</b> Courbes de capacité de pushover, accélérogramme EMERVILLE, structure 03.....	78
<b>Figure IV.39:</b> Courbes de capacité de pushover, accélérogramme CHENOUA, structure 04.....	79
<b>Figure IV.40:</b> Courbes de capacité de pushover, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 04.....	79
<b>Figure IV.41:</b> Courbes de capacité de pushover, accélérogramme EMERVILLE, structure 03.....	80
<b>Figure IV.42:</b> Profils de déplacements inter étages, accélérogramme CHENOUA, structure01 .....	80
<b>Figure IV.43:</b> Profils de déplacements inter étages, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 01.....	81

---

<b>Figure IV.44:</b> Profils de déplacements inter étages, accélérogramme EMERVILLE, structure 01.....	81
<b>Figure IV.45:</b> Profils de déplacements inter étages, accélérogramme CHENOUA, structure 02.....	82
<b>Figure IV.46:</b> Profils de déplacements inter étages, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure02.....	82
<b>Figure IV.47:</b> Profils de déplacements inter étages, accélérogramme EMERVILLE, structure 02.....	82
<b>Figure IV.48:</b> Profils de déplacements inter étages, accélérogramme CHENOUA, structure 03.....	83
<b>Figure IV.49:</b> Profils de déplacements inter étages, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 03.....	84
<b>Figure IV.50:</b> Profils de déplacements inter étages, accélérogramme EMERVILLE, structure03.....	84
<b>Figure IV.51:</b> Profils de déplacements inter étages, accélérogramme CHENOUA, structure 04.....	85
<b>Figure IV.52:</b> Profils de déplacements inter étages, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 04.....	85
<b>Figure IV.53:</b> Profils de déplacements inter étages, accélérogramme EMERVILLE, structure04.....	86
<b>Figure IV.54:</b> Déplacements aux niveaux, accélérogramme CHENOUA, structure 01.....	86
<b>Figure IV.55:</b> Déplacements aux niveaux, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 01.....	87
<b>Figure IV.56:</b> Déplacements aux niveaux, accélérogramme EMERVILLE, structure 01.....	87
<b>Figure IV.57:</b> Déplacements aux niveaux, accélérogramme CHENOUA, structure 02.....	88
<b>Figure IV.58:</b> Déplacements aux niveaux, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 02.....	88
<b>Figure IV.59:</b> Déplacements aux niveaux, accélérogramme EMERVILLE, structure 02.....	89
<b>Figure IV.60:</b> Déplacements aux niveaux, accélérogramme CHENOUA, structure 03.....	89
<b>Figure IV.61:</b> Déplacements aux niveaux, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 03.....	90
<b>Figure IV.62:</b> Déplacements aux niveaux, accélérogramme EMERVILLE, structure 03.....	90
<b>Figure IV.63:</b> Déplacements aux niveaux, accélérogramme CHENOUA, structure 04.....	91
<b>Figure IV.64:</b> Déplacements aux niveaux, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 04.....	91
<b>Figure IV.65:</b> Déplacements aux niveaux, accélérogramme EMERVILLE, structure 04.....	92
<b>Figure IV.66:</b> Effet de l'amplification spectral, accélérogramme CHENOUA, structure 01.....	92
<b>Figure IV.67:</b> Effet de l'amplification spectral, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure01.....	93
<b>Figure IV.68:</b> Effet de l'amplification spectral, accélérogramme EMERVILLE, structure 01.....	93
<b>Figure IV.69:</b> Effet de l'amplification spectral, accélérogramme CHENOUA, structure 02.....	94
<b>Figure IV.70:</b> Effet de l'amplification spectral, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 02.....	94
<b>Figure IV.71:</b> Effet de l'amplification spectral, accélérogramme EMERVILLE, structure 02.....	95
<b>Figure IV.72:</b> Effet de l'amplification spectral, accélérogramme CHENOUA, structure 03.....	95
<b>Figure IV.73:</b> Effet de l'amplification spectral, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 03.....	96
<b>Figure IV.74:</b> Effet de l'amplification spectral, accélérogramme EMERVILLE, structure 03.....	96
<b>Figure IV.75:</b> Effet de l'amplification spectral, accélérogramme CHENOUA, structure 04.....	97
<b>Figure IV.76:</b> Effet de l'amplification spectral, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 04.....	97
<b>Figure IV.77:</b> Effet de l'amplification spectral, accélérogramme EMERVILLE, structure 04.....	98

---

**Liste Des Tableaux**

Tableau II.1: Procédures statiques non-linéaires en parasismique.....	09
Tableau II.2: Valeurs du facteur de modification $C_0$ .....	12
Tableau II.3: Valeur du facteur de modification $C_2$ .....	13
Tableau II.4: FEMA 356 : condition de distribution des charges latérales.....	29
Tableau III.1: Type des éléments en SeismoStruct.....	47
Tableau III.2: Type des sections transversales en SeismoStruct.....	48
Tableau IV.1: Périodes et facteurs de participation modale S1.....	60
Tableau IV.2: Périodes et facteurs de participation modale S2.....	60
Tableau IV.3: Périodes et facteurs de participation modale S3.....	61
Tableau IV.4: Périodes et facteurs de participation modale S4.....	62
Tableau IV.5: Caractéristiques géométriques et ferrailage S1.....	62
Tableau IV.6: Caractéristiques géométriques et ferrailage S2.....	63
Tableau IV.7: Caractéristiques géométriques et ferrailage S3.....	63
Tableau IV.8: Caractéristiques géométriques et ferrailage S4.....	64
Tableau IV.9: Charges appliquées sur la structure 01.....	66
Tableau IV.10: Charges appliquées sur la structure 02.....	67
Tableau IV.11: Charges appliquées sur la structure 03.....	67
Tableau IV.12: Charges appliquées sur la structure 04.....	68

**CHAPITRE I :**  
**INTRODUCTION GENERALE ET**  
**SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE**

## INTRODUCTION GENERALE ET SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

### I.1 Introduction Générale

Les séismes constituent une activité géologique naturelle. Se doter de moyens de prévention contre leurs effets par la mise en place des moyens techniques (dispositions constructives choix du site, choix des matériaux,...) et règlementaires (codes parasismiques) est une entreprise indispensable.

Le principe de base du calcul parasismique consiste à assurer un degré de sécurité acceptable par la société. Dans les codes et règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures sous l'action sismique est conduite en utilisant des méthodes simplifiées selon la nature de l'ouvrage et sa destination. Les techniques d'analyse de ces structures consistent à comparer un paramètre "d'exigence" à un paramètre de "capacité". L'effort tranchant à la base d'une structure est un paramètre utilisé couramment dans la conception parasismique des structures. L'ingénieur calcule la sollicitation (l'effort) provoquée par un séisme donné à la base de l'édifice, et la compare à la résistance du bâtiment.

Des séismes survenus récemment (Northridge, 1993 ; Izmit, 1999 ; Boumerdes, 2003 et Bam, 2003) ont montré l'insuffisance de ces méthodes simplifiées (méthode statique équivalente ou méthode modale spectrale), qui déterminent a priori l'effort sismique susceptible d'être appliqué, puis procèdent à une vérification des déplacements de la structure.

Une structure soumise à un séisme violent est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non-linéaire. Du fait du caractère élasto-plastique du béton armé, la dégradation apparaît soit progressivement, soit brutalement, en diverses parties de la structure, provoquant ainsi la plastification (ou l'endommagement). La rigidité globale est modifiée pendant la réponse dynamique et la capacité résistante dépend du comportement de chaque composant de la structure. La dégradation est plus sensible au "déplacement" qu'à "l'effort", car la ruine est plus liée à une atteinte de la limite en déformation qu'au dépassement d'une limite en effort. Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante (voire non économique). Par ailleurs, le recours à une analyse dynamique temporelle non-linéaire (complexe à l'échelle d'un bureau d'études), même si elle semble être la démarche la plus appropriée pour obtenir une réponse suffisamment réaliste, souffre d'un handicap majeur, à savoir la non disponibilité d'un ensemble d'accélérogrammes représentatifs pour un site donné. Afin de contourner ces limites, plusieurs

approches ont été développées, telles que la méthode des coefficients de déplacement [01], ou la méthode du spectre de capacité [02].

En s'inspirant de ces différentes méthodes, une nouvelle approche, basée sur les concepts de capacité et de performance. Elle consiste à utiliser une procédure de dimensionnement directe grâce à la méthode des déplacements en définissant dès le départ le déplacement cible (limite) de la structure au lieu de la dimensionner sur la base de la méthode des forces (habituellement adoptée par les règlements parasismiques). Cette procédure combine l'analyse statique non-linéaire ("Pushover") classique d'un système à plusieurs degrés de liberté, et l'analyse par spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté dans un nouveau format «d'accélération-déplacements». Il s'agit d'une méthode d'analyse pseudo-statique non-linéaire simplifiée et non temporelle (adaptive). La méthode adaptive est généralisée pour prendre en compte l'effet de l'érouissage en considérant un modèle en fonction de l'amortissement, de la ductilité et des coefficients de réduction.

L'analyse (pushover) conventionnelle suppose un modèle de répartition des charges invariable alors que dans l'analyse adaptive, il n'est pas constant et peut varier en fonction des caractéristiques dynamiques de la structure. Dans ce travail, on se propose d'entreprendre une étude comparative entre l'analyse (pushover) conventionnelle et adaptive sur des structures présentant des caractéristiques différentes afin de mieux apprécier les avantages et les limitations de chaque technique.

## I.2 Synthèse Bibliographique

**Fajfar [03]** présente une technique d'analyse sismique relativement facile et basée sur l'analyse pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté eu une analyse par spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Cette technique appelée N2 a été développée à l'université de Ljubljana et implémentée dans l'Eurocode 8. Cette méthode est formulée dans le format accélération-déplacement qui permet une interprétation visuelle visualisation de la méthode et des relations entre les quantités de base contrôlant la réponse. Sa version de base était limitée aux structures bidimensionnelles. Récemment, cette technique a été étendue aux systèmes 3D. Dans cet article, la technique est décrite et appliquée sur deux exemples pratiques.

**Chopra et Goel [04]** indiquent que l'analyse pushover est devenue une procédure standard dans la pratique de l'ingénieur et que les demandes sismiques sont déterminées par une analyse statique non linéaire utilisant un modèle de chargement monotonement croissant et constant et se basant uniquement sur la contribution du mode fondamental uniquement. Dans cet article, ils proposent la

méthode pushover modale qui peut tenir compte de l'influence des modes supérieurs mais en utilisant toujours un modèle de chargement constant. Ils évaluent aussi ses performances à travers l'étude de 6 structures. Leur principale conclusion est que dans certains cas la méthode peut améliorer la réponse alors que dans d'autres cas aucune amélioration n'a été constatée.

**Sun et al [05]** ont comparé les courbes de capacité sismique de trois types de structures (portique, portique-voile et voile) obtenus avec différents modèles de chargement avec celles obtenues à partir d'une analyse dynamique non linéaire. En se basant sur les résultats obtenus, un modèle de chargement à deux phases : un modèle de chargement triangulaire inversé (mode fondamentale) jusqu'à ce que l'effort tranchant à la base atteigne  $\beta$  fois sa valeur maximale, suivi par un modèle de la forme  $\left(\frac{x}{h}\right)^\alpha$  où  $\beta$  et  $\alpha$  sont des coefficients dépendant du type de la structure considérée est proposé. Ce nouveau modèle de chargement permet une bonne approximation de la courbe de capacité pour les bâtiments à hauteur faible ou moyenne. Pour les bâtiments de grande hauteur, aucun modèle de chargement adéquat n'a été trouvé.

.Barbara et al [06] ont essayé de valider les différentes techniques d'analyse pushover à travers une comparaison avec l'analyse dynamique incrémentale (IDA) utilisant un certain nombre d'accélérogrammes artificiels. Les résultats sont interprétés de manière statistique. Trois procédures pushover ont été considérées : une méthode conventionnelle utilisant le mode fondamental ou un chargement uniforme, et une analyse pushover adaptative basée sur les déplacements. Pour les trois cas étudiés, une comparaison a été faite entre les résultats statiques et dynamiques en termes de courbes de capacité, de profils de déplacements entre les niveaux, les déplacements maximaux et les modes de rupture.

**Antoniou et Pinho [07]** indiquent que la récente tendance vers la conception de structures basées sur la notion de performance pour la conception et l'évaluation des structures en zones sismiques a résulté en une augmentation significative de la demande de développement d'outils d'analyse pushover statiques non linéaires fiables. Ceci a abouti à l'introduction de la technique pushover adaptative qui contrairement à la méthode pushover conventionnelle permet de tenir compte des effets que peuvent avoir sur la distribution des forces sismiques de niveau l'influence des modes supérieurs et dégradation progressive de la rigidité. Dans cet article, les auteurs ont étudié la précision de ces méthodes pushover adaptatives utilisant un modèle de force en les comparant leurs résultats avec ceux obtenus à partir d'analyses dynamiques non linéaires. Ils ont conclu que malgré leur supériorité conceptuelle, les techniques pushover adaptatives en termes de forces n'ont qu'une

supériorité minime par rapport à l'analyse pushover conventionnelle, particulièrement en ce qui concerne l'estimation des déformations des bâtiments qui sont pauvrement prédites par les deux types d'analyses.

**Hemsas et Elhachici [08]** notent que le besoin d'améliorer la méthodologie de calcul des structures soumises à une action sismique a été largement constaté dans les différents codes règlementaires. L'insuffisance des méthodes simplifiées (analyse linéaire équivalente corrigée pour prendre en compte les aspects d'un comportement non-linéaire) et la complexité des méthodes d'intégration temporelles ont poussé à l'émergence d'une troisième voie, celle des méthodes d'analyses statiques non-linéaires. Dans cet article, un macro-élément a été élaboré afin de décrire le comportement des murs voiles en B.A. Ces approches non itératives combinent une analyse statique non-linéaire et une analyse par spectre de réponse. *Le travail présenté consiste* à appliquer ces nouvelles approches aux murs voiles en B.A. Un macro-élément a été élaboré afin de décrire le comportement du mur voile et d'obtenir ainsi sa capacité résistante (vis-à-vis des forces latérales) et d'évaluer ses déplacements relatifs (inter-étages). Une étude comparative entre les déplacements obtenus à partir de deux modèles (la méthode N2 et la méthode pushover modale) et la méthode d'analyse temporelle non-linéaire simplifiée a été conduite.

**Kadid et Boumekik [09]** constatent que durant le séisme de Boumerdes en 2003 de nombreuses structures en portiques en béton armé ont subi des dégâts majeurs soulevant ainsi la question de la fiabilité des systèmes poteaux-poutres en zones sismiques. Pour évaluer le comportement de ce type de structures sous de futurs séismes, une analyse pushover a été faite sur trois structures en portiques de 5, 8 et 12 étages respectivement. Les résultats obtenus permettent de conclure que le comportement des portiques en béton armé proprement conçus

**Antoniou et Pinho [10]** ont présenté une analyse pushover adaptative innovatrice où un ensemble de déplacements latéraux est appliqué au lieu d'un ensemble de forces latérales. L'intégrité de l'algorithme d'analyse a été intensivement vérifiée à travers une étude comparative faite sur douze structures étudiées dans le domaine non linéaire sous charges statiques et dynamique utilisant quatre accélérogrammes. Il est prouvé que la nouvelle technique donne de meilleurs résultats que ceux donnés par une technique basée sur les forces et est beaucoup plus stable même en cas de forte non linéarité.

**Pinho et al [11]** ont indiqué que l'utilisation des techniques d'analyse non linéaire connues sous le nom d'analyses pushover ont gagné une grande popularité durant ces dernières années, confortée

par le grand nombre d'études de vérification qui ont prouvé sa relative bonne précision pour l'estimation de la réponse sismique des structures relativement régulières. L'extension de telles techniques pour les structures irrégulières n'a pas toujours eu les résultats escomptés. Dans cet article, ils ont évalué la précision de ces techniques à travers leur application à une structure fortement irrégulière.

**Pinho et al [12]** constatent que les techniques pushover constituent un moyen pour l'évaluation des structures basées sur la notion de performance et ont été par conséquent largement utilisées. Cependant, ces efforts ont été plus concentrés sur les bâtiments que sur les ponts et par conséquent il est nécessaire de vérifier la validité de leur application aux ponts. Dans ce travail, ils ont utilisé plusieurs variantes d'analyse pushover dans le but de déterminer leur adéquation pour l'analyse sismique des ponts à plusieurs travées. Les résultats trouvés semblent indiquer que les déplacements sont dans l'ensemble bien évalués alors que les forces ne le sont que par les techniques prenant en compte l'influence des modes supérieurs.

### **I.3.Objectifs du présent mémoire :**

Ce travail de recherche vise deux objectifs principaux :

- Permettre à l'impétrant de maîtriser tous les méthodes de modélisation du comportement non linéaire des structures sous charges sismiques dans le cadre de la méthode des éléments finis.
- Evaluer l'influence de type de chargement et facteurs de participation modale sur la réponse sismique des portiques en béton armé.
- Une comparaison entre l'analyse pushover conventionnelle et adaptative.

Pour atteindre ces objectifs, le mémoire est structuré en 5 chapitres. Le premier chapitre est consacré à une introduction générale ainsi qu'à une synthèse bibliographique. Dans le chapitre deux, sont exposés certains fondements théoriques de l'analyse pushover. Tous les aspects de modélisation par éléments finis ainsi que les lois de comportement adoptées ont été décrites de manière détaillée dans le chapitre trois. Dans le chapitre quatre a été entreprise une simulation numérique très intensive sur quatre types de structures soumises à plusieurs types de chargements et trois accélérogrammes Algériens enregistrés. Une analyse statique et une analyse dynamique incrémentale ont été faites. Les conclusions pouvant être tirées de cette étude, les recommandations ainsi que les perspectives futures ont été exposées au chapitre cinq.

**CHAPITRE II :**  
**FONDEMENTS THEORIQUES DE**  
**L'ANALYSE PUSHOVER**

**FONDEMENTS THEORIQUES DE L'ANALYSE (PUSHOVER)****II.1 Procédures Statique Non linéaire****II.1.1 Introduction**

Durant ces dernières années avec le développement des procédures de conception basée sur la performance, la demande de définition de méthodes simplifiées pour estimer, avec un niveau de confiance suffisant, la demande sismique des structures a considérablement augmenté.

Pour l'évaluation sismique d'un système donné, la prise en compte des déplacements inélastiques plutôt que des forces élastiques doit être une approche plus rationnelle, parce que dès que la structure commence à se comporter de manière anélastique les déplacements ont tendance à augmenter pour des niveaux relativement constants des forces latérales. Des résultats antérieurs ont montré que les procédures traditionnelles de conception basées sur les forces (Force-Based) sont clairement limitées. Certains des inconvénients majeurs sont **(i)** elles ne tiennent pas en compte de la redistribution des forces après plastification et **(ii)** ne considèrent pas les modes de rupture potentiels qui résultent des mécanismes des étages médians et supérieurs provoqués par l'influence des modes supérieurs.

Par conséquent, l'application des principes de conception basée sur la notion de performance nécessite la définition de procédures d'analyse capables de fournir une prévision adéquate de tels mécanismes inélastiques tout en évitant un effort excessif de calculs.

Il est incontestable que l'analyse dynamique non-linéaire est la méthode la plus précise pour évaluer la réponse des structures soumises aux tremblements de terre. En effet, n'importe quel type d'analyse statique sera toujours approximatif, compte tenu l'absence remarquable d'effets dépendant du temps. Pourtant, comme noté par Goel et Chopra [13], parmi d'autres, ce type d'analyse n'est pas sans difficultés ou inconvénients, en particulier pour ce qui concerne son application dans un environnement de bureau de conception.

**1/** afin d'utiliser l'analyse dynamique pour la conception parasismique / évaluation des structures, un ensemble de mouvements du sol spécifique au site compatible avec le spectre de l'aléa sismique pour le site doit être simulé. Comme décrit par Bommer et Acevedo [14], parmi d'autres, c'est, pourtant, d'être loin une tâche simple, puisque les codes de conception parasismique donnent des recommandations insuffisantes ou inadéquates sur les procédures, soit **(i)** de génération d'enregistrements artificiels compatibles avec les spectres de réponse, **(ii)** de production d'accélérogrammes synthétiques à partir de modèles sismologiques ou **(iii)** de sélection de suites appropriées d'accélérogrammes réels, éventuellement modifiés pour mieux correspondre à un spectre de réponse donné appartenant à un code. Il est estimé que jusqu'à ce que de meilleures indications sur la sélection de l'enregistrement soient disponibles aux ingénieurs concepteurs, cette première étape restera très difficile à contourner et restera un obstacle à l'utilisation de l'analyse dynamique temporelle pour les applications dans les bureaux d'études.

**2/** malgré l'augmentation significative de la puissance des ordinateurs remarquée durant ces dernières années, l'analyse non-linéaire temporelle reste encore très exigeante de termes de calculs, particulièrement, quand des programmes d'analyse structurelle basés un modèle fibre (inélasticité distribuée) qui sont plus simples à calibrer que les modèles à rotules plastiques (plasticité concentrée) sont utilisés pour modéliser la réponse sismique de structures multi-étages nécessitant des modèles 3D ayant plusieurs milliers d'éléments. Ce problème devient encore plus significatif si l'on considère que les analyses devront être répétées un nombre important de fois, non seulement parce que les codes de conception ou les documents d'orientation recommandent l'utilisation d'un nombre relativement important d'enregistrements de tremblement de terre dans le but de justifier une validité probabiliste minimale des résultats, mais aussi, et peut-être surtout, parce que le processus d'analyse d'une structure donnée est toujours un processus itératif, étant donné que les erreurs de modélisation sont couramment rencontrées au fur et à mesure que le processus de conception et d'évaluation évolue.

**3/** même dans les situations où l'expertise et les ressources pour l'exécution des analyses temporelles sont disponibles, il est souvent courant d'entreprendre une analyse préliminaire simple (par exemple des analyses modales et statiques) pour permettre une première vérification du modèle ; les erreurs d'assemblage d'un modèle éléments finis sont difficiles à détecter à partir des résultats d'analyses dynamiques, tandis qu'ils ont tendance à être relativement évidentes à partir d'une analyse modale ou pushover. Par exemple, l'allure des premiers modes de vibration d'un modèle de

construction peut être utilisée pour vérifier si les éléments et les masses ont été correctement distribués, tandis que l'examen d'une courbe mono tonique de capacité force-déplacement peut servir à évaluer rapidement si la résistance et la ductilité des éléments ont été correctement attribuées. En fait, les analyses statiques, même si elles sont des méthodes simplifiées, assurent également de nombreuses informations importantes sur la réponse structurelle, telles que **(i)** l'identification des zones critiques, où de grandes déformations inélastiques peuvent se produire, **(ii)** l'individuation des irrégularités de résistance en plan et en élévation qui pourraient provoquer des changements importants des caractéristiques inélastiques dans la réponse dynamique [15], **(iii)** l'évaluation de la demande en force dans les éléments potentiellement fragiles, et **(iv)** prédiction de la séquence de plastification et de rupture des éléments structuraux. En outre, la visualisation que permet la courbe de capacité d'une analyse en termes de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet, concernant la rigidité, la résistance et la ductilité d'une structure donnée, constitue le type des données qualitatives qui sont toujours les plus informative et utiles, dans une application de conception, même lorsque l'analyse temporelle est ensuite utilisée pour les vérifications définitives.

Ce qui précède indique la nécessité de développer et d'améliorer la performance des analyses statiques non-linéaires de sorte que ces outils puissent devenir encore plus fiables et plus utiles lorsqu'elles sont utilisées comme substitution à l'analyse temporelle dans la conception parasismique et l'évaluation des structures relativement simples, ou comme complément à l'analyse dynamique pour les structures complexes.

## **II.2 Procédures Statiques Non-linéaires (PSN) en Génie Parasismique**

Les procédures statiques non-linéaires apparaissent comme l'un des outils d'analyse les plus attrayants en raison de leur facilité d'utilisation et aussi parce qu'elles fournissent une représentation graphique simple et efficace de la réponse structurelle, au moyen de la courbe pushover. Celle-ci relie directement la capacité du système, généralement en termes d'effort tranchant à la base, avec la réponse d'un nœud structurel significatif (nœud de contrôle) : ce type de représentation de la réponse globale permet une idéalisation directe du système comme un système à un seul degré de liberté qui simplifie considérablement la procédure de conception (ou d'évaluation).

La majorité des procédures statiques non-linéaires suivent les mêmes principes de base :

1. Une analyse pushover est faite.
2. Un système à un seul degré de liberté équivalent, basé sur la courbe pushover, obtenu le long d'une analyse statique pushover, est défini.
3. La demande maximale globale en déplacement est estimée, d'après un spectre de réponse réglementaire choisi.
4. La réponse du système à un seul degré de liberté et la réponse réelle de la structure est reliée au moyen d'un coefficient de forme, généralement identifié comme étant le coefficient de participation modale du premier mode.
5. Enfin, les paramètres de réponse, les déplacements entre les niveaux et les forces agissant sur chaque élément de structure, peuvent être évalués, sachant que la demande globale, à travers la courbe pushover (ou la courbe de capacité) du système.

En raison de la nature simplifiée de telles méthodes, elles impliquent de nombreuses questions non résolues concernant à la fois la capacité de capturer la réponse dynamique au moyen d'une analyse pushover ainsi que l'efficacité de l'idéalisation par systèmes à un seul degré de liberté.

Toutes les analyses pushover proposées diffèrent essentiellement par la définition de la demande en déplacement global (étape 3) et peuvent être classés en deux groupes principaux : les procédures de linéarisation équivalente et les méthodes du coefficient, Tableau (II.1).

procédures de linéarisation équivalente	Rosenblueth et Herrera (1964) ; Gülkan et Sozen (1974) Iwan (1980) ; DDBD, Priestley et Kowalsky (2000) CSM, Freeman (1994); CSM (Chopra et Goel, 1999)
les méthodes de coefficient	Newmark et Hall (1982) ; Miranda (2000) FEMA 356 (ASCE, 2000) ; N2-method, Fajfar (1999)

**Tableau (II.1) :** Procédures statiques non-linéaires en parasismique

Dans ce qui suit on présentera les procédures utilisant l'analyse pushover et qui sont implémentées dans certains codes parasismiques.

### II.2.1 Eurocode 8

L'analyse pushover adoptée dans ce code de conception sismique est la procédure développée par Fajfar [16] qui consiste à la définition d'un système à un seul degré de liberté bilinéaire (Fig. II.1) correspondant au premier mode de vibration en supposant que la contribution des autres modes est négligeable. Le déplacement de conception (ou le déplacement maximal) pour la conception sismique est défini comme un déplacement du spectre de réponse pour une période élastique du système à un seul degré de liberté ( $T^*$ ) tenant compte de la ductilité du système, au moyen d'un facteur d'amplification, alors que l'approche du déplacement équivalent entre la réponse du système linéaire et la réponse du système non-linéaire ne peut pas être appliquée (gamme des périodes courtes).

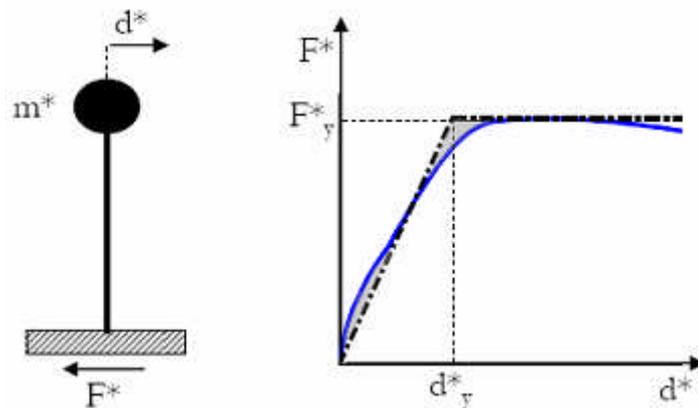


Figure (II.1) : Système équivalent d'un seul degré de liberté.

### II.2.2 Méthode de coefficient dans FEMA 356

L'analyse pushover adoptée dans FEMA 356, la méthode de coefficient, consiste en la définition d'un système à un seul degré de liberté linéaire équivalent considérant une période effective  $T_e$  obtenue à partir de la période initiale  $T_0$ , pour tenir compte d'une certaine perte de rigidité lors de la transition du comportement élastique vers le comportement anélastique. Cette procédure estime tout le déplacement maximal de l'oscillateur à un seul degré de liberté en multipliant la réponse élastique du système à un seul degré de liberté (supposant assurant les propriétés initiales linéaires, la rigidité et l'amortissement) par un ou plusieurs coefficients empiriquement dérivés (fig. II.2). Ces coefficients tiennent compte (i) de l'idéalisation comme système à un seul degré de liberté (un facteur de forme étalonne la réponse du système à un seul degré de liberté au déplacement au sommet du bâtiment), (ii) la réponse linéaire assumée (caractérisé

en termes de résistance, ductilité et période (relations de R-μ-t), (iii) dégradation de la rigidité et de la résistance, et (iv) l'amplification dynamique de la réponse due l'effet de P-Δ. Il convient de noter que le déplacement de conception est défini au moyen d'une procédure itérative jusqu'à la convergence de l'amplitude linéaire de déplacement du système à un seul degré de liberté vers l'ordonnée du spectre de réponse.

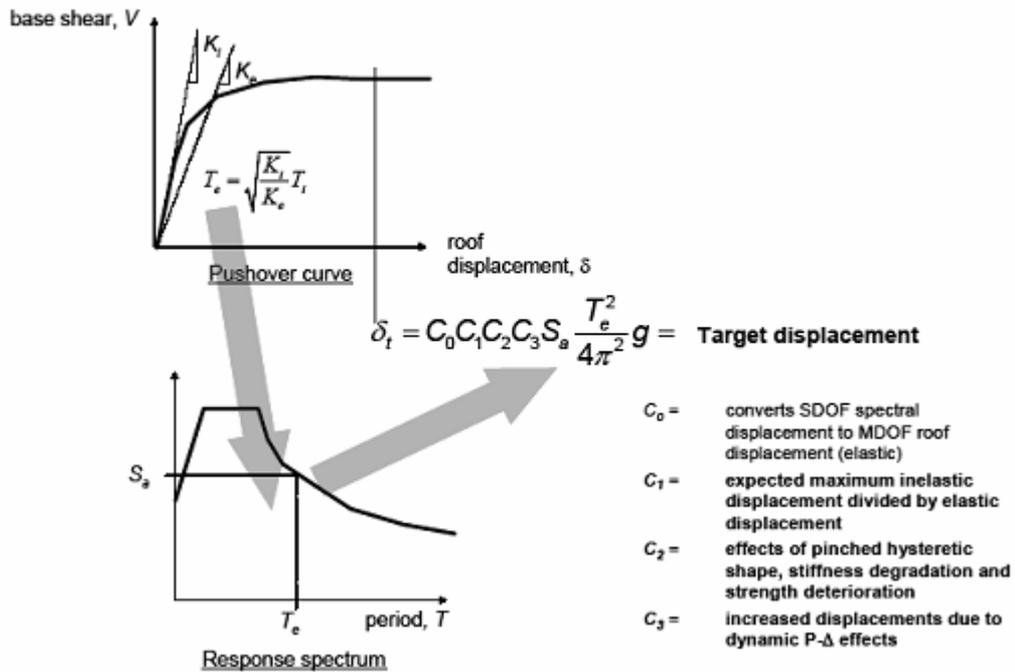


Figure (II.2) : Méthode du coefficient.

Le déplacement cible est donné par la relation :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \tag{II.1}$$

Avec :

$T_e$  : La période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée. La période effective est calculée à partir du diagramme bilinéaire de la loi de comportement (Déplacement – effort tranchant)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \tag{II.2}$$

$K_e$  : Rigidité latérale effective qui est de l'ordre de 60% de la résistance de plastification.

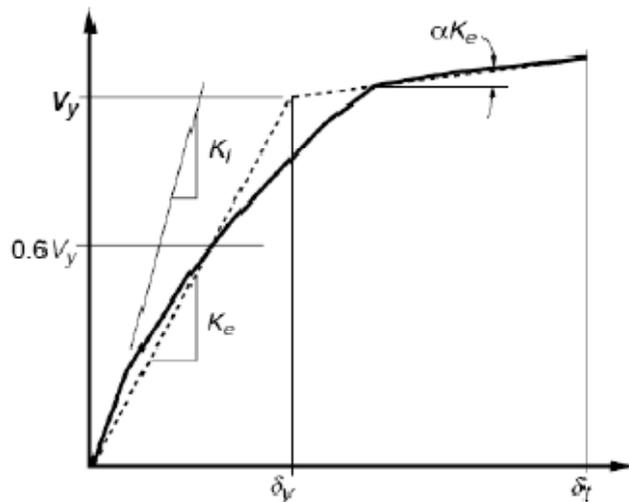


Figure (II.3) : Détermination de la rigidité effective

$C_0$  : Facteur de modification qui reflète le déplacement spectral et le déplacement d'étage de la structure. Il est calculé selon le tableau suivant :

Nombre d'étage	Facteur de modification $C_0$
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
+10	1.5
Une interpolation linéaire doit être utilisée pour les valeurs intermédiaires	

Tableau (II.2) : Valeurs du facteur de modification  $C_0$

$C_1$  : Facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de la réponse linéaire élastique :

$$C_1 = 1 \text{ Pour } T_e \leq T_0$$

$$C_1 = \frac{1 + (R - 1)T_0/T_e}{R} \text{ Pour } \frac{T_e}{T_0} \quad (\text{II. 3})$$

$T_0$  : La période propre fondamentale.

$R$  : Le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \frac{1}{C_0} \quad (\text{II. 4})$$

$S_a$  : L'accélération spectrale

$V_y$  : La limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire.

$W$  : Poids total de la structure.

$C_2$  : Facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal, qui est fonction du degré de plastification des éléments structuraux.

Niveau de 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
1. Les portiques dont lesquels la résistance et la rigidité peuvent être détériorés sous un séisme.				

**Tableau (II.3) :** Valeur du facteur de modification  $C_2$ .

$C_3$  : Facteur de modification qui prend en compte l'augmentation du déplacement dû à l'effet P-Δ :

$$C_3 = 1 + \frac{\alpha(|R - 1|)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \quad (\text{II. 5})$$

$\alpha$  : Le rapport de la rigidité post-élastique et de la rigidité élastique.

### II.2.3 Méthode de la capacité spectrale dans l'ATC40

L'analyse pushover adoptée dans ce code est la méthode de la capacité spectrale proposée par Freeman [17]. Cette technique, basée sur une méthode de linéarisation équivalente, estime le

déplacement maximal global de la structure par un procédé graphique itératif (Fig. II.4). L'hypothèse de base est que la déformation maximale inélastique d'un système à un seul degré de liberté non linéaire peut être approchée à partir de la déformation anélastique maximale d'un système à un seul degré de liberté élastique linéaire ayant une période et un coefficient d'amortissement plus larges que les valeurs initiales d'un système inélastique.

Selon cette procédure, la courbe de capacité est convertie en une réponse pushover d'un système à un seul degré de liberté équivalent et reportée sur les mêmes axes que la demande due à un mouvement sismique dans le format spectre de réponse en accélération-déplacement (ADSR), en supposant à priori un coefficient d'amortissement. La période sécant à l'intersection identifie la période équivalente du système à un seul degré de liberté avec un rapport du coefficient d'amortissement visqueux proportionnel à la zone limitée par la courbe de capacité du système à un seul degré équivalent non linéaire. Du fait que les la période et l'amortissement sont fonction du déplacement, la procédure exige des itérations jusqu'à ce que l'amortissement soit égale à la valeur calculée pour le déplacement de conception.

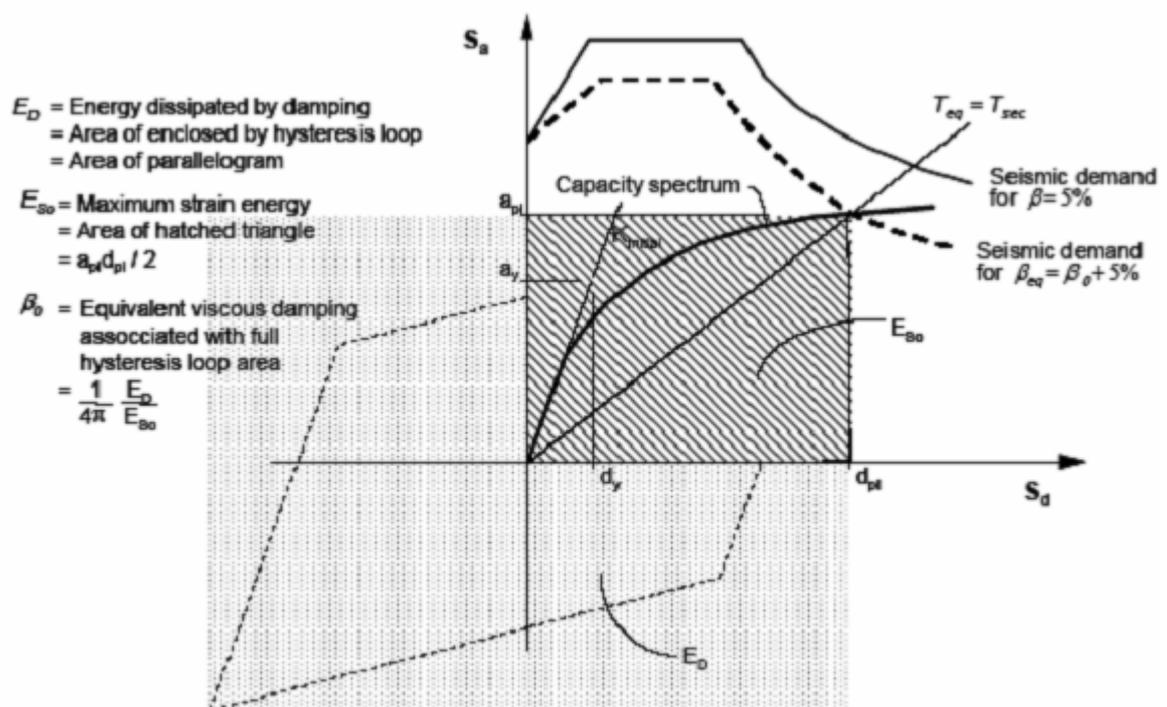


Figure (II.4) : Méthode de spectre de capacité (ATC40).

Récemment, ATC-55 [18] démontre que la méthode du coefficient (comme proposé dans la FEMA 356) ainsi que le CSM (comme proposé dans l'ATC-40) montrent certaines inconsistances dans la

prédiction de la demande en déplacement. Ainsi, ils proposent une nouvelle formulation de ces deux approches de conception. Les méthodes de conception actualisées obtenues conduisent approximativement les mêmes résultats avec une amélioration significative de la prévision de la demande en déplacement par rapport aux résultats de l'analyse temporelle.

Comme il peut être conclu de ce qui précède, ces procédures diffèrent seulement dans l'approche utilisée pour estimer la demande globale en déplacement (paramètre global de réponse, c.-à-d. déplacement au sommet ou la demande en déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent) ; au lieu de cela, la méthode de pushover affectera non seulement la demande globale de réponse mais aussi les paramètres de réponse locaux d'intérêt, car les deux sont liés à la courbe de capacité obtenu. Pour cette raison une prévision plus précise de la réponse dynamique au moyen d'une analyse pushover est un élément fondamental, et donc la nécessité des nouvelles améliorations dans ce domaine a augmenté de ces dernières années.

### II.3 Analyse pushover en Génie Parasismique

L'analyse pushover qui représente l'outil d'analyse fondamental dans toutes les analyses statiques non linéaires, est une méthode statique qui intègre directement les caractéristiques non linéaires des matériaux. Un modèle mathématique du bâtiment, qui inclut tous les éléments de contreventement principaux, est soumis à un modèle de chargement invariant monotone croissante (ou adaptative) de forces latérales (ou déplacements) jusqu'à ce qu'un déplacement cible prédéterminé soit atteint ou le bâtiment soit sur le point de s'effondrer.

Le terme analyse pushover décrit une variante moderne de la méthode d'analyse classique d'effondrement [19], Elle fait référence à une procédure d'analyse permettant une solution itérative incrémentale des équations d'équilibre statique pour obtenir la réponse d'une structure soumise à un modèle de chargement latéral monotonement croissant. La résistance de la structure est évaluée et la matrice de rigidité est actualisée en chaque incrément, jusqu'à la convergence. La solution continue jusqu'à ce que **(i)** un état de performance limite prédéfinis est atteint, **(ii)** l'effondrement de la structure est commence ou **(iii)** le programme ne parvient pas à converger. De cette façon, chaque point de la courbe de capacité résultante déplacement par rapport à l'effort tranchant à la base représente un état de contrainte effective et équilibrée de la structure, c'est à dire un état de déformation ayant une correspondance directe avec le vecteur des forces externes appliquées. Même si elles représentent un outil analytique simplifié, par rapport à l'analyse dynamique non linéaire, elles peuvent fournir des informations importantes sur la réponse structurelle tels que :

- Identifier la progression de la courbe globale de la capacité de la structure.
- Identifier les régions critiques, où les grandes déformations non élastiques peuvent se produire.
- Identifier les irrégularités en plan et en élévation qui pourraient causer les changements importants des caractéristiques inélastiques dans la réponse dynamique [15].
- Estimer la demande en force dans les éléments potentiellement fragiles.
- prédire la séquence de plastification et /ou de rupture des éléments structuraux.

Les méthodes statiques non linéaires présentent un certain nombre des limites, qui proviennent essentiellement de leur nature intrinsèquement statique. Ces limitations deviennent particulièrement évidentes lorsque les portiques flexibles de grande hauteur, dont la réponse peut être fortement influencée par l'effet des modes supérieurs, sont évalués.

Les limitations les plus importantes dans l'application du PSN actuelles sont dues à la nature statique de ce type d'analyse. En fait les PSN supposent que toutes les quantités de réponse structurelle (déplacements, forces internes, déformations plastiques etc.) peuvent être estimées au moyen de celles enregistrées dans une analyse pushover au niveau du déplacement de conception.

En raison que la nature statique de l'analyse, la réponse globale du système ne peut pas être estimée de manière fiable en raison d'une inexacte prédiction des déformations, principalement en raison de (i) l'effet des modes supérieurs et / ou (ii) une demande élevée en ductilité, conduisent à une redistribution des forces internes par rapport au communément admis premier mode de réponse, ce qui entraîne une concentration des déformations là où il y a localisation des dommages. En particulier, les contributions des modes supérieurs sont généralement difficiles à identifier, et la propagation des déformations inélastiques entre les éléments de structure conduit à la dégradation et à l'adoucissement du système résultant en un allongement de la période et le changement des caractéristiques de la déformée modale.

De plus, les procédures pushover sont incapables de reproduire des effets dynamiques spécifiques, tels que : (i) tenir compte non seulement l'énergie de déformation, mais aussi d'autres sources de dissipation d'énergie (énergie cinétique et amortissement visqueux) ainsi que les effets de durée, (ii) tenir compte la réponse spécifique au site en tenant compte à la fois des propriétés dynamiques réelles du système et le contenu fréquentiel des mouvements sismiques.

Les effets tridimensionnels sont également difficiles à incorporer, tandis que les effets du chargement cyclique de tremblement de terre ne peuvent pas être modélisés.

Avec l'hypothèse d'un modèle de chargement adaptative, au lieu d'invariant, modèle de charge latérale (soit des forces ou des déplacements), actualisé sachant que les propriétés dynamiques courantes du système pendant l'analyse, le changement de la résistance locale et des caractéristiques modales de la structure peut être pris en compte. De cette façon, la dégradation de rigidité et l'allongement de période induite par l'accumulation progressive des dommages peuvent être pris en compte lors de l'analyse de pushover.

D'autres améliorations, comme discutées plus tard, peuvent être réalisées considérant la contribution de plusieurs modes en combinant leurs réponses respectives avec une règle appropriée de combinaison. De cette façon, l'effet des modes supérieurs peuvent être considéré, et si les contributions modales sont pondérées en fonction d'un spectre de réponse spécifique au site certains résultats peuvent être également obtenus.

Finalement, une question importante, actuellement ignorée dans tous les codes de calcul, concerne la définition d'un vecteur de charge en déplacements plutôt qu'en forces latérales. Bien qu'il ne puisse constituer une approche acceptable utilisant une forme vectorielle invariante qui conduit à un mode de rupture prédéfinie et souvent peu fiable, il permet une meilleure compréhension de la déformation de la structure dans le domaine anélastique si une approche adaptative est utilisée [10].

### **II.3.1 Pushover conventionnelles**

L'analyse pushover conventionnelle consiste en l'application et l'augmentation monotone d'un modèle de force latérale prédéfinie, maintenue constante pendant toute l'analyse. Le modèle de charge latérale doit approcher les forces d'inertie prévues dans le bâtiment durant un tremblement de terre. Cependant, la répartition de la force d'inertie varie en fonction de la puissance du tremblement de terre et avec le temps, en raison de changements dans la contribution des différents modes dans le domaine élastique et aussi comme une conséquence de la propagation des déformations inélastiques dans le système. Ainsi, l'adoption d'un modèle de charge invariant est une approximation qui est susceptible de donner des prévisions précises seulement pour les éléments structuraux de moyenne hauteur, où le comportement du système est dominé par un mode unitaire.

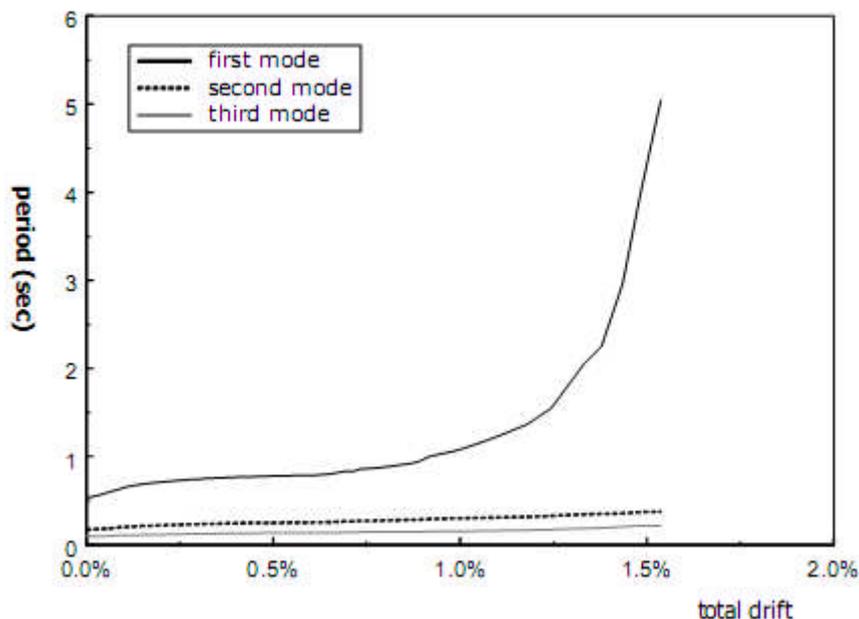
Généralement, les vecteurs de forces latérales suivants sont adoptés:

- 1er Mode: les forces sont proportionnelles à l'amplitude du premier mode de vibration élastique et la masse à chaque étage.

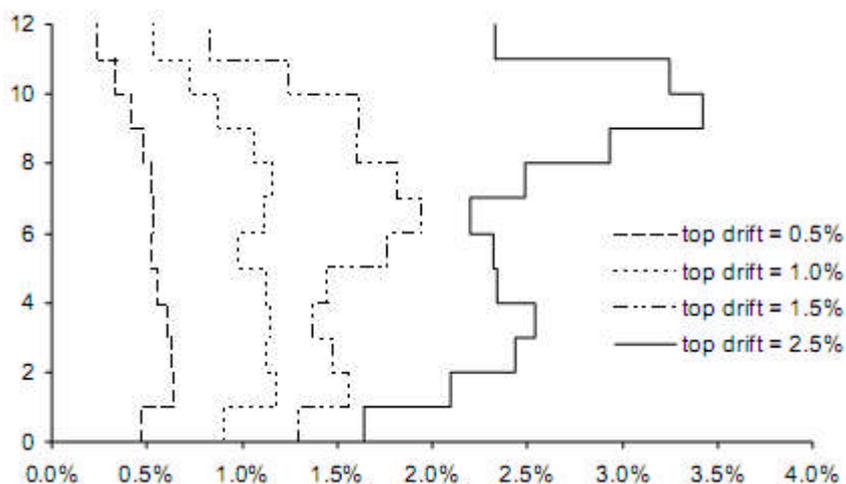
- Triangulaire inversée: les forces sont linéairement croissante avec la hauteur, afin de se rapprocher de la déformée du 1er mode de la structure avec une distribution régulière de la géométrie et de la masse.
- Uniforme (ou rectangulaire): le modèle de la force est uniforme, avec la hauteur du bâtiment. Il s'agit d'une représentation approximative de la répartition des forces d'inertie dans le domaine inélastique en supposant que la structure a formé un étage souple.
- Distribution d'après un code : la distribution spécifiée par un code varie habituellement d'une forme triangulaire inversée à une forme parabolique. De nombreux chercheurs ont analysé les performances et défini les limites de l'utilisation de ce type de modèles basés sur les forces. Parmi ceux-ci Mwafy et Elnashai [20], et Gupta et Kunnath [21], ont constaté que dans le domaine élastique avec des distributions de forces ayant une forme triangulaire ou trapézoïdale permettent une meilleure correspondance avec les résultats de l'analyse dynamique, pour de grandes déformations, après que la structure ait subi des dommages importants à un niveau particulier, les enveloppes dynamiques sont plus proches des solutions données par une distribution uniforme des forces.

### II.3.2 Pushover Adaptive

Les procédures pushover conventionnelles, ne sont pas théoriquement solides car elles négligent tout changement dans les propriétés de vibration de la structure lors de l'excursion dans le domaine inélastique. La principale raison derrière la contre-performance de ces méthodes classiques pushover est le fait qu'elles ne tiennent pas en compte de l'effet d'accumulation de dommages, provoqué par les niveaux croissants de la déformation imposée sur la structure, et sur la réponse ultérieure. La déformation cumulée du matériau induit une diminution de la rigidité qui, à son tour, provoque un allongement des périodes de vibration, qui ensuite, en fonction de la forme du spectre de réponse utilisé (ou du contenu fréquentiel de l'enregistrement), peut déclencher des changements significatifs dans les caractéristiques de réponse des bâtiments (comme clairement représenté sur les figures (II.5 et II.6). Krawinkler et Seneviratna [15] ont résumé ce qui a été dit plus haut par une seule phrase : des modèles de charges fixes en analyse pushover sont limitatifs, même si leur premier mode ou plusieurs modes sont dérivés, car aucune distribution fixe n'est en mesure de représenter la réponse dynamique durant le domaine complet de déformation.



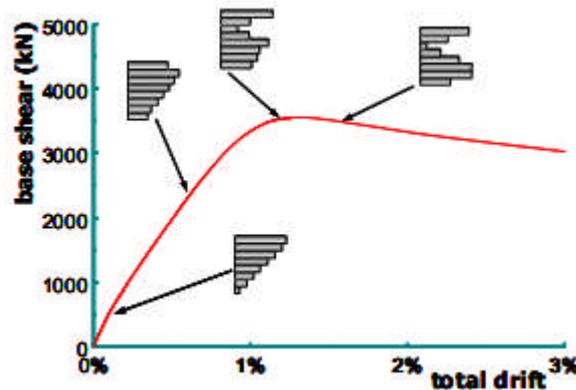
**Figure (II.5) :** Périodes de vibration d'une structure à 4-étages sous des niveaux croissants de la déformation



**Figure (II.6) :** Profil de dérive d'Inter-étages d'un bâtiment à 12-étages soumis aux niveaux croissants de la déformation

En raison des limites susmentionnées, ces dernières années ont vu le développement et l'introduction des méthodes dites Pushover Adaptives dans lesquelles le vecteur de chargement est actualisé à chaque étape de l'analyse, représentant la dégradation progressive de la rigidité de la structure induite par l'excursion dans la zone inélastique, comme schématiquement représenté sur la figure II.7. ci-dessous, il convient de noter que, dans l'analyse pushover adaptive la réponse de la

structure est calculé de façon progressive, à travers une procédure de linéarisation par morceaux, rendant donc la possibilité d'utilisation de la rigidité tangente au début de chaque incrément, avec la masse du système, pour calculer les caractéristiques de chaque réponse modale de chaque pseudo-système incrémental à travers une analyse modale élastique, et l'utilisation de telles quantités modales pour actualiser le vecteur de chargement pushover.



**Figure (II.7) :** Pushover adaptive : la forme du vecteur de chargement actualisée à chaque étape d'analyse.

Plusieurs chercheurs ont proposé des distributions de la charge adaptative (forces ou déplacements) qui essaient de suivre de près les distributions variant dans le temps des forces d'inertie, associées aux nouvelles propriétés modales du système ([22] ; [23] ; [24] ; [25] ; [21] ; [26] ; [07] ; [10] ; [27]). Ces méthodes représentent (i) l'étalonnage du spectre spécifique au site et (ii) l'augmentation des contributions des modes, et aussi pour (iii) la modification de la résistance locale et des caractéristiques modales de la structure induite par l'accumulation des dommages.

L'application des forces plutôt que des déplacements représente une source importante d'approximation, même dans le domaine élastique, parce que, en raison de la perte du signe (associé aux règles de combinaisons SRSS ou CQC), les contributions modales peuvent seulement ajouter au modèle de la force globale, et induit ainsi des erreurs dans l'évaluation des déformations locales. Ce problème a été reconnu par Aydinoglu, [27] et Antoniou et Pinho, [10], qui ont proposé d'autres approches alternatives basées sur les déplacements, comme il sera discuté. De plus, avec la tendance actuelle vers l'engineering basé sur la notion performance, il y a aussi actuellement un élan pour le développement et la mise en œuvre dans les codes des méthodes en déplacements ou, plus généralement, de conception et d'évaluation basées sur la notion de déformation. Par

conséquent, il semblerait que l'application de chargement en termes de déplacement, plutôt que des forces, dans les procédures pushover serait une option appropriée pour l'analyse statique non linéaire des structures soumises aux tremblements de terre. Toutefois, en raison de la nature invariable du vecteur de chargement en déplacement appliqué, l'analyse (non-adaptive) conventionnelle basée sur les déplacements peut biaiser des caractéristiques structurales importantes, telles que la résistance les irrégularités et les étages souples, si le modèle de déplacement a adopté au début de l'analyse ne correspond pas au mécanisme de la rupture post-élastique de la structure. Par conséquent, lorsque seulement des outils d'analyse statique non linéaire non adaptive sont disponibles, comme cela a été le cas dans le passé, l'analyse pushover basée sur les forces constitue un choix préférable par rapport à celle basée sur les déplacements.

D'un autre côté, cependant, si l'on est capable d'appliquer les déplacements, plutôt que de forces, de façon adaptive, c'est-à-dire avec la possibilité de d'actualiser le modèle de chargement en déplacements en fonction des propriétés structurales du modèle à chaque étape de l'analyse, alors un outil statique non linéaire basée sur la déformation conceptuellement promoteur est obtenu.

Enfin, parmi les méthodes adaptives (qu'elles soient en forces ou en déplacements) Il convient de distinguer entre les procédures à une seule exécution, où une seule analyse pushover est entreprise par l'application d'un modèle de forces latérales progressivement croissantes, et des procédures à exécutions multiples où les analyses pushover sont faites sous différents vecteurs de forces et les résultats obtenus sont ensuite. Un aperçu de ces types de régimes pushover sera présenté dans les sections suivantes.

### II.3.2.1 Analyse Pushover Adaptive à une seule exécution:

Reinhorn [22] et Bracci et al. [23] ont été les premiers à introduire une procédure qui utilise des modèles entièrement adaptive. L'analyse commence par l'hypothèse d'une répartition de la charge latérale initiale, généralement triangulaire, alors que les charges supplémentaires imposées dans les incréments ultérieures sont calculées à partir des efforts de cisaillement instantanés des étages du pas de chargement précédent.

$$\Delta F_i^{j+1} = V^j \left( \frac{F_i^j}{V^j} - \frac{F_i^{j-1}}{V^{j-1}} \right) + \Delta P^{j+1} \left( \frac{F_i^j}{V^j} \right) \quad (\text{II. 6})$$

Où  $i$  et  $j$  représentent l'emplacement de l'étage et le pas de l'analyse respectivement,  $\Delta F_i^{j+1}$  est la force incrémentale du  $i^{\text{ème}}$  étage à l'étape  $j + 1$ ,  $V$  est l'effort tranchant total à la base,  $F$  la force appliquée l'étage,  $\Delta P^{j+1}$  est l'effort tranchant incrémental.

Cette procédure a été mise en œuvre dans le logiciel d'analyse dynamique IDARC [28] conduisant à des résultats apparemment prometteurs. Lefort [29] a mis en œuvre une version étendue de cette méthode, qui emploie une équation supplémentaire d'étalonnage de force pour tenir compte des contributions des modes supérieurs, obtenant, cependant, des réponses à précision limitée.

Une autre méthode a été proposée par Requena et Ayala [24], qui ont discuté deux variantes de l'analyse pushover adaptative (appelées approches 2-A et 2-B) et les ont comparées avec un système modal à modèle fixe. Alors que dans l'une des approches charges des étages ont été obtenues par une combinaison SRSS des forces modal, dans l'autre la distribution des charges latérales est définie d'après un mode équivalent fondamental, qui est défini par une combinaison de plusieurs modes propres utilisant la règle SRSS. Cette procédure est répétée à chaque modification de la rigidité structurelle, comme la formation et le développement de nouvelles rotules plastiques, par conséquent la distribution de la charge latérale reflète l'état actuel de l'inélasticité. Bien que les procédures proposées soient attrayantes du fait qu'elles sont théoriquement rigoureuses et tiennent compte explicitement des modes supérieurs et des contributions spectrales, les résultats d'analyse présentés par Requena et Ayala [24] ont été limités et la précision des procédures ne pouvaient pas être effectivement évaluée ou jugée.

Une méthodologie alternative de l'analyse pushover adaptative a été proposée par Albanesi et al. [25], qui ont suggéré une analyse Pushover adaptative basée sur l'énergie, selon laquelle les profils des forces latérales/ déplacements imposés à chaque pas de charge sont censés prendre en compte non seulement les propriétés d'inertie de la structure mais aussi l'énergie cinétique que celle-ci devrait mobiliser lorsqu'elle est soumise à une charge sismique. Les résultats obtenus, cependant, ne semblent pas particulièrement exceptionnels par rapport aux procédures conventionnelles La méthode était très instable et avait tendance à s'arrêter pour un niveau de déformation très faible (moins de 1% dans certains cas), alors que les valeurs prédites de l'effort tranchant à la base n'étaient pas fiables. En outre, aucune procédure claire pour l'application et l'actualisation des charges latérales n'a été décrite.

Enfin, Elnashai [26] a proposé un schéma pushover adaptative qui semble englober, dans un algorithme d'analyse pushover unique, toutes les caractéristiques avancées décrites ci-dessus. Cette procédure d'exécution simple est entièrement adaptative et multimodale et tient compte de la dégradation du système et de l'allongement période en actualisant la répartition des forces à chaque

pas de charge (ou à des pas de charges prédéfinis) de l'analyse. Les propriétés dynamiques de la structure sont déterminées par des analyses modales qui considèrent l'état instantané de la rigidité structurelle, à chaque pas de l'analyse. Des formes spectrales spécifiques de site ou enregistrées peuvent être également explicitement considérées dans l'étalonnage des forces, de manière à tenir compte de l'amplification dynamique que pourrait avoir le mouvement du sol sur les différents modes de vibration de la structure. Le travail d'Elnashai, a cependant été limité à des modèles simples en brochettes pas nécessairement réalistes. L'algorithme de cette technique pushover basée sur les forces été ensuite développé et testé par Antoniou et Pinho [07], qui ont également proposé et vérifié une alternative pushover adaptative basée sur les déplacements, [10].

### II.3.2.2 Analyses Pushover Adaptives à exécution-Multiples:

Une méthodologie pushover adaptative à exécutions multiples a été proposée par Gupta et Kunnath [21], dans laquelle les charges appliquées sont constamment actualisées, en fonction des caractéristiques dynamiques instantanées de la structure, et un spectre spécifique le site peuvent être utilisé pour définir le modèle de chargement. Selon cette méthode, l'analyse des valeurs propres est effectuée avant chaque incrément de charge, et ensuite les modèles de forces ( $F_{ij}$ ), correspondant au nombre de modes choisi, sont considérés. Les efforts tranchants  $V_j$  associés avec chaque mode de réponse sont combinés avec la technique SRSS pour trouver une valeur globale  $V$ , puis chaque modèle de force est étalonné leur pas incrémental unique ( $S_n V_j$ ), tenant compte du nombre de pas de charges ( $N_s$ ) et l'effort tranchant cible ( $V_B$ ) supposé.

$$V_j = \sum_{nEtages} F_{ij} \quad (\text{II. 7})$$

$$V = SRSS(V_j) \quad (\text{II. 8})$$

$$S_n = \frac{V_B}{N_s V} \quad (\text{II. 9})$$

$$\bar{V}_j = S_n V_j \quad (\text{II. 10})$$

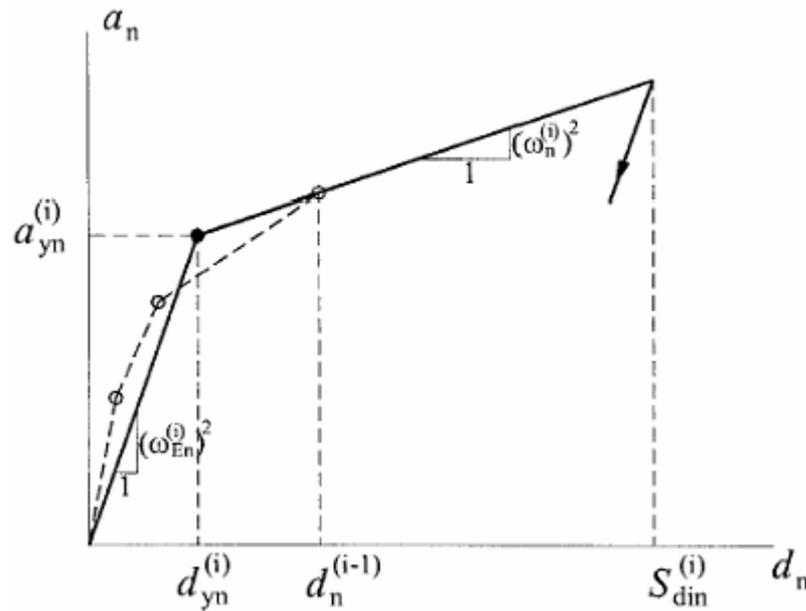
Ensuite, une analyse statique est faite pour chaque mode de façon indépendante et les réponses obtenues pour chaque mode sont combinés en utilisant la technique SRSS et ajoutées aux valeurs

correspondantes de l'étape précédente. Les estimations des déplacements entre les étages et la séquence de la formation de mécanismes de rupture locale ou globale (c.-à-d. emplacement des rotules plastiques) présentées dans le document ont été satisfaisantes. Cependant, l'utilisation de la SRSS pour combiner les différentes réponses pushover, déterminées pour chaque mode, implique que l'équilibre structurel n'est pas satisfait à la fin de chaque pas de charge.

Parmi multiple-exécution les procédures adaptives, même si il n'appartient pas proprement à la catégorie des méthodes basées sur l'analyse pushover, mérite d'être mentionné, la procédure d'analyse incrémentale par spectre de réponse proposée par Aydinoglu [27]. Il considère que la réponse structurale ne peut pas être correctement évaluée au moyen d'une analyse pushover puisqu'elle est basée sur la définition d'une courbe pushover et ainsi fondamentalement limitée par la réponse du premier mode. De plus, il a reconnu que **(i)** les caractéristiques de chargement ne peuvent pas être basées sur l'accélération spectrale instantanée élastique, non compatible avec la réponse instantanée non élastique, **(ii)** la contribution de plusieurs modes dans la formation des rotules plastiques ne peut pas être négligée, et que **(iii)** l'application de la combinaison modale pour la définition des charges sismiques équivalentes (c.-à-d. actions, plutôt que combinaisons des réponses) peut mener à des résultats peu réalistes. Pour dépasser de telles limitations, la procédure a pour but principal, au moyen d'une idéalisation de la réponse structural linéaire par morceaux et suivant une méthodologie adaptive basée sur les déplacements, d'estimer les quantités structurales de réponse d'intérêt sans reproduire n'importe quelle courbe de pushover. Ainsi elle peut être considérée, plus probablement, comme une procédure alternative aux techniques pushover.

Les principales étapes de cette méthode sont :

- Tout d'abord les propriétés modales du système sont actualisées au début de chaque pas de l'analyse.
- Le diagramme de capacité modale (accélération modale en fonction du déplacement modal) obtenu dans les étapes précédentes est converti en un diagramme bilinéaire, et que (soit par la résolution de l'équation dynamique d'un système à un seul degré de liberté ou au moyen d'un spectre de réponse spécifié), le pic du déplacement modal inélastique correspondant pour l'incrément du déplacement actuel  $i$  ( $S^{(i)}_{din}$ ) est calculé.



**Figure (II.8) :** Id alisat on bilinéaire de diagramme de capacité modal dans l' $i^{\text{ me}}$  étape pushover

- Les paramètres de la réponse modale sont combinés (en utilisant la règle de SRSS ou CQC) et le premier incrément du déplacement modal qui conduit à la formation d'une rotule plastique est calculé. Comme tous les autres modes de déplacements sont exprimés en termes de l'incrément du déplacement modal du premier mode, ils peuvent être obtenus directement à partir de celui ci.
- Vérifiez si le premier mode de déplacement spectral dépasse le premier mode de déplacement spectral précédemment calculé (l'un des déplacements modaux dépasse le déplacement modal inélastique spectral).
- En cas de dépassement, la réponse maximale a été atteinte, quelque part, puis les déplacements modaux sont rendus égaux au déplacement inélastique spectral pour tous les modes, et la réponse des structures pour le mouvement du sol de conception défini à partir de la combinaison des réponses modales.
- Si ce n'est pas le cas, la matrice de rigidité doit être actualisée pour tenir compte de la formation plastiques et la procédure démarre une autre fois pour la prochaine étape pushover jusqu'à ce que la capacité structurale soit prise.

Même si les résultats préliminaires de cette méthode semblent prometteurs en termes de prédiction des quantités structurales non linéaires, la précision doit être évaluée par des études statistiques utilisant différents systèmes structuraux et mouvements sismiques du sol.

### II.3.2.3 Inconvénients des Analyses à exécutions multiples

Comme souligné par leurs auteurs respectifs, le principal avantage des procédures d'analyse statique à exécutions multiples réside dans le fait qu'elles peuvent être appliquées en utilisant les logiciels commerciaux facilement disponibles. Cependant, l'inconvénient associé, est que ces méthodes sont inévitablement plus complexes que l'exécution d'une analyse pushover unique comme indiqué par Maison [30]. En outre, certaines de ces dernières procédures à exécutions multiples, soit adaptives ([21];[27]) ou non-adaptive ([31]; [32]; [33]; [34]), introduiront ensuite inévitablement des difficultés quand appliquées dans une procédure du type capacité- spectrale à cause de la nécessité de manipuler des courbes de capacité associées à des forces des modes supérieurs qui montrent une inversion du déplacement au sommet pendant que l'inélasticité se développe dans la structure ([35]; [18]; [36]).

### II.3.2.4 Effets des degrés de liberté multiples

La réponse dynamique des portiques de grande hauteur ne peut être facilement estimée parce que les méthodes pushover traditionnelles sont fondées sur un vecteur de charge constant. Un tel modèle de force influence la répartition de la demande localisée dans un système à plusieurs degrés de liberté (déplacement entre les étages, effort tranchant entre les étages, etc.). Cependant, cette répartition des forces, supposée constante tout au long de l'analyse pushover, va changer au cours de la réponse effective du système d'un mouvement sismique donné, en raison des changements dans la contribution des différents modes dans le domaine élastique (affectés par les caractéristiques dynamiques des mouvements du sol), et aussi comme une conséquence de la propagation des déformations inélastiques dans le système.

Généralement, les effets des modes supérieurs sur la réponse structurelle globale impliquent:

- Changements du modèle des forces d'inertie, par rapport à celui du premier mode ou triangulaire inversée et largement adopté dans la pratique, impliquant des inversions possibles du signe des forces d'étage.
- Modification de la distribution des déplacements entre les étages: alors qu'il est essentiellement uniforme pour les bâtiments de faible hauteur, il devient irrégulier pour les portiques élevés. En effet, aux étages supérieurs des portiques élastiques de grande hauteur (où la contribution des modes supérieurs augmente) des déplacements entre étages plus grands sont attendus. Ainsi, le

déplacement maximal entre niveaux pourrait ne pas survenir au premier étage, tel que les approches traditionnelles le prévoient.

- Les changements du mécanisme de plastification (c.-à-d emplacement des rotules plastiques) et le développement possible de mécanismes dans les étages supérieurs.

D'ailleurs, la propagation de la déformation élastique entre les éléments structuraux, correspondant à une ductilité et à des niveaux de déplacements inter-étages larges provoquent :

- Une redistribution des forces après plastification.
- Une dégradation progressive et l'adoucissement du système induisent une concentration des déformations à des endroits qui subissent plus de dommages et un changement correspondant de caractéristiques modales. La déformation cumulée du matériau induit une diminution de la rigidité, qui, à son tour, provoque un allongement des périodes de vibration, qui ensuite, en fonction de la forme du spectre de réponse d'étude (ou du contenu fréquentiel des séismes), peut provoquer des changements significatifs dans les caractéristiques de la réponse des bâtiments. L'affluence de cet effet dépend évidemment des propriétés structurales dynamiques ainsi que du contenu fréquentiel de l'enregistrement.
- Comme souligné par Chintanapakdee et Chopra [37], alors que le niveau de la demande de ductilité n'affecte pas le déplacement inter-étages à la base, les déplacements inter-étages des niveaux supérieurs diminuent lorsque la ductilité augmente.

A ce stade, il pourrait être opportun de souligner l'importance d'une bonne estimation du profil du déplacement inter-étages, ce dernier joue un rôle fondamental (i) en indiquant quand et où les effets des modes supérieurs sont pertinents, et (ii) de prédire le mécanisme de plastification que la structure développera [38]. Du fait que les déplacements inter-étages sont fortement dépendants des contributions des modes supérieurs et de la distribution des déformations inélastiques entre les éléments de la structure, la qualité de leur prédiction doit être considéré comme un indice important de la capacité de chaque méthode pushover à capturer ces deux effets. En outre, compte tenu de sa corrélation directe à la fois avec les dommages structurels et non structurels le déplacement inter-étages est l'un des paramètres les plus importants pour limiter les dégâts, d'où son emploi intensif dans le génie sismique basé sur la notion de performance.

Par conséquent, une bonne estimation du déplacement inter-étages et de sa distribution le long de la hauteur du bâtiment devrait être raisonnablement prédite par une procédure pushover.

**(i) Dispositions des codes actuels concernant les degrés de liberté multiples**

Les procédures des codes actuels concentrent leur attention principalement sur des méthodes traditionnelles pushover, où un modèle de charge latérale invariable est adopté, et tient compte habituellement des effets des modes supérieurs d'une manière simplifiée uniquement. Puisque ces méthodes de distribution constante sont incapables de capturer les variations dans les caractéristiques dynamiques du comportement structurel sous une charge sismique, elles ne réussissent généralement pas à prédire avec succès la réponse dynamique. Les codes actuels tiennent compte des effets des multiples degrés de liberté uniquement au moyen de conditions simplifiées, telles celles résumées ci-dessous :

- L'Eurocode 8 (prENV 1998-1, 1994) exige que deux modèles distincts de forces latérales soient considérés : distribution proportionnelle à la masse d'étage et une distribution correspondant au premier mode (forces d'étage proportionnelles à la masse et à la déformée du premier mode).
- FEMA 356 (ASCE, 2000) oblige de faire deux analyses pushover distinctes, chacune utilisant des forces différentes. Ensuite, pour chaque quantité de réponse d'intérêt la plus grande valeur des deux analyses doit être prise en charge. Le tableau II.4 résume les différentes formes des vecteurs de chargement qui doivent être pris en considération. En particulier, doivent être mis en évidence que les effets d'une réponse à plusieurs degrés de liberté sont liées à l'importance du facteur de participation de la masse du premier mode: premier mode simple ou une spécification de la répartition de la charge latérale peut être adoptée lorsque le premier mode est trouvé dominant la réponse. Au lieu de cela, une analyse dynamique linéaire dynamique doit être faite si l'effort tranchant d'étage obtenu par la combinaison SRSS (y compris les modes représentant 90% de la masse totale du système) excède 130% l'effort tranchant d'étage correspondant obtenu à partir d'une analyse par spectre de réponse utilisant le première mode.
- ATC-40 (ATC, 1996) exige que analyses pushover multi modales doivent être utilisés pour les structures ayant une période supérieure à 1 sec; pour les systèmes ayant de petites périodes le modèle de la force latérale du premier mode peut être utilisé ou alternativement d'autres formes peuvent être aussi utilisées, telles que la distribution recommandée par un code, charge concentrée ou un schéma adaptive.

1st Lateral Load Distribution		2 <sup>nd</sup> Lateral Load Distribution
Code Distribution (mass in first mode > 75%)	<i>must use</i> →	Uniform
1st mode (mass in first mode > 75%)		Adaptive
SRSS		
(must be used for $T_e > 1 \text{sec.}$ )		

**Tableau II.4 :** FEMA 356 : condition de distribution des charges latérales

**(ii) la performance des procédures pushover dans le cas des degrés de liberté multiples**

Comme mentionné dans la section précédente les vecteurs de charge non-adaptive ne peuvent fournir que des estimations approximatives des résultats dynamiques. L'exactitude de ces procédures simplifiées pour prédire la réponse dynamique des différentes quantités (déplacements, déplacements inter étages, effort tranchant entre les étages, et les moments) des portiques en acier, ainsi que d'un système en voile, de hauteurs différentes et pour des niveaux différents de déformation a été l'objectif du projet de l'ATC- 55. Comme indiqué dans FEMA 440 (ATC, 2005), les résultats montrent que les schémas pushover non-adaptive peuvent conduire à:

- Une estimation fiable du plus large déplacement entre les niveaux pouvant se à n'importe quel endroit le long de la hauteur du bâtiment, mais le modèle correct du déplacement entre les niveaux ne peut pas être capturé lorsque les degrés de liberté multiples deviennent importants, (immeuble flexible de grande hauteur).
- Une prévision faible des efforts tranchants et des moments inter-étages, en particulier pour les immeubles de grande hauteur. Ces paramètres sont largement sous-estimés ce qui se traduit par résultats non sécuritaires, qui révèlent l'insuffisance de ces procédures dans le cas de ce genre de structures.

Ainsi, compte tenu de ces résultats, l'utilisation des analyses pushover dans la pratique de la conception sera limitée aux seuls bâtiments de faible hauteur où les effets de la réponse des modes supérieurs est négligeable et des résultats fiables peuvent être obtenus. Au contraire, là où les effets des degrés de liberté multiples sont importants, une analyse dynamique non-linéaire est recommandée. Comme les variations des propriétés dynamiques du système et l'amplification de la réponse dues au site ne peuvent pas être prises en compte, les analyses pushover non adaptives ne

sont pas capables de prédire les paramètres de réponse des degrés de liberté multiples, elles peuvent donc être considérées comme intrinsèquement limitées. En particulier, les prévisions de déplacements inter étages maximaux, les forces d'étage, et les demandes de déformation inélastique ne sont pas fiables en utilisant uniquement un seul vecteur de charge invariant.

Dans le projet ATC-55 il est conclu que les procédures actuelles utilisant de multiples vecteurs de charge représentant le mode fondamental et un ou plusieurs modes supérieurs (Analyse Multimodale Pushover (AMP)) pourraient améliorer ces prédictions, mais, du fait que leur performance dépend du paramètre intéressants (déplacement entre niveaux, forces, etc) et les caractéristiques de la structure, leur applicabilité doit être vérifiée avec les futures recherches. Ainsi, jusqu'à présent, les procédures d'AMP peuvent être considérées seulement avec un degré approprié de prudence pour la comparaison avec les résultats donnés par une procédure à vecteur unique de charge.

### **II.3.2.5 Stratégies Innovatrices**

D'après les considérations mentionnées ci-dessus, les analyses pushover pourraient être grossièrement inexactes pour une structure ayant une grande période, où l'effet des modes supérieurs tend à être important, ou lorsque des grandes déformations inélastiques se produisent; donc il est fondamental de déterminer le degré de précision dans la prédiction de la réponse de tels systèmes en utilisant aussi bien un modèle de charge invariant que la capacité d'un schéma adaptative pour reproduire correctement l'enveloppe dynamique des forces d'inertie.

Parmi ces stratégies novatrices on citera la Procédure Adaptive basée sur les Déplacements (PAD) développé par Antoniou et Pinho [10] et ses résultats seront comparés à ceux fournis par les méthodes traditionnelles pushover. Cette procédure Adaptive est nouvelle parce que :

- Elle tient compte de l'évolution des dommages dans la structure à travers l'actualisation étape par étape du vecteur de charge, ce qui reflète l'état actuel de la rigidité du système.
- Des déplacements plutôt que des forces sont appliqués au système de façon adaptative, permettant ainsi la reproduction des mécanismes de ruptures particuliers.
- Elle tient compte des effets des modes supérieurs grâce à la combinaison de plusieurs réponses modales.
- un étalonnage du spectre spécifique est pris en compte dans la définition du vecteur force.
- Il s'agit d'une procédure à exécution unique, donc plus faciles à mettre en œuvre dans un code de calcul et aussi plus facile à adopter pour la conception.

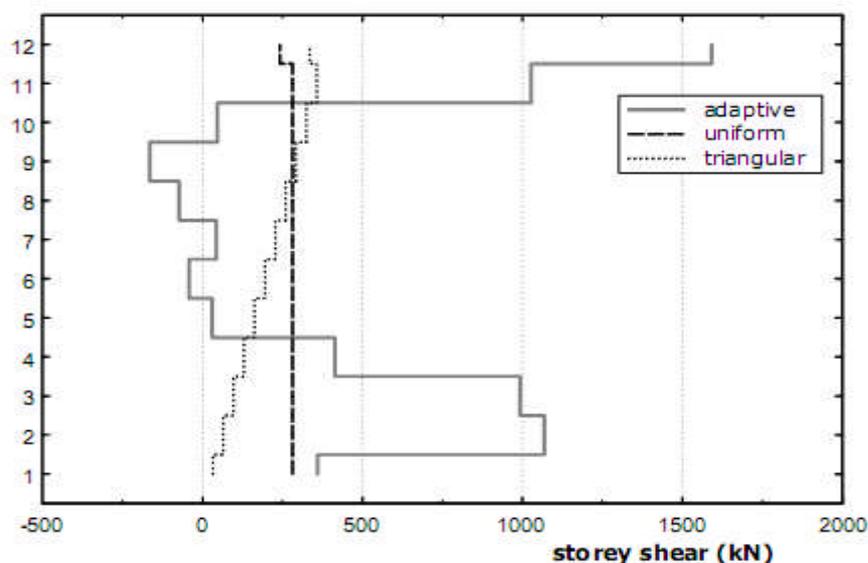
Il peut être souligné qu'avant, la PAD, une méthode Adaptive basée sur les Forces (PAF) a été proposée par Antoniou et Pinho, [07]. La PAD ainsi que la PAF ont été testées et leur précision évaluée pour la prédiction de la réponse dynamique de structures en RC [10]; [39].

La FAP montre une amélioration des courbes de capacité et des déplacements inter étages et les efforts tranchants proches aux résultats dynamiques pour des déformations avant plastification, par rapport aux méthodes conventionnelles. Malgré leur supériorité conceptuelle apparente, ou tout au moins en dépit de leur formulation manifestement plus élaborée, l'amélioration introduite par ces méthodes Pushover Adaptives basées sur les Forces (PAF) n'a pas été vraiment bizarre, par rapport à (PAD), les méthodes traditionnels non adaptives, en particulier en ce qui concerne l'estimation des modèles de déformation des bâtiments, qui semblaient être mal prédites par les deux types d'analyse. Comme décrit par Kunnath [19] et Antoniou et Pinho [07], la principale raison de cette contre performance semble être les règles de combinaison modales quadratiques (par exemple la SRSS, ou la CQC) utilisées dans le calcul de l'actualisation adaptive du vecteur de charge, de telles règles entraînent inévitablement un vecteurs de charge monotonement croissant, puisque la possibilité de changement de signe dans les charges appliquées en n'importe quel emplacement est exclue, tandis qu'il peut être nécessaire de représenter la redistribution inégale des forces après qu'un mécanisme inélastique se soit produit à un endroit.

En vue d'éliminer toutes les restrictions décrites ci-dessus, Antoniou et Pinho [10]; ont proposé un changement de modèle dans l'analyse pushover, en introduisant le nouveau concept de la méthode Pushover adaptive basée sur les déplacements, où des déplacements sont appliqués au niveau des planchers (c.-à-d les paramètres de la réponse structurelle), au lieu des forces (notamment les actions sur la structure) sont directement contrôlés. Contrairement à ce qui se passe dans l'analyse pushover non-adaptive, où l'application d'un profil de déplacement constant forcera un mode de réponse prédéterminée et peut-être difficile, dissimulant ainsi d'importantes caractéristiques structurelles et les mécanismes de concentration inélastique en un endroit donné, dans un cadre adaptive, une analyse pushover en déplacement est tout à fait possible, puisque le vecteur de chargement est actualisé à chaque étape de l'analyse en fonction des caractéristiques dynamiques actuelles de la structure.

L'un des principaux avantages à utiliser une procédure pushover basée sur les déplacements réside dans le fait que les forces de niveaux ou les efforts tranchants ne sont plus directement appliqués à la structure, mais proviennent plutôt de l'équilibre structurel du modèle suite au déplacement appliqué, permettant ainsi la reproduction de l'inversion des distributions de l'effort tranchant des étages, observée dans l'analyse dynamique, même si une règle quadratique est utilisée pour

combiner la contribution des différents modes. En effet, les profils de déplacements inter niveaux de la DAP, malgré le fait qu'ils aient toujours un signe positif, en tout état de cause, les modifications de leur gradient respectifs (à savoir la tendance avec laquelle le déplacement entre niveaux change d'un étage à l'autre), introduit par la contribution des modes supérieurs. Lorsque ces variations de gradient impliquent une réduction du déplacement inter étages d'un étage donné par aux niveaux des planchers adjacents, alors la force horizontale correspondante appliquée au niveau doit être aussi réduite, dans certains cas, jusqu'à l'inversion du signe, comme le montre la (Fig. II. 9). En d'autres termes, étant donné que dans le DAP, les distributions des efforts tranchants ont été calculées pour atteindre l'équilibre structurel avec déplacements inter étages imposés, plutôt que d'être le résultats de charges directement appliquées à la structure, les limitations décrites précédemment en mises en évidence par les schémas adaptifs basés sur les forces utilisant des règles de combinaisons modales quadratiques peuvent être surmontées et, par conséquent, les résultats dans leur ensemble (c.-à-d profils de déformation et de courbes de capacité) deviennent plus précis.



**Figure (II.9) :** Distributions des forces d'étage d'un bâtiment à 12-niveau obtenu par la méthode pushover adaptive Déplacement-basée et avec des pushovers conventionnelle

### II.3.3 Algorithme de la méthode Pushover Adaptive

Les procédures pushover basées aussi bien sur les forces que sur les déplacements ont été implémentées par Antoniou et Pinho dans SeismoStruct (Seismosoft, [40]), un programme de

modélisation par éléments finis fibres pour l'analyse sismique des structures en portiques, et pouvant être librement téléchargé à partir du site web.

La mise en œuvre de l'algorithme proposé peut être structurée en quatre grandes étapes: (i) la définition du vecteur nominal de charge et la masse d'inertie, (ii) le calcul du facteur de charge, (iii) calcul du vecteur d'échelle normalisé et (iv) actualisation du vecteur de chargement en déplacements. Les approches basées sur les déplacements et sur les forces sont essentiellement équivalentes, et elles ne diffèrent que dans les étapes (iii) et (iv).

### *Définition de vecteur nominal de charge et de la masse d'inertie*

Cette première étape est réalisée une seule fois au début de l'analyse afin de définir un vecteur nominal de charge  $U_0$ . Un tel vecteur (i) permet de définir les nœuds structurels où les charges (forces ou des déplacements) sont appliquées et (ii) il caractérise la forme de distribution de la charge initiale. Cette dernière est alors automatiquement définie et actualisée par l'algorithme de la solution à chaque étape de l'analyse, raison pour laquelle  $U_0$  doit avoir toujours une forme de distribution uniforme, sur la hauteur, afin de ne pas changer la configuration de vecteur de charge tel que déterminé dans l'étape (iii) à chaque étape d'analyse, en correspondance avec les caractéristiques de la réponse dynamique de la structure.

Outre, la méthode pushover adaptative exige, parmi les conditions de démarrage, que  $M$  la masse d'inertie soit modélisée, de sorte que l'analyse des valeurs propres faite dans l'étape (iii) puisse être effectuée. Des éléments de masse localisée et répartie peuvent être utilisés et répartis librement sur toute la structure.

### *Calcul du facteur de charge*

La magnitude du vecteur de chargement  $U$  en une étape d'analyse donnée est obtenue par le produit de  $U_0$  et le facteur de charge  $\lambda$  à cette étape.

$$U = \lambda U_0 \tag{II. 11}$$

Le facteur de charge est automatiquement augmenté, au moyen d'une (a) contrôle d'un contrôle en chargement ou (b) la stratégie d'incrémentation du contrôle de la réponse, jusqu'à une analyse prédéfinie cible, ou une rupture numérique, soit atteinte. Alors que dans le second la réponse structurale (par exemple les déplacements nodaux et les rotations) est directement incrémenté et le facteur de charge correspondant au niveau de telles déformations peut être calculé, dans la stratégie

de contrôle en chargement, le vecteur de charge appliqué est directement contrôlé. L'algorithme (b) est préférable dans les applications FAP, car il offre un contrôle direct des déformations structurelles (par exemple capture des mécanismes d'étages souples, modélise le comportement adoucissant). Au contraire, dans l'analyse DAP, puisque les charges appliquées et les déformations de réponse peuvent être considérées effectivement confondues, la stratégie de contrôle en légèrement moins élaborée peut être adoptée.

Les étapes (i) et (ii) ci-dessus sont essentiellement les mêmes pour les DAP et FAP avec la seule différence résidant dans le fait que pour la première vecteur de charge  $U$  consiste en des déplacements alors que pour la dernière il se compose de forces (notée  $P$  par [12]).

*Calcul du vecteur d'échelle normalisé*

Le vecteur d'échelle modale normalisée  $\bar{D}$  détermine la forme du vecteur de charge (ou un vecteur de charge incrémental), considérant l'état de rigidité actuel de la structure, à chaque étape de l'analyse. Une analyse des valeurs propres, selon l'algorithme de Lanczos (Hughes, [41]), est d'abord entreprise à la fin de l'incrément de charge précédent, afin de déterminer les formes modales  $\Phi$  et les facteurs de participation  $\Gamma$  d'un nombre prédéfini de modes  $n$ . Ce vecteur est défini par la normalisation de chaque déplacement de niveau  $D_i$  de telle sorte que le déplacement maximal demeure proportionnel au facteur de chargement, comme requis dans un cadre de contrôle en chargement. (Tel qu'adopté en DAP).

$$\bar{D}_i = \frac{D_i}{\max D_i} \tag{II. 12}$$

Les vecteurs des valeurs propres sont utilisés pour déterminer les déplacements entre les étages  $\Delta_{ij}$ , tandis que le déplacement  $D_i$  à l'étage  $i$  est obtenu par la sommation des déplacements entre les étages modaux combinés, des étages en dessous de ce niveau.

$$D_i = \sum_{k=1}^i \Delta_k \tag{II. 13}$$

Avec

$$\Delta_i = \begin{cases} SRSS(\Delta_{ij}) \\ CQC(\Delta_{ij}) \end{cases} \tag{II. 14}$$

$$\Delta_{ij} = S_{d,j} \Gamma_j (\phi_{i,j} - \phi_{i-1,j}) \quad (\text{II. 15})$$

Un facteur d'amplification spectrale est également inclus du fait de l'adoption de déplacements inter étages pondérés, au moyen l'ordonnée du spectre de réponse en déplacement correspondant à la période de vibration du mode j ( $S_{d,j}$ ), conduit à une amélioration significative de la prédiction des courbes de capacités et des profils des déplacements entre les niveaux (Antoniou et Pinho, [10]). Des spectres de réponse multiples, calculées pour différentes valeurs de l'amortissement visqueux équivalent, pourraient être idéalement utilisés de manière à représenter les caractéristiques réelles de dissipation d'énergie de la structure à chaque niveau de déformation. En outre, il convient de noter qu'une telle méthode d'étalonnage basée sur les déplacements entre les niveaux a été préférée à une approche d'étalonnage basée sur le déplacement, où les déplacements des étages sont obtenus directement à partir d'une combinaison des n vecteurs de valeur propre, parce que la première permet une meilleure prédiction des profils des déplacements inter étages.

Dans la procédure adaptative basée sur les déplacements, les approximations proviennent surtout des règles de combinaisons modales prises en compte. En effet, la règle CQC (ou la SRSS) peut simplement prendre en compte de façon approximative tous les maxima des déplacements entre les niveaux à différents étages qui ne se produisent pas en même temps, et aussi, en raison de sa nature toujours additive, les contributions négatives ne peuvent être considérés dans la combinaison. Jusqu'à ce qu'un modèle de combinaisons modales plus raffiné puisse être adopté, les profils de déplacements inter étages de chaque mode de vibration sont combinés en utilisant soit la racine carrée de la somme des carrés (SRSS, l'équation (II-16)), si les modes peut être supposés parfaitement découplés (c.-à-d  $\rho_{jt} = 0$ ), ou la combinaison quadratique complète (CQC, l'équation (II-17)) si le couplage entre les modes et l'amortissement visqueux respectif doivent être considérés.

$$\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} \quad (\text{II. 16})$$

$$\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \sum_{t=1}^n \Delta_{ij} \rho_{jt} \Delta_{it}} \quad (\text{II. 17})$$

$$\rho_{jt} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{1.5}}{(1-r^2) + 4\xi^2r(1+r)^2} \begin{cases} \rho_{jt} \geq 0 \\ \rho_{jt} = \rho_{tj} \\ \rho_{jj} = 1 \end{cases} \quad (\text{II.18})$$

$$r = \frac{\omega_j}{\omega_t} \quad (\text{II.19})$$

Où  $n$  est le nombre de modes,  $\rho_{jt}$  est le coefficient de corrélation modale entre les modes  $j$  et  $t$ , qui peut être approchée par l'équation ci-dessus si tous les modes sont supposés avoir le même amortissement visqueux  $\xi$ .

Généralement, la règle de combinaisons modales, la CQC, est adoptée pour les raisons suivantes :

- Elle conduit pour l'essentiel aux mêmes résultats lorsque les modes sont découplés ( $\rho$  devient négligeable). Le coefficient de corrélation (équation (II-18) proposée par Der Kiureghian, [42]) diminue rapidement à mesure que les deux fréquences naturelles s'éloignent, en particulier si le facteur d'amortissement est faible, et pour n'importe quel rapport fréquence donné  $r$  il augmente à mesure que l'amortissement équivalent devient plus grand (Fig.II.10).

- Même si les déplacements inter étages combinés ( $\Delta_i$ ) n'ont encore que des valeurs positives, un tel schéma peut également tenir compte de la possibilité de changement de signe de déplacements entre les étages entre les différents modes. En fait, si les deux réponses modales ont un signe opposé le terme de couplage est négatif, tenant compte ainsi d'une certaine manière de leur déformées modales différentes. Il convient de noter que, comme l'a souligné Priestley (2003), l'utilisation de règles CQC (ou SRSS) pour combiner les forces modales ne peut pas toujours aboutir à une forme adéquate du vecteur de charge qui représente avec précision les caractéristiques de la réponse dynamique de la structure pour un niveau de déformation particulier. En fait, le vecteur d'échelle normalisée devrait idéalement être obtenu par une addition vectorielle pondérée de la contribution de chaque mode, afin d'avoir une reproduction réaliste la réponse enveloppe de l'analyse dynamique. Ainsi, la règle CQC adoptée, même si elle n'est pas la solution optimale, peut être considérée comme satisfaisante jusqu'à au raffinement de schémas vectoriels directs plus précis.

La figure II.10 montre le coefficient de corrélation par rapport au rapport de fréquence entre deux modes pour différents rapports d'amortissement équivalent. Il peut être facilement vu que le degré de couplage entre les deux modes augmente avec le rapport de l'amortissement équivalent

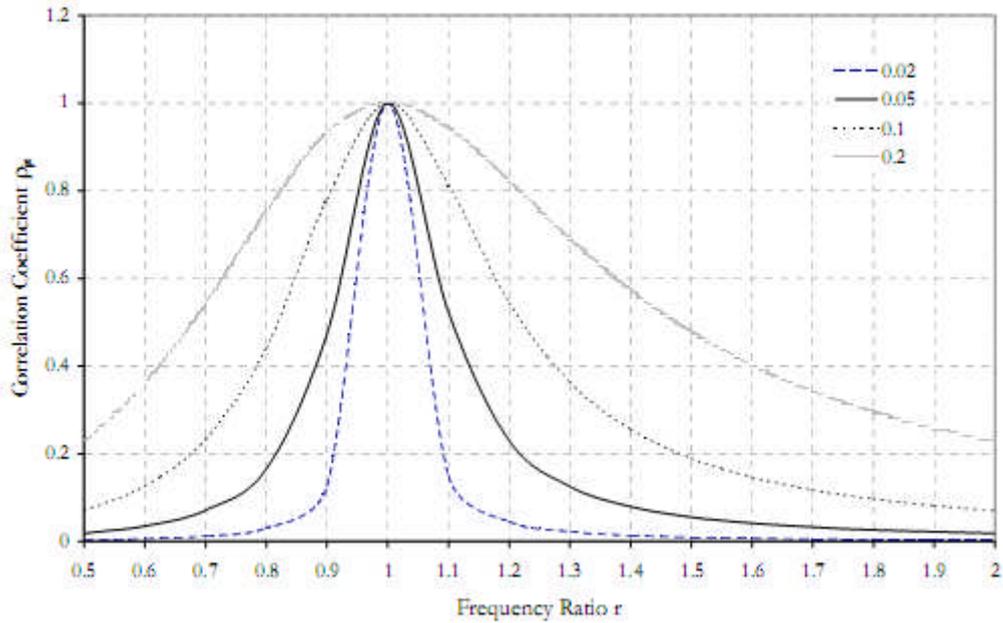


Figure (II.10) : Coefficient de corrélation – Rapport de fréquence

L'approche basée sur les forces diffère légèrement par rapport à la procédure DAP. Dans le PAF, les forces des étages ( $F_{ij}$  et  $F_i$ ) remplacent les déplacements entre les étages ( $\Delta_{ij}$  et  $\Delta_i$ ), et le vecteur modal d'échelle normalisé est obtenu en normalisant les forces des étages par rapport à la valeur totale:

$$\bar{F}_i = \frac{F_i}{\sum F_i} \tag{II.20}$$

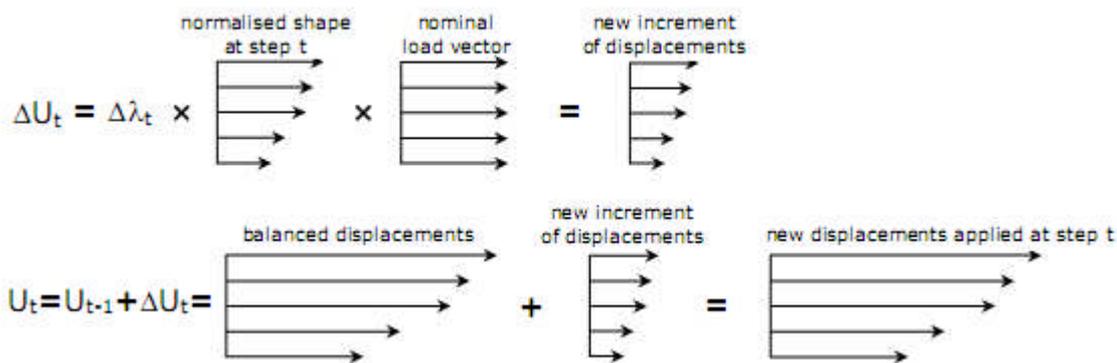
Il est à noter que lorsque la réponse structurale atteint la partie post-pic, le module de détermination des valeurs propres ne peut plus donner des solutions réelles, en raison de la présence de valeurs négatives dans la diagonale de la matrice de rigidité qui entraînent à leur tour à des périodes imaginaire de vibrations, correspondant à des formes modales impossibles. Dans de tels cas, avec les deux procédures DAP ou FAP, la forme du vecteur de charge n'est plus changée (seulement sa magnitude est actualisée), indiquant effectivement qu'une analyse pushover classique non-adaptive est utilisée par la suite.

Enfin, dans les cas où un très grand nombre de pas d'analyse est utilisé et / ou lorsque le modèle structurel est très grand, il pourrait s'avérer avantageux pour la forme vecteur de charge d'être actualisé avec une fréquence plus faible que le nombre de pas d'analyse, de manière à réduire l'effort de calcul.

*Actualisation du vecteur de chargement en déplacements*

Une fois le vecteur de mise à l'échelle normalisé  $\bar{D}$  et le facteur de charge  $\lambda_t$  (ou incrément du facteur de charge  $\Delta\lambda_t$ ) déterminés, et sachant aussi la valeur du vecteur de la charge nominale initiale  $U_0$ , le vecteur de chargement en déplacement  $U_t$  à n'importe quelle étape d'analyse donnée  $t$  peut être actualisé selon un schéma d'actualisation incrémentale (équation (II-19)). Avec l'actualisation incrémentale, le vecteur de charge, en une étape de l'analyse  $t$  donnée, est obtenu en ajoutant au vecteur de chargement de l'étape précédente  $U_{t-1}$ , un un incrément du vecteur de charge  $U_{t-1}$ , nouvellement obtenu, calculé comme étant le produit entre l'incrément du facteur de charge actuel  $\Delta\lambda_t$ , le vecteur d'étalonnage modal actuel  $\bar{D}_t$  et le vecteur nominal de charge  $U_0$ .

$$U_t = U_{t-1} + \Delta\lambda_t \bar{D}_t U_0 \tag{II. 21}$$



**Figure (II.11) :** Actualisation du vecteur de chargement en déplacements

Dans l'actualisation incrémentale le vecteur d'étalonnage modal actuel  $\bar{D}_t$ , et donc l'incrément de la charge à l'étape actuelle, est calculé en fonction de l'état actuel de rigidité tangente de la structure. L'analyse est exécutée en mode incrémental par linéarisations par morceaux, comme représenté schématiquement sur la Fig. II.12, où la rigidité tangente est définie comme étant la rigidité sécante en chaque incrément de pas.

Dans la méthode Pushover adaptive basée sur les forces, l'approche est essentiellement la même, et le vecteur de chargement peut être obtenu en remplaçant le déplacement par la force.

$$P_t = P_{t-1} + \Delta\lambda_t \bar{F}_t P_0 \tag{II.22}$$

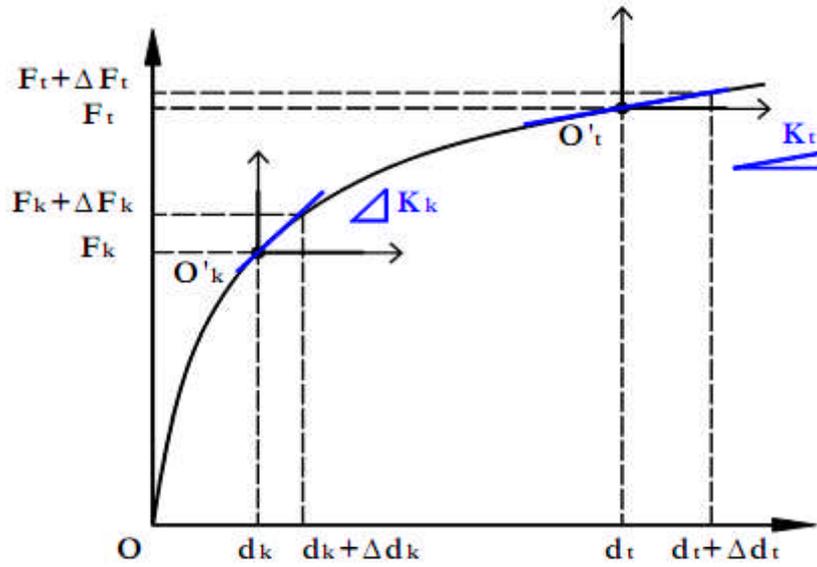


Figure (II.12) : Stratégie de l'actualisation incrémentale

**CHAPITRE III :**  
**PRESENTATION DU CODE DE**  
**CALCUL UTILISE**

## PRESENTATION DU CODE DE CALCUL UTILISE

### III. Code de Calcul SeismoStruct

#### III.1 Généralités

Le code de calcul SeismoStruct, est un logiciel en éléments finis capable de prédire le comportement sous larges déplacements des structures en « portiques » sous un chargement statique ou dynamique, en considérant aussi bien les non linéarités géométriques que les inélasticités matérielles. Spécifiquement, l'état contrainte - déformation des éléments (poteaux et poutres) est obtenu par l'intégration de la loi de comportement uni axiale non linéaire des fibres individuelles constituant la section, permettant ainsi la prise en compte de la propagation de l'inélasticité aussi bien le long de l'élément qu'à travers la profondeur de la section.

- Sept types d'analyse différents sont possibles: analyses dynamique et statique temporelles, analyses pushover conventionnelle et adaptive, analyse dynamique incrémentale, analyse modale, et analyse statique, avec chargement non variable.
- Le chargement appliqué peut être constitué de forces constantes ou variables, ou bien de déplacements et d'accélération au niveau des nœuds.

#### III.1.1 Non-linéarité géométrique :

La formulation est basée sur une description exacte des transformations cinématiques associées avec les grands déplacements et les rotations en trois dimensions des éléments poteau-poutre. Cela conduit à la définition correcte des déformations et des forces indépendantes, ainsi qu'à la définition des effets de la non-linéarité géométrique sur la matrice de rigidité [49].

L'utilisation de cette formulation tiens compte des petites déformations par rapport à l'axe de l'élément, sans négliger la présence des grands déplacements nodaux et les rotations. Dans le système d'axes locaux de l'élément poteau-poutre, six déplacements selon les six degrés de liberté  $(\theta_{2(A)}, \theta_{3(A)}, \theta_{2(B)}, \theta_{3(B)}, \Delta, \theta_T)$  et les forces internes correspondantes  $(M_{2(A)}, M_{3(A)}, M_{2(B)}, M_{3(B)}, F, M_T)$ , sont définis comme montré dans la figure ci-dessous.

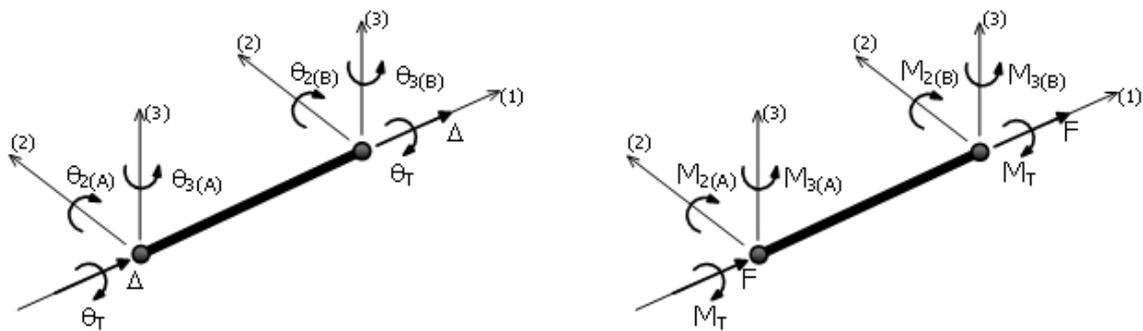
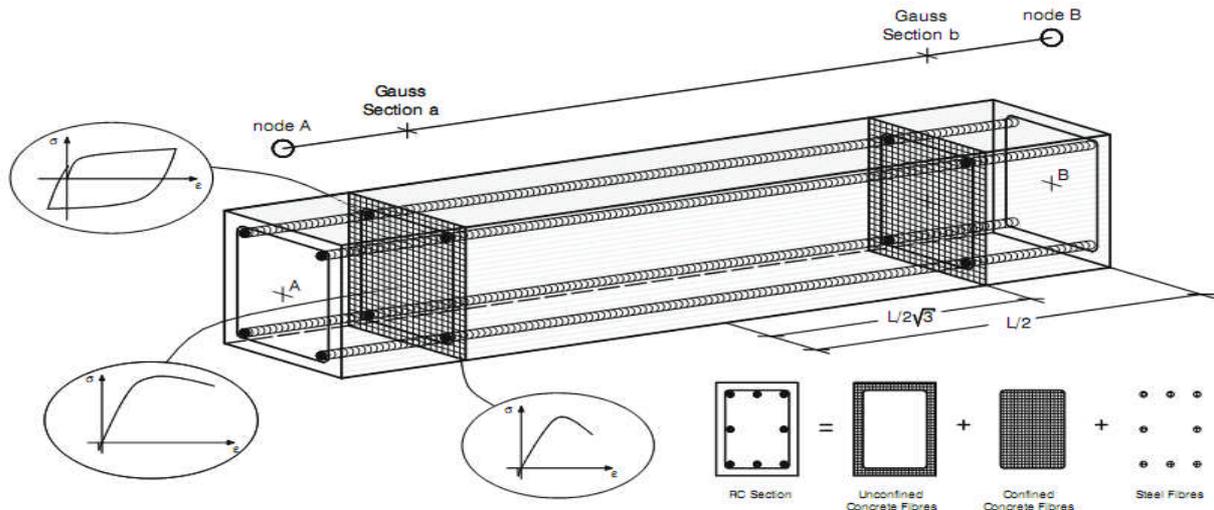


Figure (III.1) : Déplacements et les forces internes correspondantes

### III.1.2 Inélasticité matériel:

Les éléments ayant une inélasticité répartie (distribuée) sont maintenant largement utilisés en génie sismique aussi pour la recherche que pour des applications pratiques dans les bureaux d'études. Leurs avantages par rapport aux modèles simples de la plasticité concentrée, en même temps qu'une description concise de leur évolution historique et une discussion de leurs limitations existantes, peuvent être trouvés par exemple dans. [50] ou [51], Il convient de noter que les éléments ayant une inélasticité distribuée ne nécessitent pas le calibrage des paramètres empiriques de la réponse par rapport à la réponse d'un élément réel ou idéalisé sous des conditions de charge idéalisées, comme c'est nécessaire pour les modèles de la plasticité concentrée.

Dans SeismoStruct, est utilisée l'approche par fibres qui représente le comportement de la section transversale, où chaque fibre est associée avec une relation uni axiale contrainte-déformation ; l'état de contrainte-déformation des éléments poteau-poutre est alors obtenu par l'intégration de la réponse uni axiale non-linéaire de contrainte-déformation des différentes fibres (en général 300-400) dans lesquelles la section a été subdivisée (la discrétisation d'une section transversale typique de béton armé est représentée, comme exemple, dans la figure III.2). De tels modèles possèdent des caractéristiques supplémentaires qui peuvent être résumées comme suit : aucun besoin d'une analyse moment-courbure a priori des éléments ; aucun besoin de présenter une réponse hystérétique des éléments (du fait qu'elle est implicitement définie par les modèles constitutifs) ; modélisation directe de l'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant (en résistance et en rigidité) ; représentation directe du chargement bi axial, et de l'interaction entre la résistance flexionnelle dans les directions orthogonales.



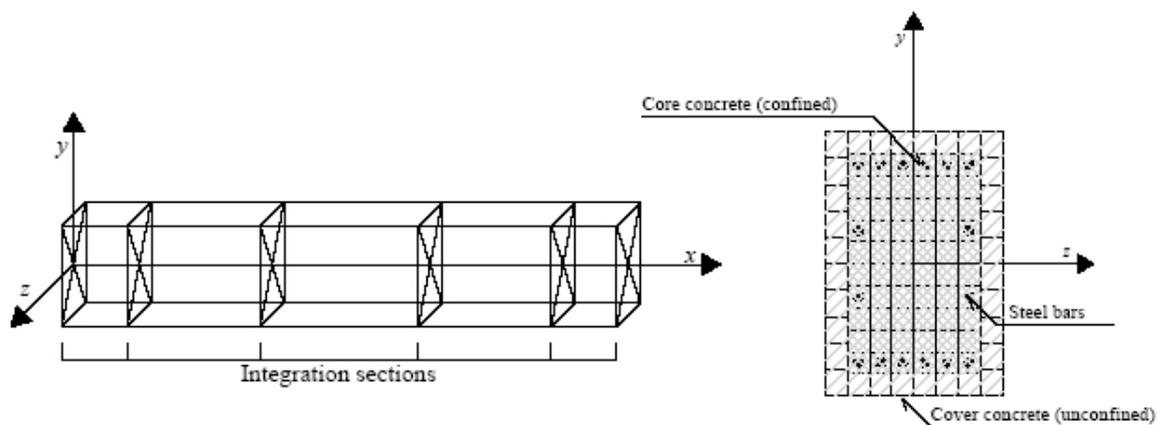
**Figure (III.2) :** Discretisation d'une section transversale en béton armé.

La distribution d'inélasticité sur les éléments peuvent être mis en application avec deux formulations différentes en éléments finis : la formulation classique basée sur les déplacements (DB) décrite dans [52] ; [53], et les formulations plus récentes basées sur les forces (FB) décrites par exemple dans [54] ; [55]. Dans une approche DB le champ de déplacement est imposé, tandis que dans l'élément de FB un équilibre est strictement satisfait et aucune contrainte n'est placée au développement des déformations non élastiques dans tout les éléments ; voir par exemple. [56] et [57] pour davantage de discussion.

Dans le cas DB, des fonctions de forme de déplacement sont utilisées, correspondant par exemple à une variation linéaire de la courbure le long de l'élément. Au contraire, dans une approche FB, une variation linéaire de moment est imposée. Pour le comportement matériel élastique linéaire, les deux approches produisent évidemment les mêmes résultats, à condition que seulement les forces nodales agissent sur l'élément. Au contraire, en cas d'inélasticité matérielle, imposer un champ de déplacement ne permet pas de capturer la vraie forme déformée puisque le champ de courbure peut être, dans un cas général, fortement non-linéaire. Dans cette situation, avec une formulation de DB une discrétisation raffinée de l'élément structural (en général 4-5 éléments par un élément) est exigée, afin d'accepter l'hypothèse d'un champ linéaire de courbure à l'intérieur de chacun des sous domaines.

Au contraire, une formulation FB est toujours exacte, puisqu'elle ne dépend pas du comportement constitutif supposé de la section. En fait, elle n'impose aucune restriction sur le champ de déplacement de l'élément. Dans ce sens cette formulation peut être considérée comme étant toujours

"exacte", la seule approximation présente est celle induit par le nombre discret des sections de contrôle le long de l'élément qui sont utilisées pour l'intégration numérique (en général 4-6 sections d'intégration de Gauss-Lobatto sont utilisées, comme indiqué dans la figure III.3). Un tel dispositif permet de modéliser chaque élément avec un simple élément fini, permettant donc une correspondance linéaire entre les éléments (poutres et poteaux) et les éléments du modèle. En d'autres termes, aucun maillage n'est théoriquement requis pour chaque élément, même si la section transversale pas constante. C'est parce que le champ de force est toujours exact, indépendamment du niveau de l'inélasticité.



**Figure (III.3) :** Sections d'intégrations

Dans SeismoStruct, les formulations d'élément mentionnées ci-dessus DB et FB sont mises en application, avec la dernière typiquement recommandée, du fait, comme mentionné ci-dessus, elle ne fait pas en général appel à la discrétisation des éléments, conduisant ainsi à des modèles considérablement plus petits, par rapport au cas où des éléments DB sont utilisés, et aussi à des analyses beaucoup plus rapides, malgré les calculs plus lourds de l'équilibre de l'élément.

En outre, l'utilisation d'un seul élément structural donne à l'utilisateur la possibilité d'utiliser aisément les résultats équilibre/rotations de l'élément pour les vérifications requises par les codes sismiques (par exemple Eurocode 8, Fema-356, Atc-40, etc..).

En conclusion, il convient de noter pour des raisons d'exactitude plus élevée, dans SeismoStruct la quadrature de gauss est utilisée dans cas où deux ou trois sections d'intégration sont choisies par l'utilisateur, tandis que la quadrature de Lobatto est utilisée pour le cas où quatre à dix sections d'intégration sont définies. Les coordonnées approximatives le long de la longueur de l'élément (mesurées à partir de son barycentre) des sections d'intégration sont données ci-dessous :

2 sections d'intégration:  $[-0.577 \ 0.577] \times L/2$

3 sections d'intégration:  $[-0.775 \ 0 \ 0.775] \times L/2$

4 sections d'intégration:  $[-1 \ -0.447 \ 0.447 \ 1] \times L/2$

5 sections d'intégration:  $[-1 \ -0.655 \ 0 \ 0.655 \ 1] \times L/2$

6 sections d'intégration:  $[-1 \ -0.765 \ -0.285 \ 0.285 \ 0.765 \ 1] \times L/2$

7 sections d'intégration:  $[-1 \ -0.830 \ -0.469 \ 0 \ 0.469 \ 0.830 \ 1] \times L/2$

8 sections d'intégration:  $[-1 \ -0.872 \ -0.592 \ -0.209 \ 0.209 \ 0.592 \ 0.872 \ 1] \times L/2$

9 sections d'intégration:  $[-1 \ -0.900 \ -0.677 \ -0.363 \ 0 \ 0.363 \ 0.677 \ 0.900 \ 1] \times L/2$

10 sections d'intégration:  $[-1 \ -0.920 \ -0.739 \ -0.478 \ -0.165 \ 0.165 \ 0.478 \ 0.739 \ 0.920 \ 1] \times L/2$

## III.2 Lois de comportement

### III.2.1 Modèle d'acier de Menegotto-Pinto dans le logiciel Seismostruct: [58], [59]

Le comportement de (contrainte-déformation) de l'acier de renforcement utilisé (voir la figure (III.21)) a été proposé par Menegotto et de Pinto, et ensuite par Filippou pour inclure l'écroutissement isotrope. C'est un modèle précis et commode, dû à son efficacité et sa très bonne concordance avec des résultats expérimentaux. Il a été modifié et amélioré par Fragiadakis pour atteindre une meilleure stabilité et exactitude.

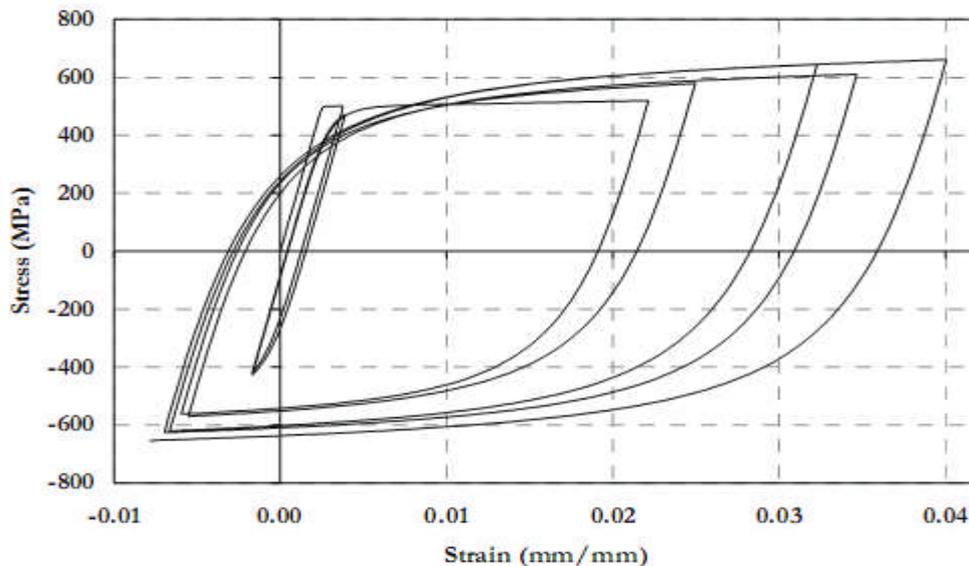


Figure (III. 4): Modèle d'acier de Menegotto-Pinto

Sept paramètres doivent être définis pour ce modèle afin de décrire les caractéristiques mécaniques:

- Module d'élasticité  $E_s$ : c'est la rigidité initiale du matériau, elle peut être variée entre 200GPa et 210GPa, la valeur adoptée dans le modèle est de 200GPa

- Limite élastique  $f_y$ : C'est la contrainte de plastification. Sa valeur change typiquement de 230 MPa jusqu'à 650 MPa La valeur adoptée dans le modèle est de 500 MPa.

- Paramètre d'écroûissage  $u$ : C'est le rapport entre la rigidité  $E_{sp}$  et la rigidité élastique initiale ( $E_s$ )

du matériel.  $E_{sp} = \frac{(f_{ult} - f_y)}{(\epsilon_{ult} - \frac{f_y}{E_s})}$ , où  $f_{ult}$  et  $\epsilon_{ult}$  de et représentent la capacité ultime ou maximale de

la contrainte du matériau et de sa déformation respectivement. Sa valeur varie généralement de 0.005 à 0.015. La valeur de 0.005 est adoptée.

- Paramètre initial de la forme de la courbe de transition  $R_0$ : C'est la valeur initiale (de premier cycle de chargement) du paramètre  $R$ , qui contrôle la transition de la forme de la courbe de transition entre l'état initial et l'état post-élastique qui est nécessaire pour représenter exactement les effets de Baushinger. La valeur de 20 est adoptée pour ce paramètre.

- Coefficients de calibrage de la forme de la courbe de transition  $a_1$  et  $a_2$ : Ce sont les deux coefficients employés pour calibrer les changements qui doivent être appliqués au paramètre  $R_0$  afin d'obtenir le paramètre actualisé de la courbe de transition  $R_n$  de la forme de la courbe de transition,  $a_1$  est généralement pris égal à 18.5,  $a_2$  peut varier entre 0.05 et 0.15. Les valeurs 18.5 et 0.15 pour ces deux coefficients sont utilisées.

- Coefficients de calibrage de l'écroûissage isotrope  $a_3$  et  $a_4$ : Ce sont les deux coefficients utilisés pour définir le degré avec lequel l'écroûissage est introduit dans les caractéristiques cycliques de la réponse en contraintes déformations du matériau. Dans le cas de  $a_3$ , une variation comprise entre 0.01 et 0.025 peut être trouvée dans la pratique, tandis que pour le coefficient  $a_4$  des oscillations comprises entre 2 et 7 sont généralement observées. Cependant, il y lieu de noter que la contribution de l'écroûissage isotope habituellement plus petite que celle de l'écroûissage cinématique, la variation de ces paramètres n'affecte pas sensiblement les caractéristiques de la réponse cyclique du matériau. Les valeurs de 0.025 et 2, sont attribuées par défaut pour les deux coefficients  $a_3$  et  $a_4$  respectivement.

- Poids spécifique  $\gamma$ : sa valeur est de 78 KN/m<sup>3</sup>.

### III. 2.2 Modèle non linéaire uniaxial du béton dans le logiciel Seismostruct [60], [61]

Le béton est modélisé par un modèle avec confinement constant non linéaire (figure III.22), et représente un bon compromis entre simplicité et exactitude : la figure suivante montre le modèle non linéaire uni axial, suivant le modèle constitutif proposé par Mander.

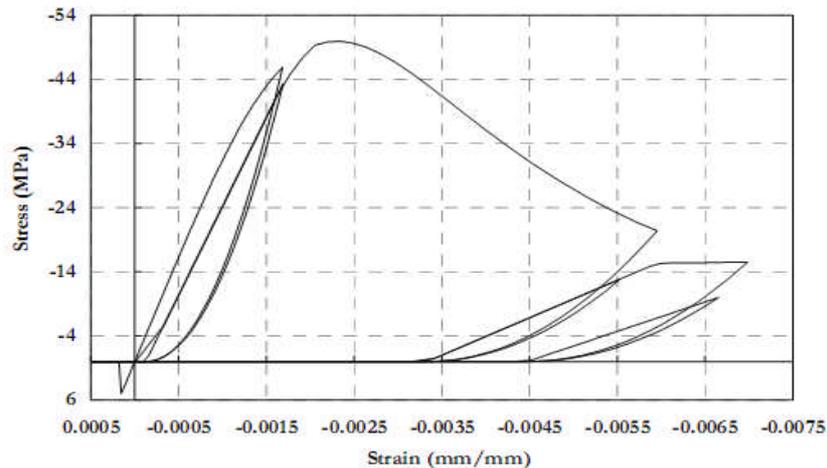


Figure (III. 5): Modèle non linéaire uniaxial du béton (seismostruct)

Cinq paramètres doivent être définis pour ce modèle afin de décrire les caractéristiques mécaniques:

- Résistance à la compression  $f_c$  : C'est la capacité en compression d'un cylindre (100x200 mm) du matériau. Sa valeur varie typiquement de 15 MPa jusqu'à 45 MPa.

- Résistance à la traction  $f_t$  : C'est la capacité à la traction du matériau. Elle peut être habituellement estimée comme  $k_t \sqrt{f_c}$ , où  $k_t$  change de 0.5 à 0.75.

- Déformation sous contrainte maximale  $\varepsilon_c$  : C'est la contrainte correspondant au point où la contrainte de compression non confinée est maximale. Pour le béton normal, cette valeur est habituellement comprise entre 0.002 et 0.0022. La valeur de 0.002 mm/mm est adoptée dans le modèle.

- Facteur de confinement  $k_c$  C'est le facteur constant de confinement, défini comme étant le rapport entre la contrainte de compression du béton confiné et celle du béton non confiné, Sa valeur varie de 1.0 à 1.3 pour les éléments en béton armé et de 1.5 à 4.0 pour les éléments composites acier béton armé.

- Poids spécifique :  $\gamma$  C'est le poids spécifique du matériau. Sa valeur par défaut est 24 kN/m<sup>3</sup>.

### III.3 Types d'éléments et types des sections [40]

Il ya six types d'éléments structuraux et deux types d'éléments de masse dans SeismoStruct, comme le montre sur le tableau III.1. Les éléments structuraux sont utilisés pour modéliser les éléments poteau-poutre. L'élément de masse est utilisé pour modéliser les masses qui existent sur la structure soit concentré ou distribuée.

21 section types sont disponibles dans le programme de SeismoStruct (voir tableau III.2). Les types de section incluent mono-matière sections, sections et des RC sections composites.

Type	Description
infrmDB	Éléments non élastiques de structure (Déplacement-Basé)
infrmFB	Éléments non élastiques de structure (Force-Basé)
infrmFBPH	Élément plastique articulé non élastique de structure
elfrm	Élément élastique de structure
infill	Élément non élastique de panneau de remplissage
truss	Élément non élastique de botte
lmass	La masse concentrée
dmass	La masse distribuée

**Tableau (III.1) :** Type des éléments en SeismoStruct

Type	Description
rss	Section solide rectangulaire
rhs	Section creuse rectangulaire
css	Section solide circulaire
chs	Section creuse circulaire
sits	I ou T-section symétrique
agss	Section asymétrique de forme générale
cpis	section I Composite
pecs	section I composée partiellement enrobé
fecs	section I composée entièrement enrobé
ccs	Section circulaire composée
rcrs	Section rectangulaire en béton renforcée
rccs	Section circulaire en béton renforcée
rcts	section T en béton renforcée
rcars	Section rectangulaire asymétrique en béton renforcée
rcrws	Section voile rectangulaire en béton renforcée
rcuws	Section voile U en béton renforcée
rclws	Section voile L en béton renforcée
rcrhs	Section creuse rectangulaire en béton renforcée
rcchs	Section creuse circulaire en béton renforcée
rcjrs	Section rectangulaire vêtue béton renforcée
rcbgs	Section de poutre-boîte renforcée en béton

**Tableau (III.2) :** Type des sections transversales en SeismoStruct

#### III.4. Types D'analyse:

##### III.4.1. Analyse modale, (Eigenvalue) dite analyse modale

Elle permet d'obtenir les caractéristiques dynamiques de la structure c.à.d. les périodes (ou fréquences naturelles de la structure) et les formes des modes et vecteurs propres (eigenperiods and modeshapes). Une liste des modes propres qui converge apparaît. On peut voir les formes des modes.

Le nombre de modes nécessaires et l'intervalle de fréquences d'intérêt est spécifiée par l'utilisateur dans les paramètres du programme (program settings).

#### **III.4.2. Analyse de charge statique constante**

Pour l'analyse statique à chargement constant, la charge appliquée  $P$  est maintenue constante. Le programme exécute l'analyse et donne la solution en une seule étape ainsi qu'il calcule et affiche les résultats des déplacements nodaux, et les forces des éléments et des appuis.

#### **III.4.3. Analyse statique de pushover**

Les principales différences entre le modèle actuel et le modèle créé précédemment pour l'analyse dynamique sont les suivantes:

Il n'y a pas de masses. Les masses ne sont pas nécessaires car il n'y a pas de forces d'inertie dans l'analyse de pushover statique.

Le degré de liberté selon  $x$  ( $x$ -DOF) est bloqué aux supports, pas de déplacement selon  $x$ .

Les modules des courbes de l'histoire du temps et les stages d'équilibre sont absents. Un module supplémentaire prend leur place, il est appelé les « phases de chargement ». Il définit les phases de contrôle utilisées afin de tracer la courbe de fléchissement dû à la charge (courbe de charge-fléchissement), pour les charges proportionnelles. Trois types de contrôle sont disponibles:

- Contrôle de charge, il représente la situation où le facteur de charge  $\lambda$  est directement incrémenté et les déplacements de la structure globale sont déterminés à chaque niveau de facteur de charge. La charge appliquée peut être soit des forces soit des déplacements.
- Contrôle de la réponse, il représente la situation où la réponse (déplacement / rotation) d'un nœud spécifié par l'utilisateur, est de plus en plus augmenté. Les charges appliquées et les déformations des autres nœuds sont déterminées et résolues par le programme.
- Contrôle de la réponse automatique, il renvoie à une procédure dans laquelle un nouveau DOF est automatiquement choisi pour le contrôle de la réponse, à chaque fois que des difficultés de convergence surgissent lors de l'analyse. Le nœud choisi est celui qui a le taux de réponse nominal tangentiel le plus élevé.

- **Pour l'analyse de Pushover statique** : La charge variable appliquée  $P$  est conservée proportionnelle au modèle des charges nominales  $P^0$ , initialement définie par l'utilisateur. Le facteur de charge  $\lambda$  est automatiquement augmenté par le programme jusqu'à l'atteinte d'une limite définie par l'utilisateur ou d'une défaillance structurale :

$$P = \lambda \cdot P^0 \quad (\text{III.1})$$

- **L'application des charges pour l'analyse pushover** : Au cours de l'analyse pushover, le chargement appliqué est généralement constitué de charges de gravité initiale (constantes) ou aussi dites gravitationnelles (agissant dans le sens vertical), dans la direction Z et de charges proportionnelles (forces ou déplacements) dans la direction x. La procédure d'ajouter des charges proportionnelles est similaire à celle de la procédure d'ajouter des charges initiales.

Toutefois, l'utilisateur doit spécifier un type de règles pour définir la manière dont ces charges seront augmentées, le nombre de pas nécessaire, etc. Cela se fait à l'aide du module des phases de chargement (Loading Phases). Ce module définit les phases de contrôle utilisées pour tracer la courbe de charge – fléchissement pour la charge proportionnelle.

#### III.4.4. Analyse de Pushover Adaptative

C'est une méthodologie plus avancée qui a pour but de remplir certaines lacunes dans l'analyse de la structure. Dans ce développement révolutionnaire, la répartition de la charge lors de cette procédure n'est pas conservé constante, mais est elle continuellement mise à jour pour tenir compte de la dégradation de la raideur et de l'élongation de la période du système et les effets des modes supérieurs. Ceci est réalisé par l'exécution de l'analyse modale sur les différents pas, compte tenu de la distribution actuelle de la rigidité pendant ce pas.

Une des principales déficiences de l'analyse classique de pushover est sa véritable incapacité de tenir compte de la dégradation progressive de la raideur qui se produit sous l'application de la charge sismique cyclique non linéaire. Par conséquent, les changements des caractéristiques modales, l'élongation de la période et les amplifications spectrales différentes ne peuvent pas être considérés. La nature fixe de la charge de distribution appliquée à la structure, qui ignore la distribution potentielle des forces appliquées à la structure durant la procédure, ne permet pas de capter ces caractéristiques très importantes dans une analyse inélastique de l'histoire du temps. En plus les estimations de la déformation obtenue d'une analyse de

pushover peuvent être très inexacts dans le cas des structures où les effets des modes supérieurs sont significatifs. Une approche plus raffinée, qui prend en compte de la raideur actuelle de la structure à chaque pas et les effets des modes supérieurs, devrait générer des résultats plus exacts que ceux obtenus par la procédure de pushover classique.

Dans l'approche de pushover adaptative, la distribution de la force latérale n'est pas maintenue constante mais elle est mise à jour durant l'analyse selon les formes modales et les facteurs de participations obtenus de l'analyse effectuée au cours (du pas présent) de l'étape présente. La nouvelle méthode est complètement multi – modale et tient compte de l'élongation de la période, et l'amplification spectrale (par le biais de l'introduction d'un spectre spécifique du site), la propagation de l'inélasticité et la non-linéarité géométrique des membres. Elle est plus performante que les méthodes classiques, en particulier dans les cas où on a dans la structure des irrégularités de la force ou de la rigidité et aussi dans les cas où les effets de mode supérieurs sont d'importance. Une analyse typique associe les éléments suivants :

- 1- A chaque pas, avant d'appliquer la charge supplémentaire, le programme exécute une analyse qui considère la valeur de la rigidité à la fin du pas précédent et calcule les périodes et les vecteurs propres du système. La méthode de Jacobi est utilisée pour ce but.
- 2- En se basant sur les résultats des vecteurs propres et la forme du spectre sélectionné, les modèles (patterns) des forces de chaque étage pour chaque mode sont déterminés par la méthode suivante :

$$F_{ij} = \Gamma_i \Phi_{ij} M_i S_a(j) \quad (\text{III. 2})$$

Où on a:

$i$  = nombre d'étages

$j$  = numéro du mode

$n$  = nombre total des modes considérés.

$\Gamma_j$  = facteur de participation modal pour le  $j^{\text{ème}}$  mode

$\phi_{ij}$  = La valeur de la masse normalisée du mode au  $i^{\text{ème}}$  étage et pour le  $j^{\text{ème}}$  mode

$M_i$  = mass du  $i^{\text{ème}}$  étage

$S_a(j)$  = amplification spectrale du  $j^{\text{ème}}$  mode

Quand l'amplification spectrale n'est pas considérée, le facteur  $S_a(j)$  de l'équation (III.2) est remplacé par l'unité et l'équation (III.3) devient:

$$F_{ij} = \Gamma_i \Phi_{ij} M_i \quad (\text{III. 3})$$

Dans ce cas, le modèle de charge latérale devient un spectre indépendant et il est uniquement défini par les formes modales du système.

- 3- Après avoir défini les profils de la charge latérale pour chaque mode, les valeurs de distribution de la force à chaque niveau d'étage  $F_i$  sont calculées.
- 4- Mettre à jour (augmenter) le facteur de la charge. Les forces appliquées à chaque étage  $i$  sont évaluées comme le produit entre le facteur de charge actualisé, la charge nominale à cet étage et  $F_i$ .
- 5- Appliquer au modèle les forces récemment calculées et puis calculer à la nouvelle situation d'équilibre ; les forces des éléments, les déplacements et les rotations, les dérivées entre les étages, le nouvel effort tranchant à la base et le déplacement au dernier étage, etc.
- 6- Calculer la matrice de rigidité actualisée,  $KTOT$ , de la structure.
- 7- Retour à la première étape pour recommencer le prochain pas de l'analyse pushover.

La procédure est illustrée sous la forme d'un organigramme à la Figure III.6.

A noter qu'avant de commencer la procédure pushover, une analyse des vecteurs propres est effectuée pour déterminer la répartition de la charge initiale qui est appliquée lors de la première étape (premier pas).

L'avantage principal de l'algorithme est qu'il permet l'application du profil de la force exacte obtenue par l'analyse de la valeur propre à chaque étape, sans les problèmes de stabilité et de convergence.

Selon les paramètres attribués, l'algorithme donne des résultats légèrement différents.

Cependant, l'algorithme de la Figure III.6 (qui inclue l'amplification spectrale et l'échelle totale (total scaling) en fonction d'un spectre obtenu à l'aide d'un enregistrement) est plus précis que les autres alternatives, tout en préservant la stabilité du système (sans perte de stabilité).

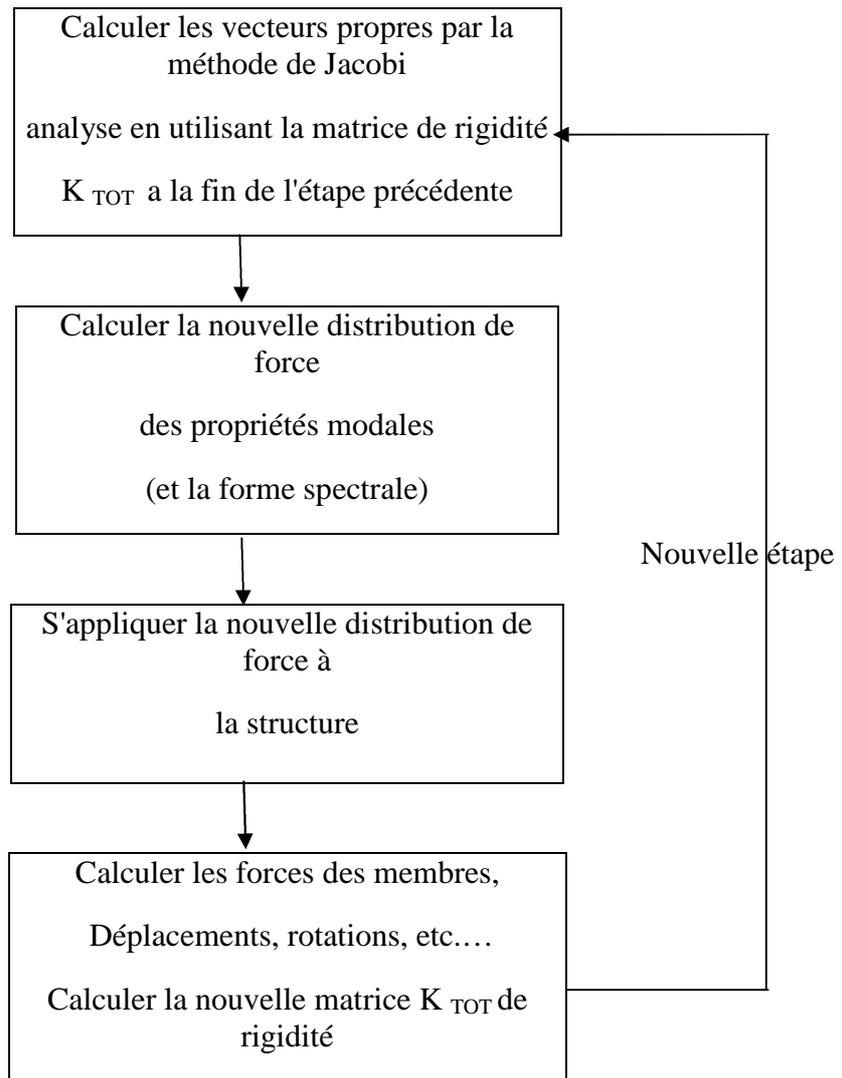


Figure (III. 6) : Algorithme du Pushover Adaptative du Manuel SeismoStruct.

#### III.4.5. Analyse pushover Dynamique (IDA)

Pour l'évaluation de la capacité sous charges latérales des structures, l'analyse dynamique incrémentale temporelle est une solution alternative à l'analyse statique non linéaire. Elle offre l'avantage de considérer les propriétés dynamiques de la structure et tient compte ainsi de la modification de la rigidité et de la période de la structure sous sollicitations dynamiques. La structure est soumise à une série d'analyses dynamiques non linéaires d'intensité croissante, les

valeurs maximales de l'effort tranchant à la base sont alors tracées en fonction des valeurs des déplacements maximaux obtenir la courbe de capacité ou d'enveloppe (IDA).

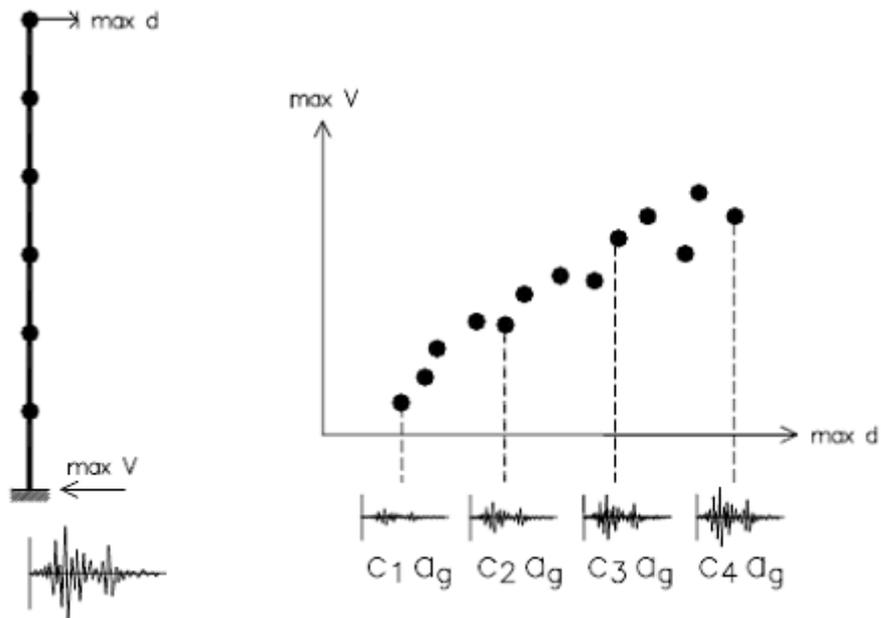


Figure (III. 7) : Approche d'implémentation de « Pushover Dynamique ».

**CHAPITRE VI :**  
**ETUDE DE CAS PRATIQUES**

## ETUDE DE CAS PRATIQUES

### IV.1 Généralités

Les modèles structuraux de base considérés dans la présente étude consistent en des portiques en béton armé. Quatre structures sont considérées dans notre étude, (structure à deux niveaux, à cinq niveaux et à dix niveaux et à douze niveaux).

### IV.2. Description des structures

**Structure01:** portique 2D à deux niveaux dont les caractéristiques sont les suivantes :

- dimensions en plan :  $L_x = (4 \times 3.00) = 12.00$  m,  $L_y = (3 \times 4.00) = 12.00$  m
- hauteur :  $H = 2 \times 3.00 = 6.00$  m
- les poutres de section  $(30 \times 40)$  cm<sup>2</sup>
- les poteaux de section  $(30 \times 30)$  cm<sup>2</sup>

**Structure02 :** portique 2D à cinq niveaux dont les caractéristiques sont les suivantes :

- dimensions en plan :  $L_x = (4 \times 3.5) = 14.00$ m,  $L_y = (2 \times 4.7) = 9.40$ m
- hauteur :  $H = 5 \times 3.00 = 15.00$  m
- les poutres de section  $(30 \times 45)$  cm<sup>2</sup>
- les poteaux de section  $(30 \times 40)$  cm<sup>2</sup>

**Structure03 :** portique 2D à dix niveaux dont les caractéristiques sont les suivantes :

- dimensions en plan :  $L_x = (5 \times 4.5) = 22.5$ m,  $L_y = (6 \times 4.0) = 24.00$ m
- hauteur :  $H = 10 \times 3.00 = 30.00$  m
- les poutres de section  $(30 \times 45)$  cm<sup>2</sup>
- les poteaux de section  $(50 \times 50)$  cm<sup>2</sup>
- les poteaux de section  $(40 \times 40)$  cm<sup>2</sup>

**Structure04 :** portique 2D à douze niveaux dont les caractéristiques sont les suivantes :

- dimensions en plan :  $L_x = 15.00$ m,  $L_y = (4 \times 4.0) = 16.00$ m
- hauteur :  $H = 12 \times 3.00 = 36.00$  m
- les poutres de section  $(30 \times 50)$  cm<sup>2</sup>
- les poteaux de section  $(45 \times 45)$  cm<sup>2</sup>
- les poteaux de section  $(55 \times 55)$  cm<sup>2</sup>

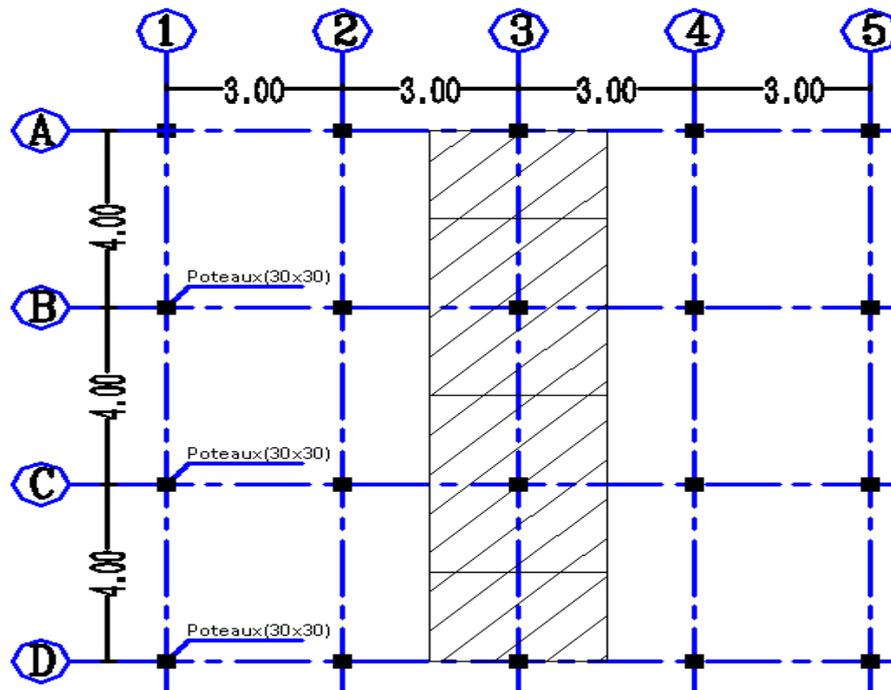


Figure (IV. 1) : Vue en plan, structure 01

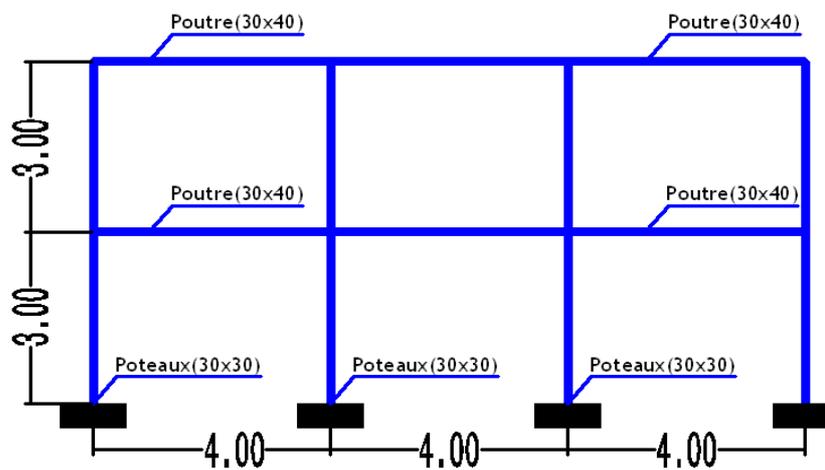


Figure (IV. 2): Portique 01

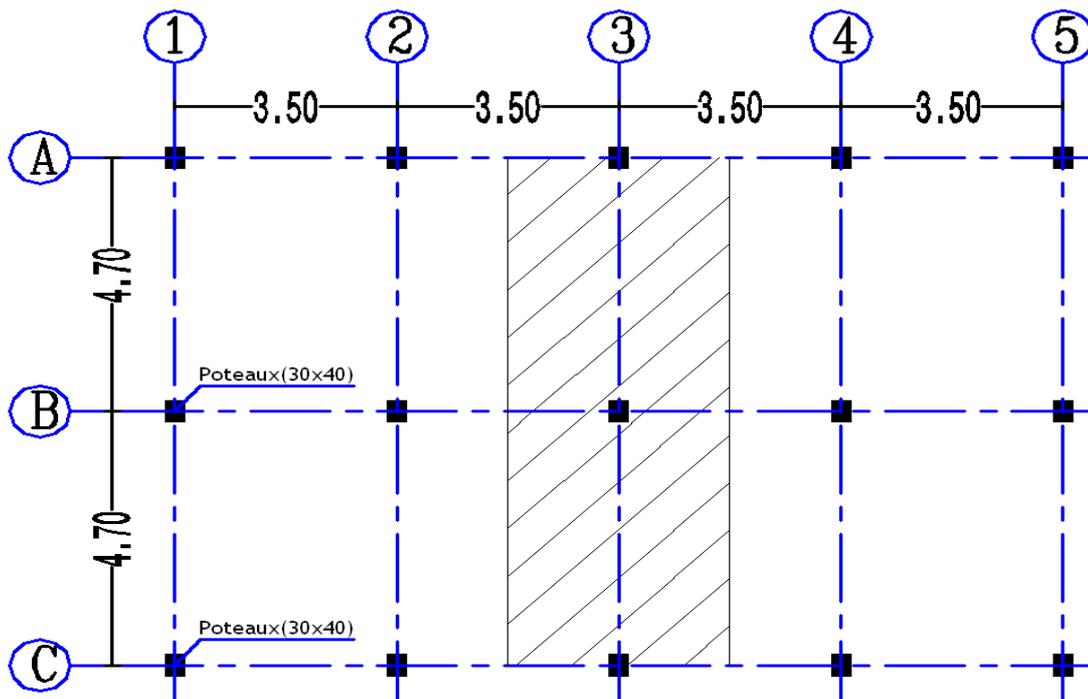


Figure (IV. 3) : Vue en plan, structure 02

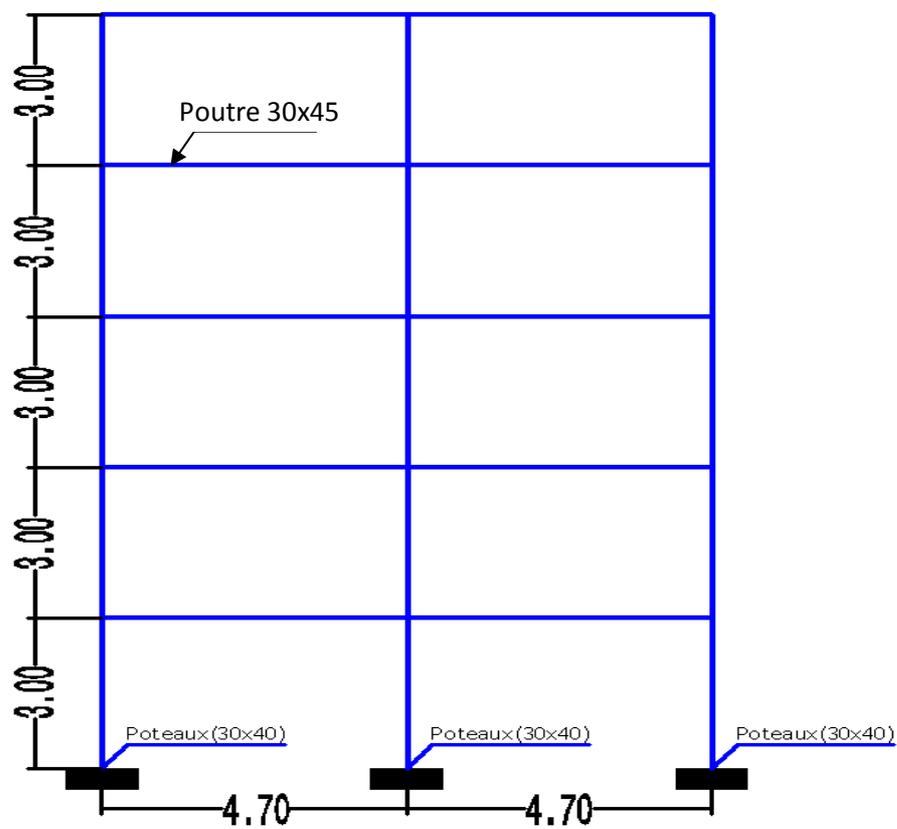


Figure (IV. 4): Portique 02

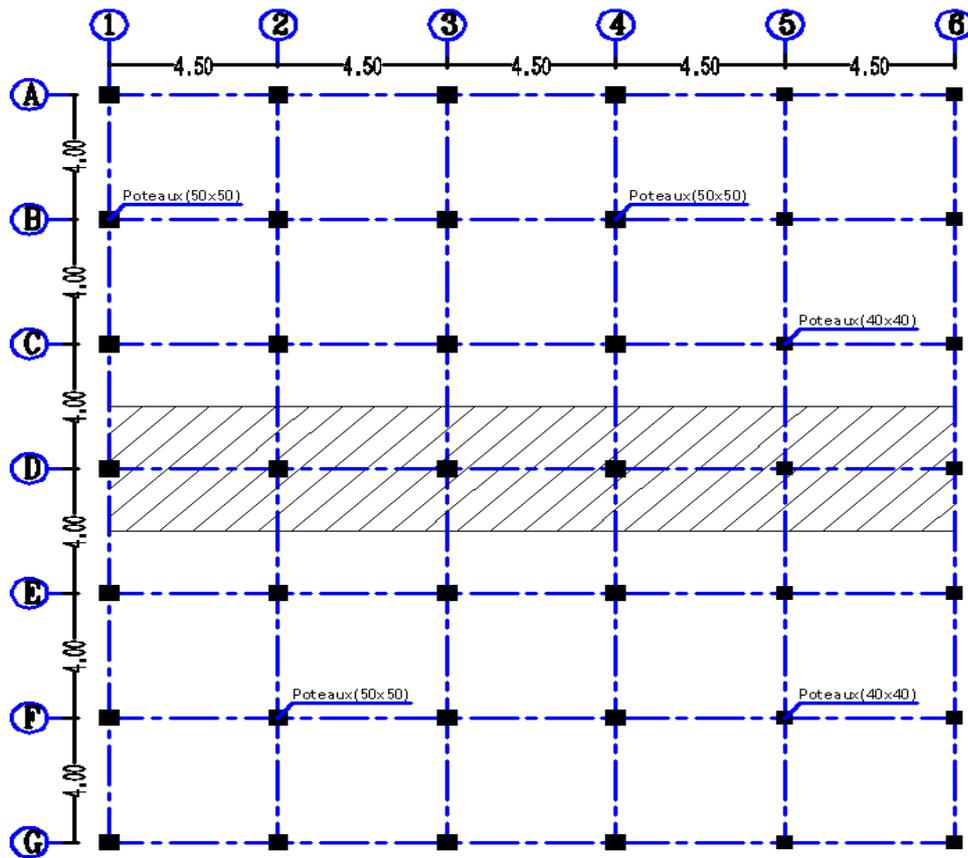


Figure (IV. 5) : Vue en plan, structure 03

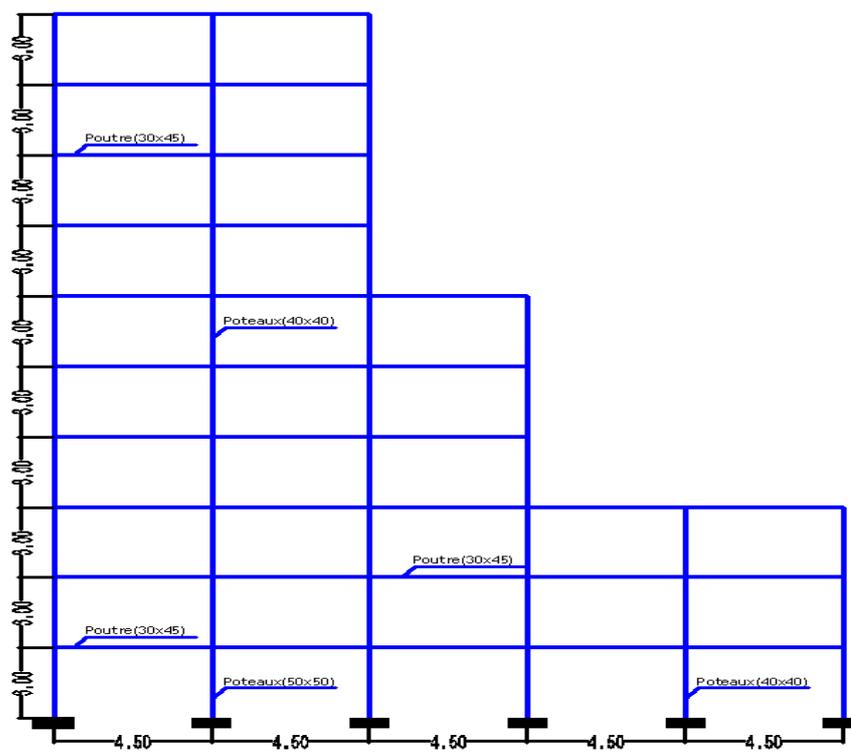


Figure (IV. 6): Portique 03

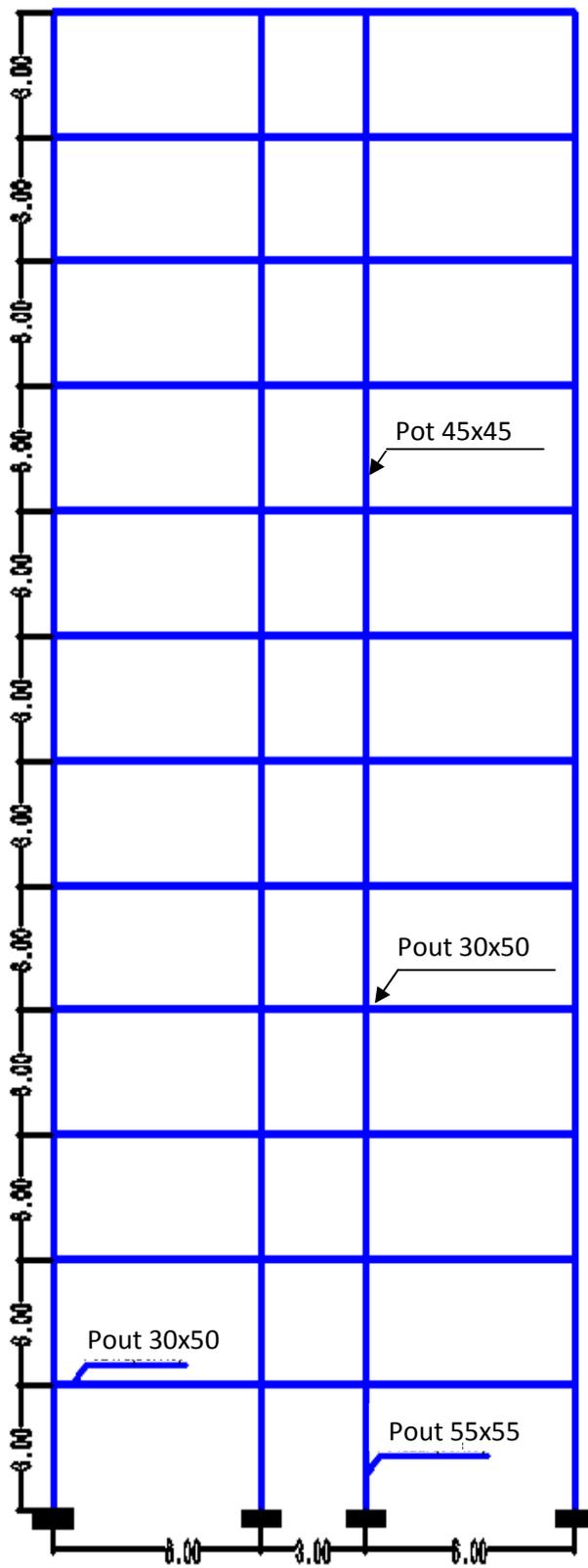


Figure (IV. 8): Portique 04

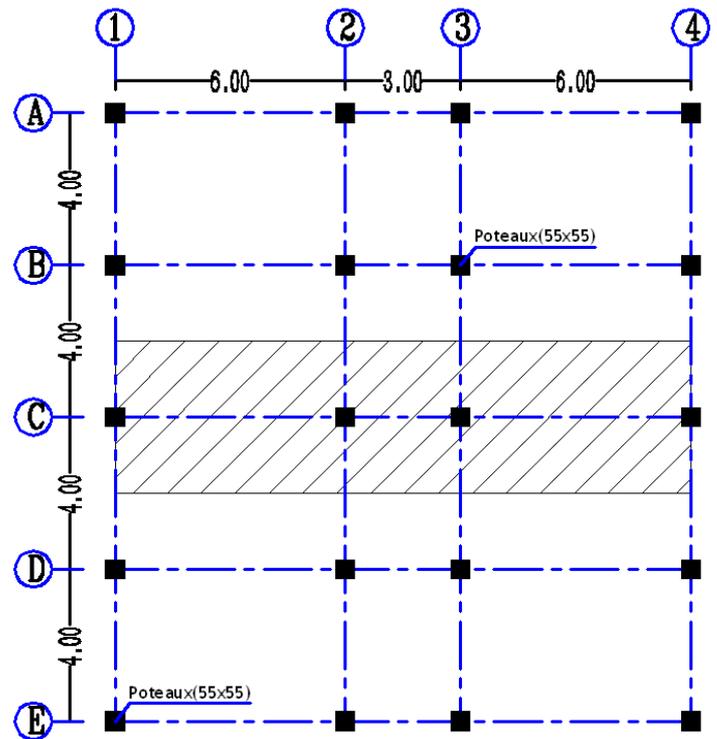


Figure (IV. 7) : Vue en plan, structure 04

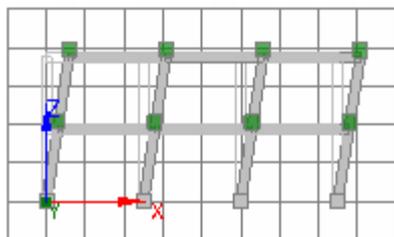
IV.3. Analyse modale

Application 01

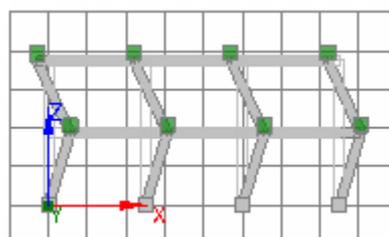
- Périodes et facteurs de participation modale: (portique 01)

Mode	Fréquence (rad/s)	Période (s)	$\eta_x$ (%) cumulé
1	2.17	0.45	91.05
2	6.34	0.15	99.10

Tableau (IV.1) : Périodes et facteurs de participation modale S1



Première mode



Deuxième mode

Figure (IV.9): Modes propres du portique 01

- Périodes et facteurs de participation modale: (portique 02)

Mode	Fréquence (rad/s)	Période (s)	$\eta_x$ (%) cumulé
1	1.18	0.84	83.01
2	3.71	0.26	93.43
3	6.58	0.15	97.29

Tableau (IV.2) : Périodes et facteurs de participation modale S2

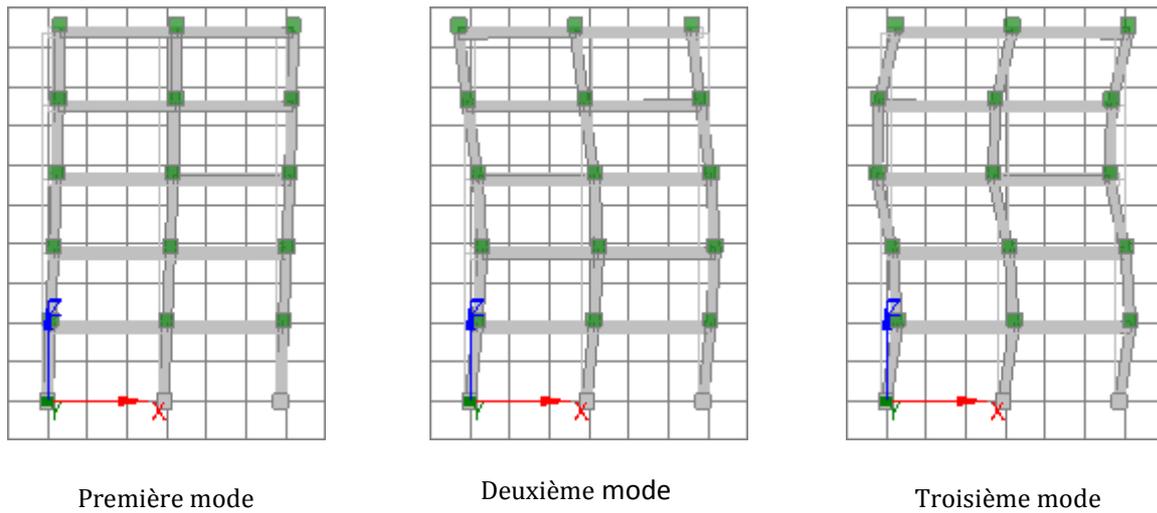


Figure (IV.10): Modes propres du portique 02

- Périodes et facteurs de participation modale: (portique 03)

Mode	Fréquence (rad/s)	Période (s)	$\eta_x$ (%) cumulé
1	0.73	1.35	65.45
2	1.79	0.55	83.86
3	3.13	0.31	90.99

Tableau (IV.3) : Périodes et facteurs de participation modale S3

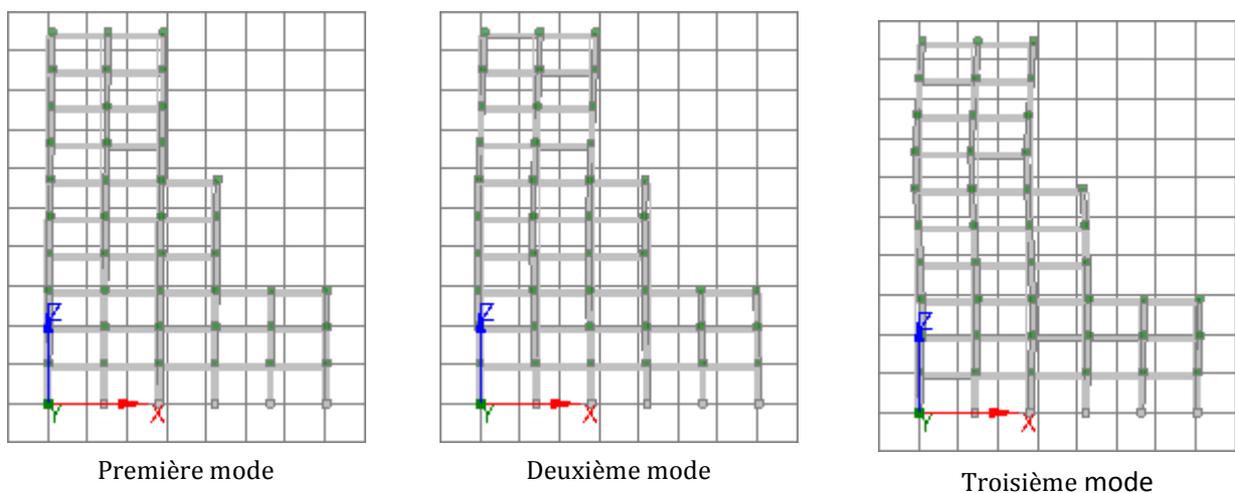


Figure (IV.11): Modes propres du portique 03

• Périodes et facteurs de participation modale: (portique 04)

Mode	Fréquence (rad/s)	Période (s)	$\eta_x$ (%) cumulé
1	0.58	1.70	77.25
2	1.73	0.57	88.56
3	3.13	0.31	92.52

Tableau (IV.4) : Périodes et facteurs de participation modale S4

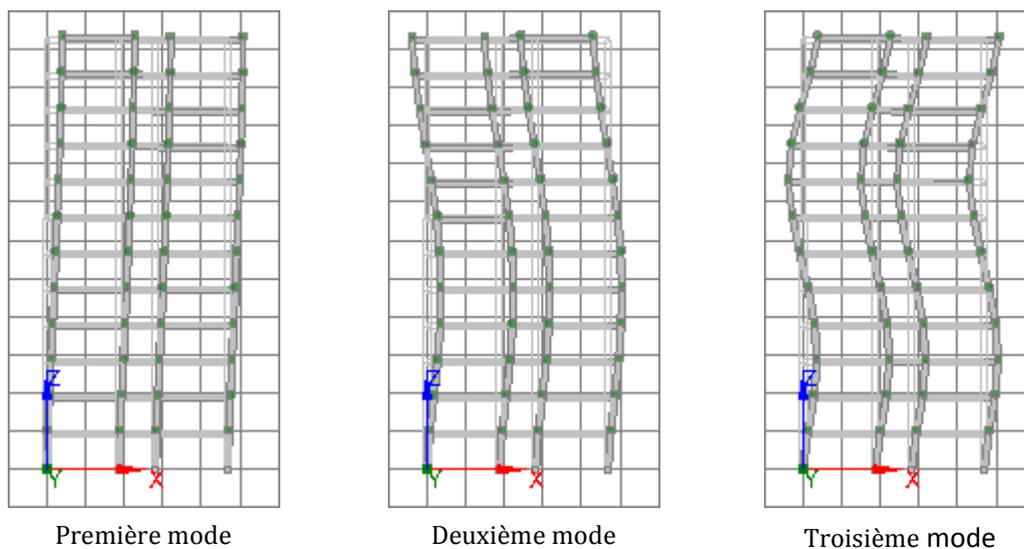


Figure (IV.12): Modes propres du portique 04

IV.4. Analyse sismique linéaire

Une analyse sismique linéaire par la méthode des spectres de réponse a été faite afin de déterminer les efforts résultants dans les structures et les pourcentages d’acier en utilisant le logiciel SAP2000.

Le coffrage et le ferrailage respectent les clauses et exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA99 (version 2003).

IV.4.1 Caractéristiques géométriques et ferrailage des poteaux et poutres

• Portique 01

Elément :	Dimension (cm <sup>2</sup> ):	Les armatures
poteau	(30x30)	4T16+4T14
poutre	(30x40)	3T16 sup+ 3T16 inf

Tableau (IV.5) : Caractéristiques géométriques et ferrailage du S1

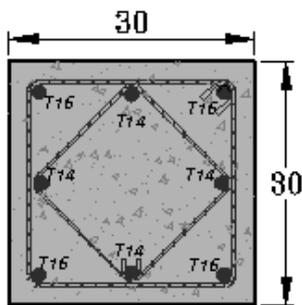


Figure (IV. 13): Poteau 30x30

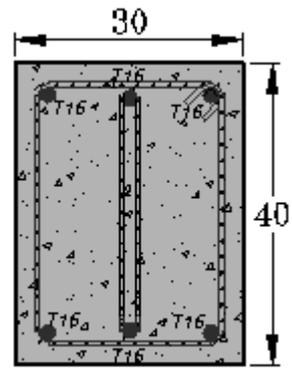


Figure (IV. 14): Poutre 30x40

• Portique 02

Elément :	Dimension (cm <sup>2</sup> ):	Les armatures
poteau	(30x40)	4T14+4T14
poutre	(30x45)	3T16 sup+ 3T16 inf + 2T10 au centre

Tableau (IV.6) : Caractéristiques géométriques et ferrailage du S2

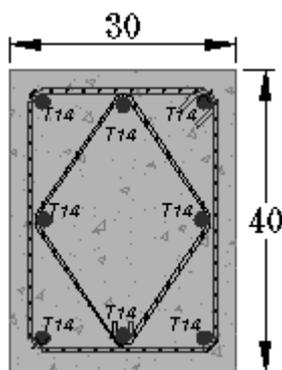


Figure (IV. 15): Poteau 30x40

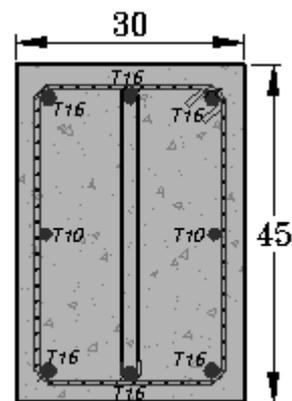


Figure (IV. 16): Poutre 30x45

• Portique 03

Elément :	Dimension (cm <sup>2</sup> ):	Les armatures
poteau	(50x50)	4T16+8T14
poteau	(40x40)	4T16+8T12
poutre	(30x45)	3T16 sup+ 3T16 inf+ 2T10 au centre

Tableau (IV.7) : Caractéristiques géométriques et ferrailage du S3

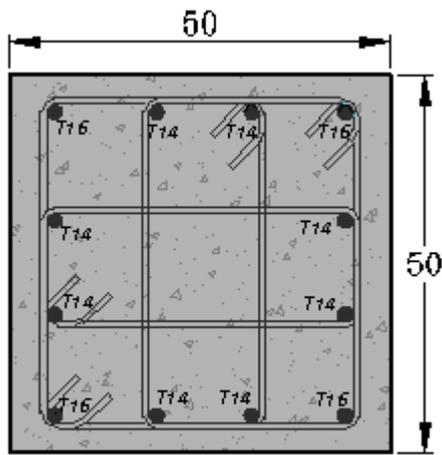


Figure (IV. 17): Poteau 50x50

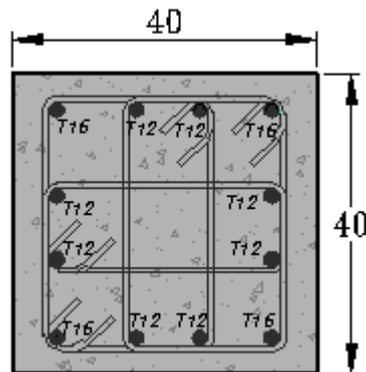


Figure (IV. 18): Poteau 40x40

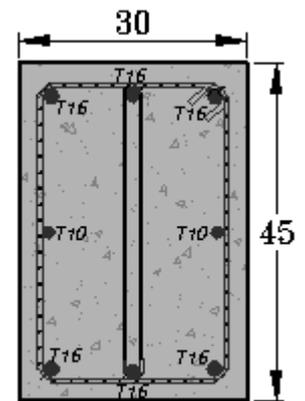


Figure (IV. 19): Poutre 30x45

• Portique 04

Elément :	Dimension (cm <sup>2</sup> ):	Les armatures
poteau	(55x55)	4T20+8T16
poteau	(45x45)	4T16+8T14
poutre	(30x50)	3T16 sup + 3T16 inf + 4T10 au centre

Tableau (IV.8) : Caractéristiques géométriques et ferrailage du S4

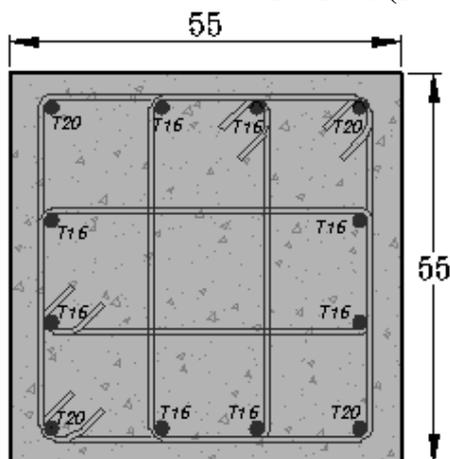


Figure (IV. 20): Poteau 55x55

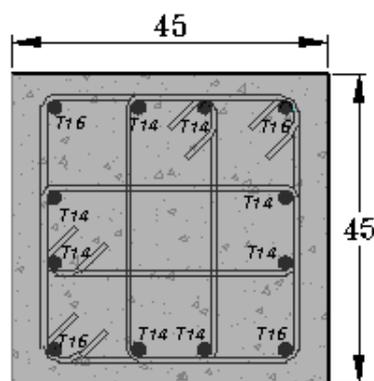


Figure (IV. 21): Poteau 45x45

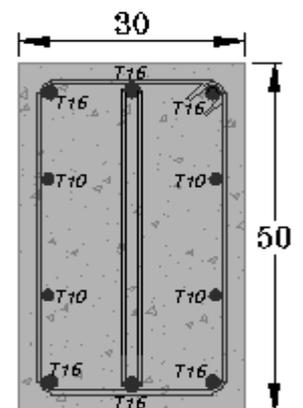


Figure (IV. 22): Poutre 30x50

## IV.5 Analyse pushover

### IV.5.1 Formes de chargements utilisés

#### Hypothèses

Pour le chargement, on a ajouté la charge surfacique  $G= 1 \text{ t/m}^2$  qui est égale au poids propre de la dalle (avec les cloisons) est la surcharge, comme des masses concentrée exclusivement au nœud, et le poids propre de l'ossature calculé automatiquement par le logiciel SeismoStruct.

- Ossature en béton armé (portiques autostables)
- Zone d'implantation –Alger- (Zone III)
- Sol ferme (S2),  $T1=0.15 \text{ sec}$  et  $T2=0.40 \text{ sec}$
- Groupe d'usage 2 (Habitation)
- Coefficient de comportement, catégorie A (1b)

La distribution de la force latérale est un sujet qui diffère de par ses principes dans les codes de calculs (FEMA 273, EC08), Pour l'analyse statique non linéaire qui se base sur la relation demande-capacité, la distribution de la force dépend de l'inertie massique et du passage vers un système à un degré de liberté [2]. Dans le code FEMA 273, la force latérale est décrite comme suit :

#### 1- Force latérale équivalente (ELF)

La méthode statique équivalente

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad (\text{IV. 1})$$

V : force sismique totale.

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement global de la structure

Distribution des forces sismiques selon la hauteur

$$F_k = \frac{W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} V \quad (\text{IV. 2})$$

$F_k$  : force latérale.

$W_k$  : Fraction du poids total de la structure assignée au niveau k.

$W_i$  : Fraction du poids total de la structure assignée au niveau i.

$h_k$  : Hauteur de la base jusqu'au niveau k.

$h_i$  : Hauteur de la base jusqu'au niveau i.

V : force sismique totale.

**2- Distribution uniforme**

La distribution uniforme se composant des forces latérales proportionnelles à la masse totale à chaque niveau est sous la forme suivante.

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_{i=1}^n m_i} V \tag{IV. 3}$$

$F_i$  : Force latérale au niveau i.

$m_i$ : Masse au niveau i.

V : Force sismique totale.

**3- Distribution au premier mode**

$$F_i = \frac{\phi_1 m_i}{\sum_{i=1}^n \phi_1 m_i} V \tag{IV. 4}$$

$F_i$  : Force latérale.

$m_i$  : Masse au niveau i.

$\phi_i$  : Déplacement au premier mode au niveau i.

- **Structure 01 :**

NIVEAU	TYPE DE CHARGEMENT(KN)		
	Triangulaire	Uniforme	1 <sup>er</sup> mode
2	139.43	105.47	135.50
1	71.52	105.47	75.44

**Tableau (IV.9) :** Charges appliquées sur la structure 01.

• Structure 02 :

NIVEAU	TYPE DE CHARGEMENT(KN)		
	Triangulaire	Uniforme	1 <sup>er</sup> mode
5	123.11	75.64	112.30
4	102.04	75.64	104.41
3	76.53	75.64	83.43
2	51.02	75.64	55.05
1	25.51	75.64	23.00

**Tableau (IV.10) :** Charges appliquées sur la structure 02.

• Structure 03 :

NIVEAU	TYPE DE CHARGEMENT(KN)		
	Triangulaire	Uniforme	1 <sup>er</sup> mode
10	180.55	80.24	190.46
9	169.67	83.78	188.36
8	150.82	83.78	170.76
7	131.97	83.78	146.71
6	166.48	123.31	176.26
5	143.01	127.10	142.03
4	116.76	129.72	109.30
3	140.94	208.77	119.96
2	95.02	211.44	72.02
1	47.51	211.44	26.83

**Tableau (IV.11) :** Charges appliquées sur la structure 03.

• Structure 04 :

NIVEAU	TYPE DE CHARGEMENT(KN)		
	Triangulaire	Uniforme	1 <sup>er</sup> mode
12	259.37	147.47	240.51
11	247.98	147.47	242.64
10	225.44	147.47	230.00
9	202.89	147.47	213.05
8	180.35	147.47	192.07
7	161.01	147.47	171.03
6	140.75	147.47	150.22
5	117.29	147.47	124.20
4	93.83	147.47	96.62
3	70.37	147.47	68.12
2	46.92	147.47	39.74
1	23.46	147.47	1.41

Tableau (IV.12) : Charges appliquées sur la structure 04.

IV.5.2 Choix des Accélérogrammes

Trois Accélérogrammes enregistrés ont été utilisés dans cette étude :

A- Accélérogramme de CHENOUA, dont l'accélération maximale est de 0.213g au temps t=10.19 sec, figure (IV.17)

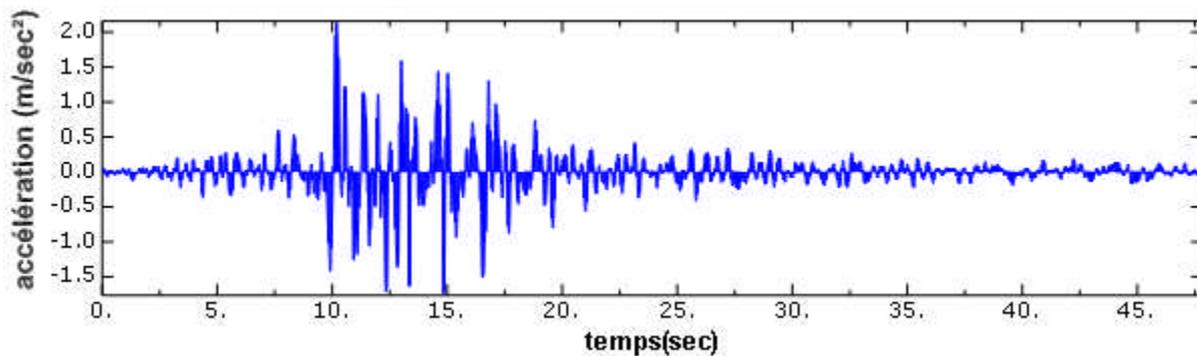
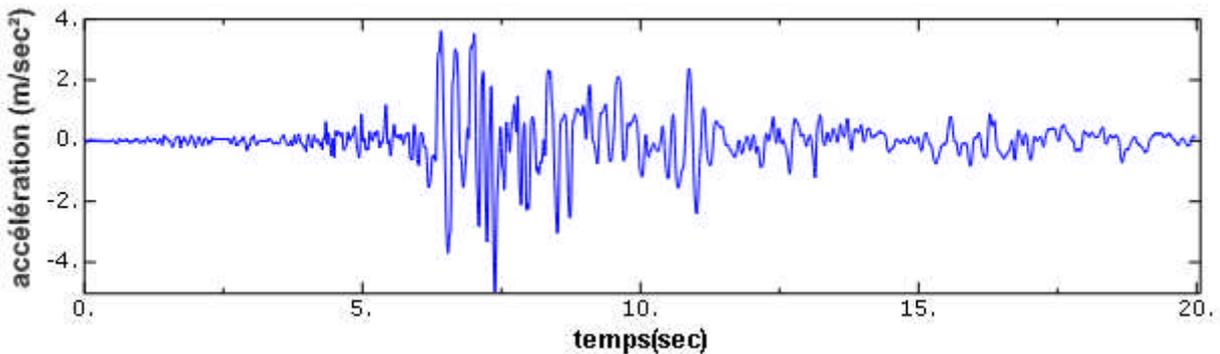


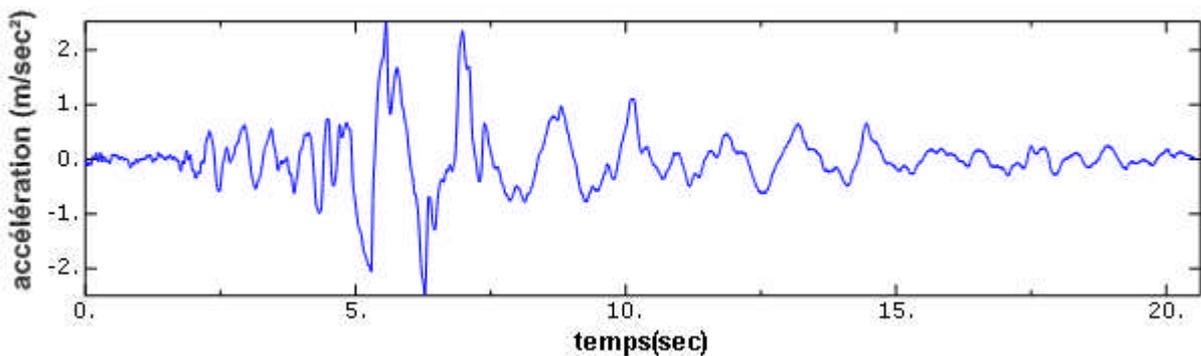
Figure (IV.23): Accélérogramme de CHENOUA

B- Accélérogramme de DAR EL BEIDA caractérisé par une accélération maximale du sol égale à 0.499 g au temps  $t=7.38$  sec, figure IV.16



**Figure (IV.24):** Accélérogramme de DAR EL BEIDA

C- Accélérogramme d'EMERVILLE, dont l'accélération maximale est de 0.249g au temps  $t=5.53$  sec, figure (IV.17)



**Figure (IV.25):** Accélérogramme de EMERVILLE

#### **IV.6. Résultats des analyses pushover et de l'analyse dynamique incrémentale (IDA) :**

##### **IV.6.1 Courbes de capacité de l'analyse pushover conventionnelle tenant compte du type d'élément et du type de chargement :**

Les courbes montrées sur les figures (IV. 26, 27, 28,29) ont été obtenues à partir d'une analyse pushover conventionnelle utilisant des éléments finis formulés en termes de forces (FB) et en termes de déplacements (DB) et des modèles de chargement comprenant : la charge conventionnelle

triangulaire, la charge uniforme et la charge due au premier mode. La première conclusion pouvant être tirée est que les éléments DB donnent des valeurs largement supérieures à celles obtenues avec les éléments FB qui sont reconnus être les plus fiables.

Ces résultats sont dus au fait que les poutres et les poteaux ont été discrétisés avec un seul élément aussi bien pour la DB que pour la FB. Une autre simulation avec des éléments DB non présentée ici a été entreprise avec 4 éléments pour chaque poutre et chaque poteau, et les résultats obtenus se rapprochaient de ceux donnés par les éléments FB mais au prix d'un effort de calcul, par exemple pour la **structure 01**, l'effort tranchant maximal qui était de 500 KN est redescendu à 340 KN, une valeur proche de celle prédite par les éléments FB.

- Pour ce qui est de l'influence du modèle de chargement, il est loisible de constater que leur effets sont en relation directe avec les caractéristiques dynamiques des structures étudiées, surtout le coefficient de participation modale. Pour la première structure ayant un coefficient de participation modale de 91%, on constate que les trois modèles de chargement résultent en des courbes de capacités superposées pour les éléments FB alors que pour les éléments DB, la charge uniforme donne des résultats supérieurs.

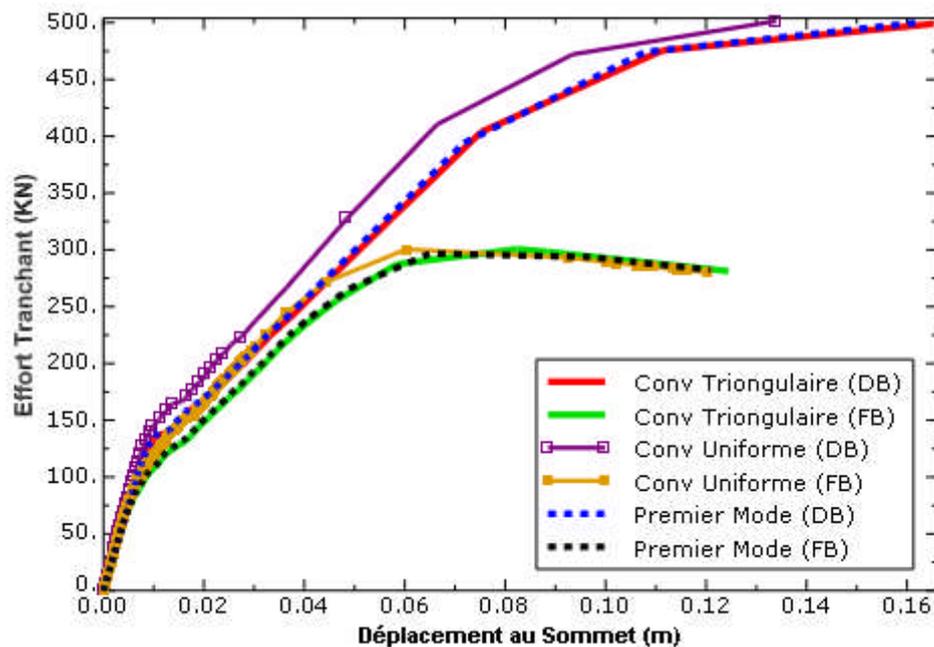


Figure (IV.26): Courbes de capacité de pushover conventionnelle, structure 01

- Pour la deuxième structure ayant un coefficient de participation de 83%, la charge uniforme aussi bien pour les éléments FB que DB résulte en des valeurs supérieures à celles des deux autres modèles de chargement qui résultent une autre fois en des courbes similaires.
- Pour les structures 3 et 4, il est évident que la réponse du premier mode domine plus les courbes de capacité sont proches, lorsque le coefficient de participation modale est égal à 65% on constate une légère différence. Comme pour les cas précédents, la charge uniforme donne des résultats supérieurs.

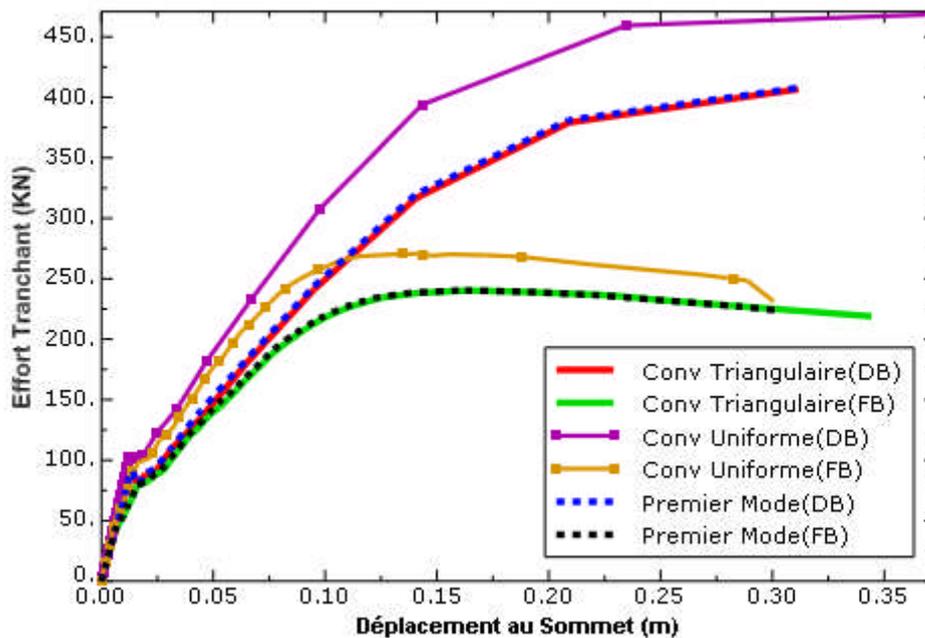


Figure (IV.27): Courbes de capacité de pushover conventionnelle, structure 02

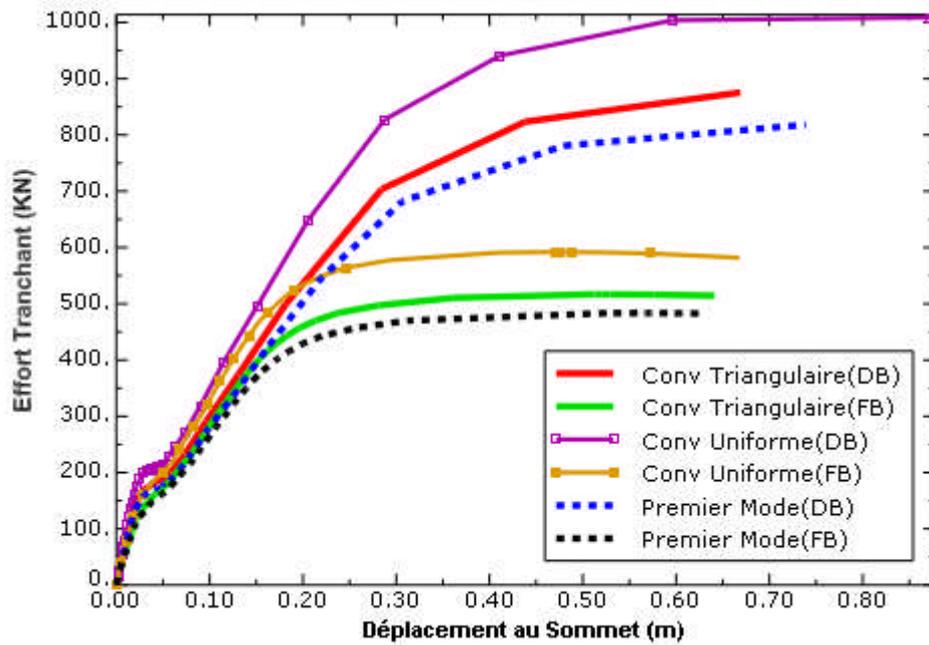


Figure (IV.28): Courbes de capacité de pushover conventionnelle, structure 03

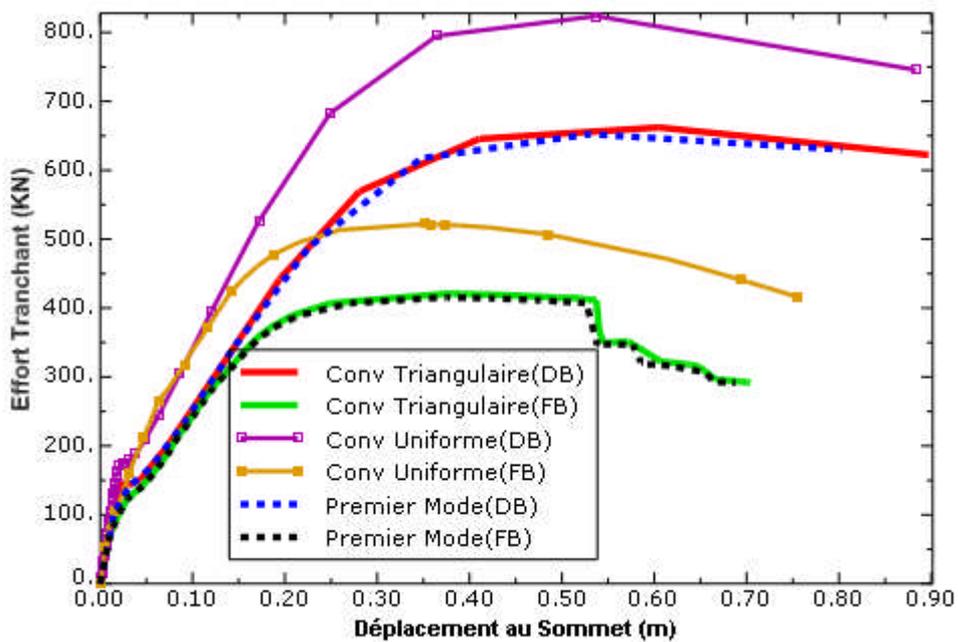


Figure (IV.29): Courbes de capacité de pushover conventionnelle, structure 04

#### IV.6.2. Courbes de capacité de l'analyse pushover conventionnelle et adaptive avec amplification spectrale et de l'IDA :

##### - structure 01

Les courbes pushover présentées dans les figures suivantes ont été obtenues à l'aide d'analyses pushover conventionnelle et adaptive avec amplification spectrale et de l'IDA en utilisant des éléments formulés en termes de forces. Pour la structure 1 dont la réponse est dominée par le premier mode de vibration, on constate que les résultats obtenus avec les différentes techniques sont comparables, figures (IV.30, 31,32).

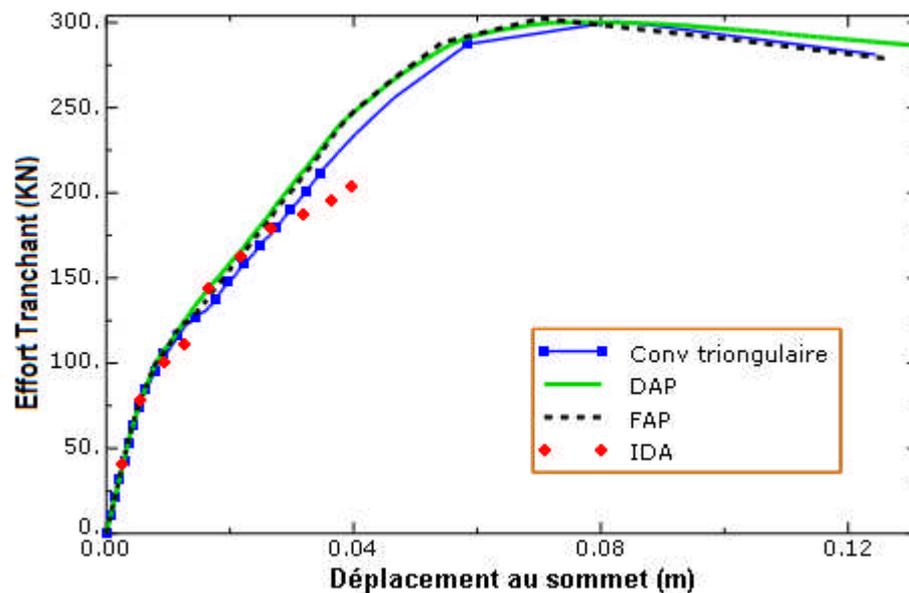


Figure (IV.30): Courbes de capacité de pushover , accélérogramme CHENOUA, structure 01

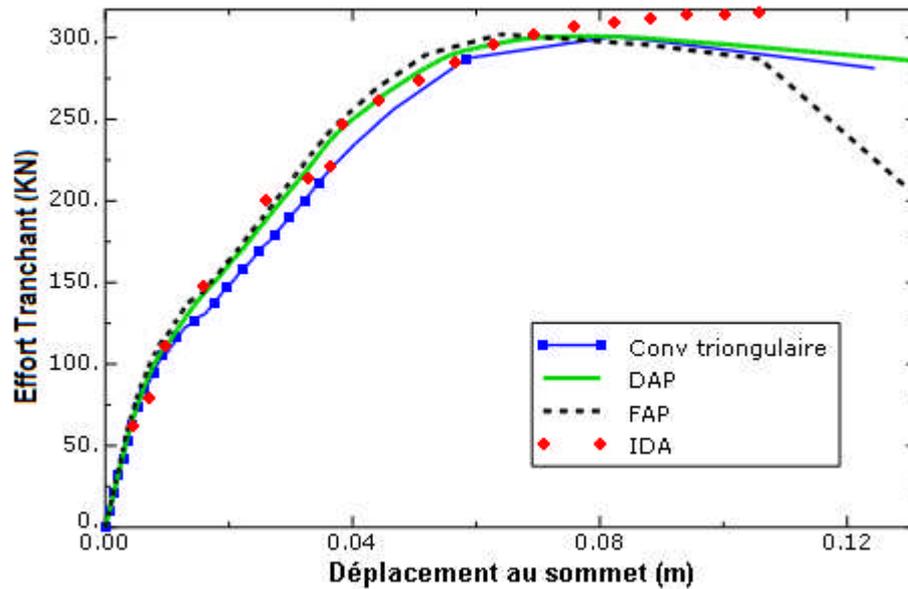


Figure (IV.31): Courbes de capacité de pushover , accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 01.

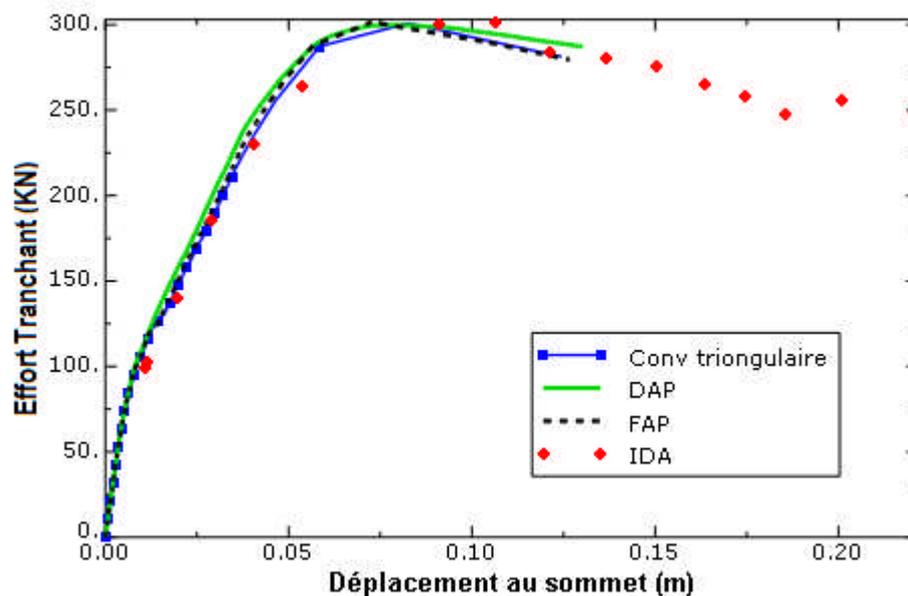


Figure (IV.32): Courbes de capacité de pushover, accélérogramme EMERVILLE, structure 01.

- **structure 02** : Pour cette structure, dans le domaine élastique les différentes techniques pushover se comportent de manière comparable à l'IDA avec l'accélérogramme Chenoua, mais au-delà de la limite élastique on constate que la DAP et la FAP donnent la même réponse jusqu'à un déplacement de 12.5 cm au-delà duquel on constate une chute de la résistance pour la méthode DAP et FAP, figure. Sous l'action des séismes de Dar El Beidha et Emerville on constate que la méthode pushover conventionnelle donne des résultats comparables à ceux obtenus avec l'IDA. La DAP et la

FAP résultent en des valeurs supérieures à celles de l'IDA avec toujours une chute de résistance pour la DAP. Donc il peut être conclu que pour cette structure, les méthodes pushover adaptives n'apportent pas d'amélioration par rapport à la technique pushover conventionnelle.

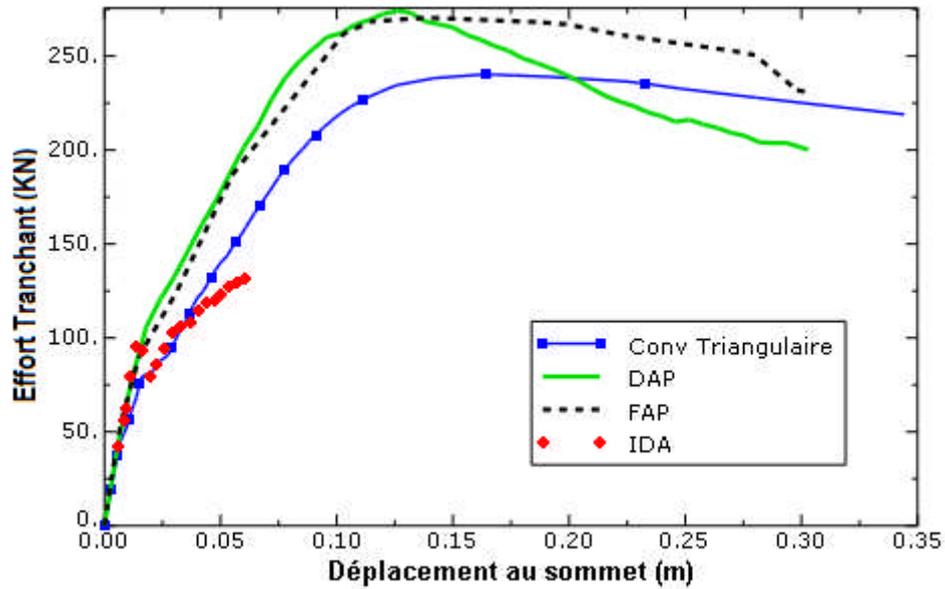


Figure (IV.33): Courbes de capacité de pushover, accélérogramme CHENOUA, structure 02.

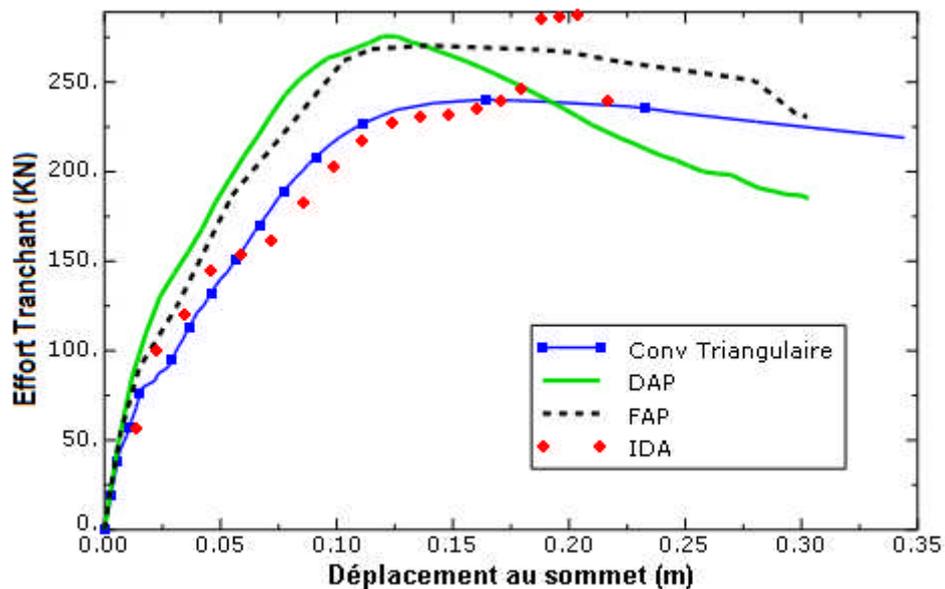
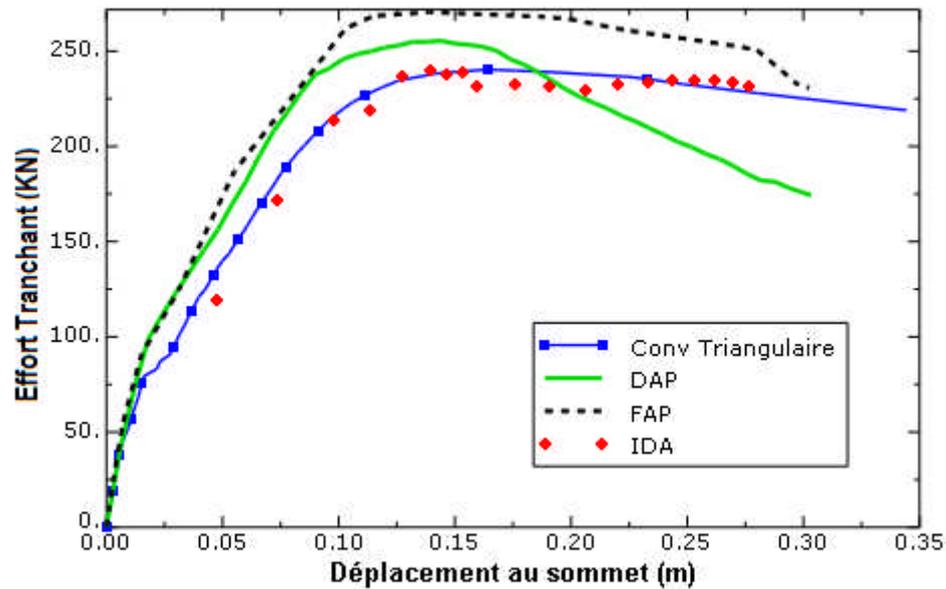


Figure (IV.34): Courbes de capacité de pushover, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 02.



**Figure (IV.35):** Courbes de capacité de pushover, accélérogramme EMERVILLE, structure 02.

- **structure 03 :**

On constate que pour la pushover conventionnelle et l'adaptive basée sur les forces les courbes de capacité sont comparables aussi bien dans le domaine élastique avec l'IDA avec l'accélérogramme de Chenoua que dans le domaine post-élastique. La DAP résulte en des valeurs de la courbe de capacités largement supérieures. Pour l'accélérogramme de Dar El Beidha, les courbes de capacités prédites par la pushover conventionnelle et l'adaptive sont équivalentes et proches de celle de l'IDA surtout avant la réponse post-pic. Dans le domaine de réponse post-pic aucune des méthodes pushover n'arrive à reproduire les résultats de l'IDA.

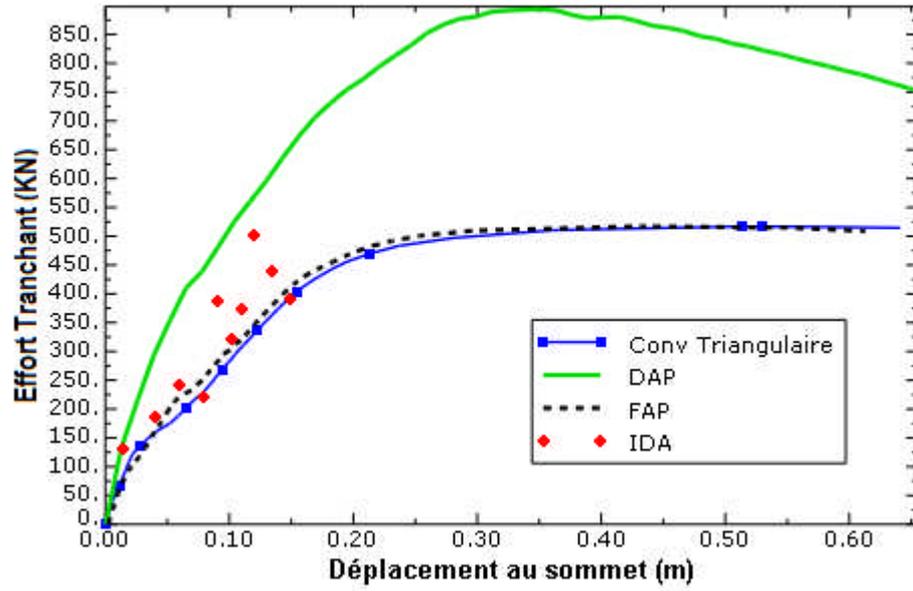


Figure (IV.36): Courbes de capacité de pushover, accélérogramme CHENOUA, structure 03.

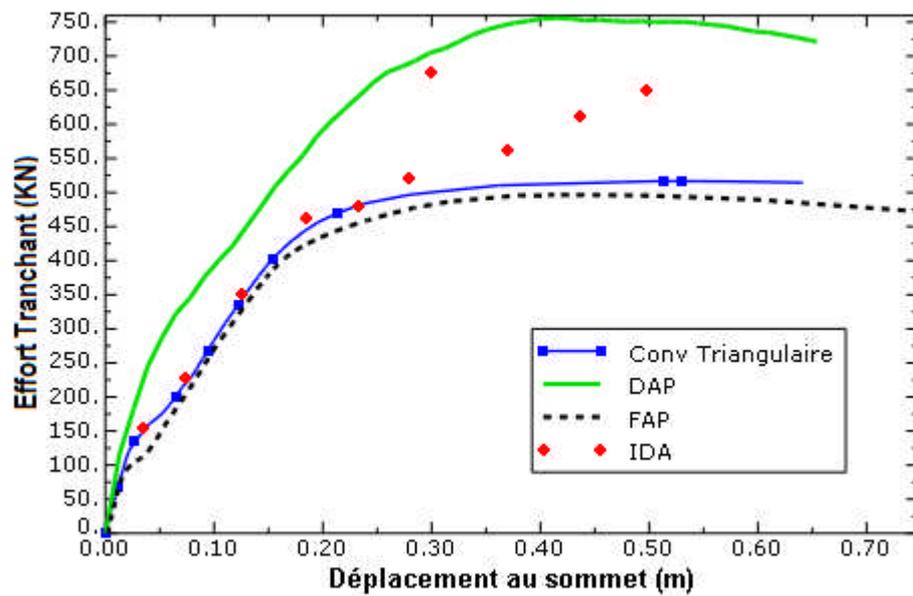
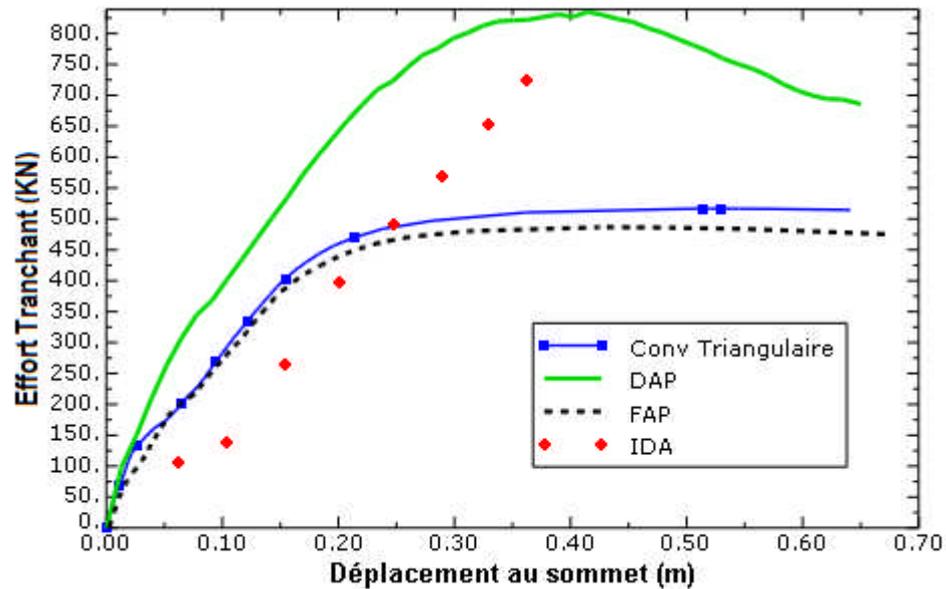


Figure (IV.37): Courbes de capacité de pushover, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 03.



**Figure (IV.38):** Courbes de capacité de pushover, accélérogramme EMERVILLE, structure 03.

- **structure 04**

Dans ce cas il est loisible de constater que la FAP résulte en des valeurs supérieures à celles données par l'analyse pushover conventionnelle et très loin de celles de la DAP, voir figure. Dans le domaine élastique les résultats sont comparables pour toutes les méthodes. Dans le cas de Dar El Beidha, la courbe IDA se situe entre les courbes de capacité de la FAP et de la pushover conventionnelle avec toujours un grand écart pour la DAP.

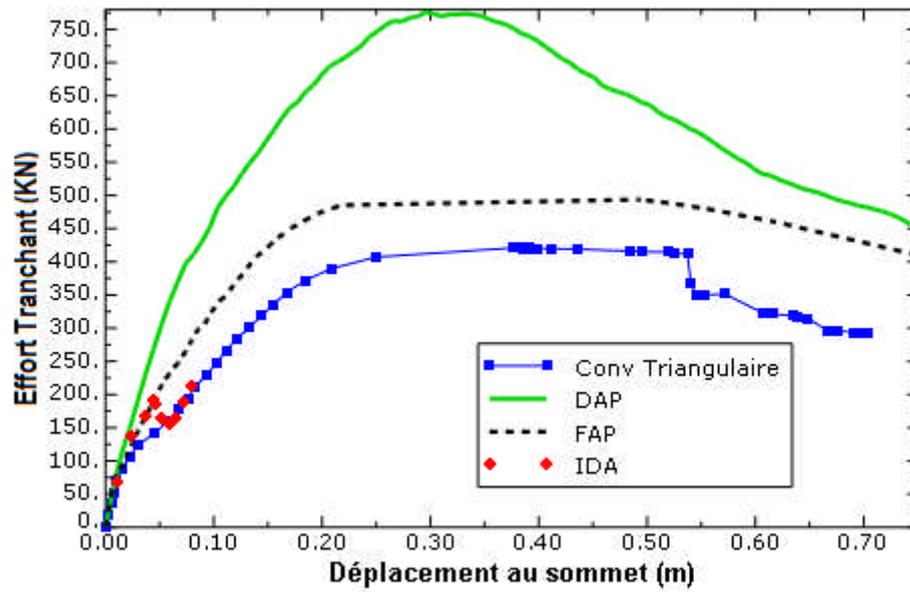


Figure (IV.39): Courbes de capacité de pushover, accélérogramme CHENOUA, structure 04.

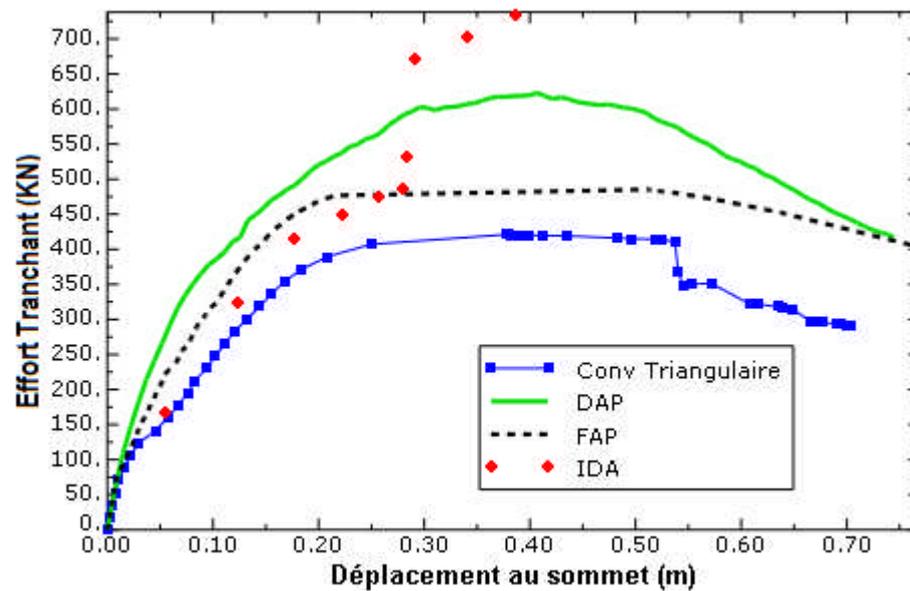


Figure (IV.40): Courbes de capacité de pushover, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 04.

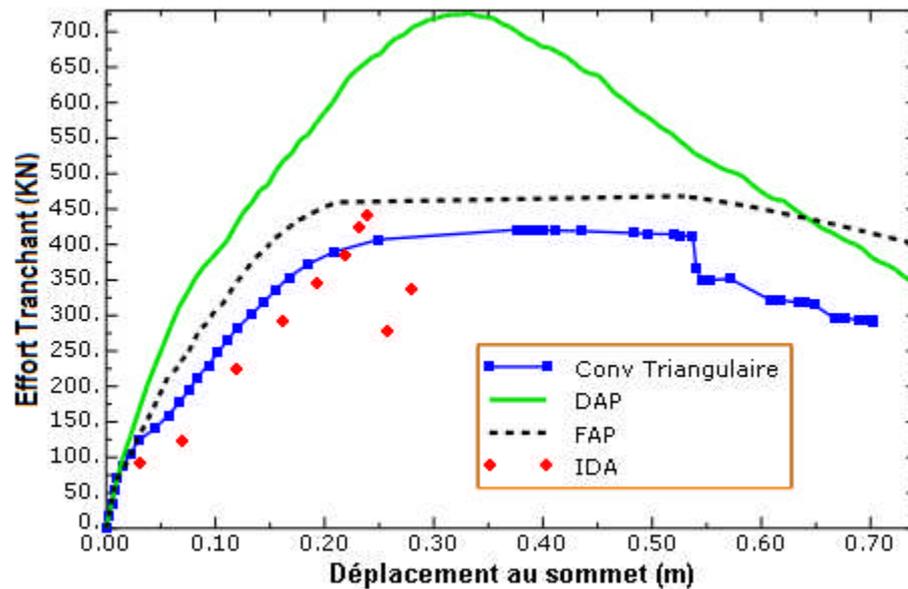


Figure (IV.41): Courbes de capacité de pushover , accélérogramme EMERVILLE, structure 03.

**IV.6.4. Courbes de déplacements inter étages de l’analyse pushover conventionnelle et adaptive avec amplification spectrale et de l’IDA :**

- **Structure 01 :** Le déplacement entre le niveau 2 et le niveau 1 prédit par l’IDA, la FAP et la conventionnelle est dans une certaine mesure comparable au contraire de celui donné par la DAP Le déplacement entre les étages 1 et le RDC prédit par l’IDA est totalement différent de celui prédit par les autres méthodes pushover.

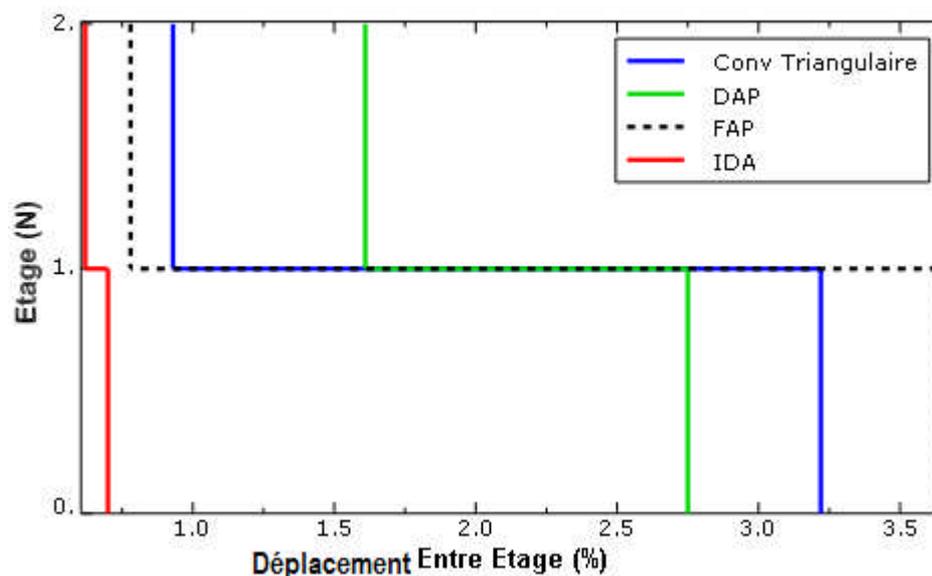
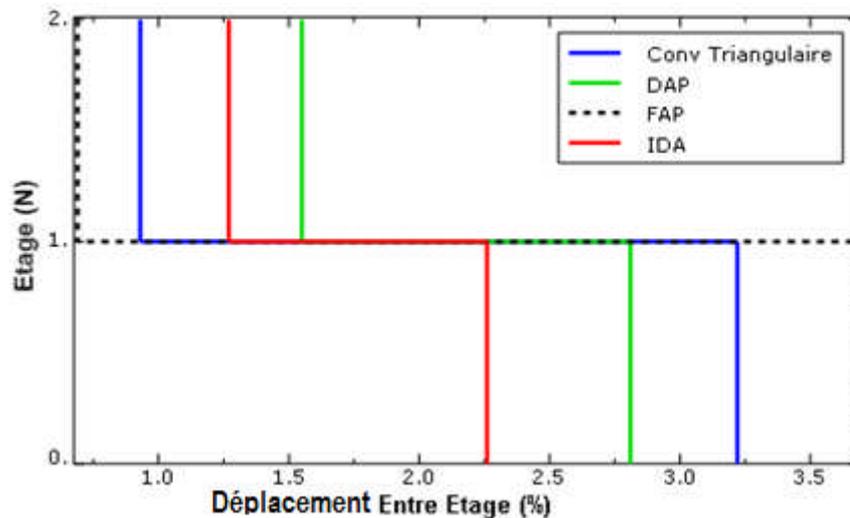


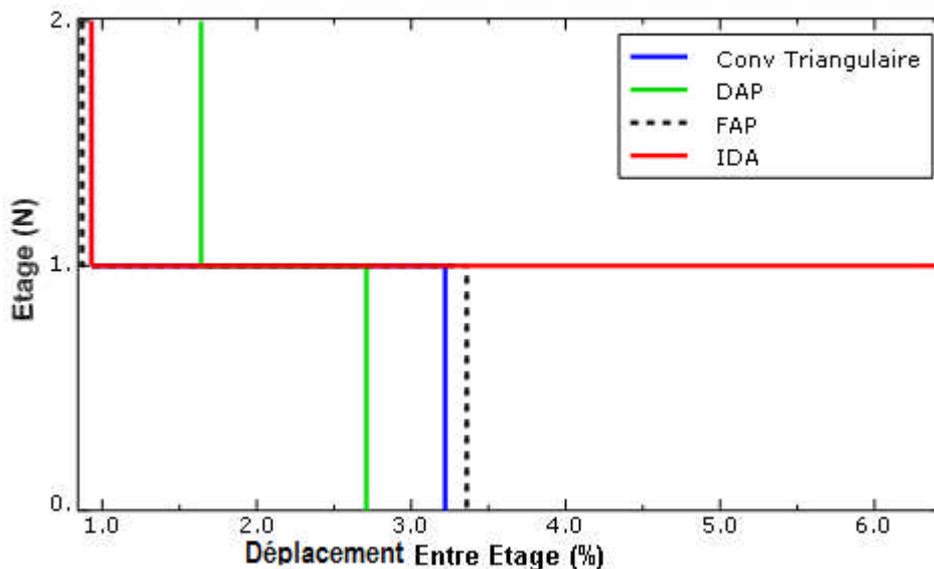
Figure (IV.42): Profils de déplacements inter étages, accélérogramme CHENOUA, structure 01.

Ici les résultats prédits par l'IDA se situent entre ceux de la pushover conventionnelle et la DAP pour le déplacement entre les niveaux 1 et 2. DAP Le déplacement entre les étages 1 et le RDC prédit par l'IDA est totalement différent de celui prédit par les autres méthodes pushover.



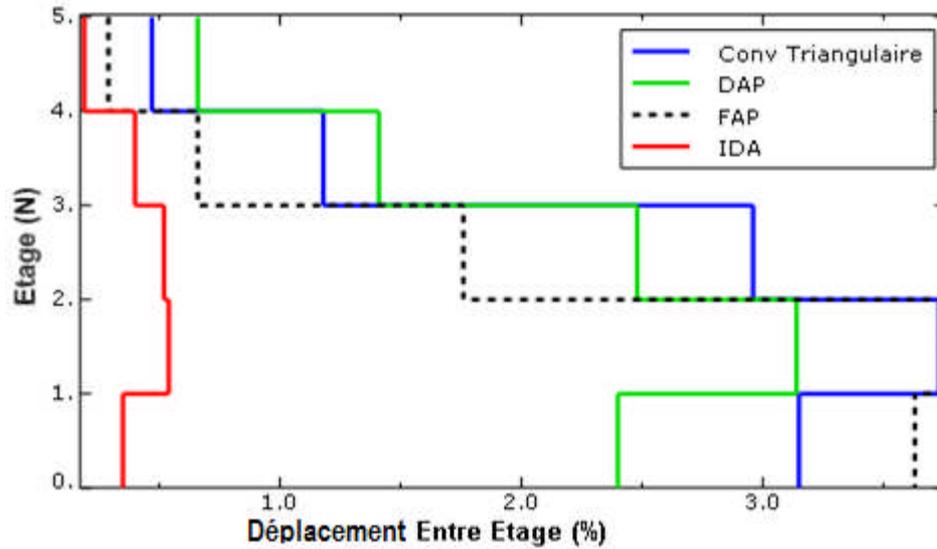
**Figure (IV.43):** Profils de déplacements inter étages, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 01.

Le déplacement entre les niveaux 1 et 2 est identiquement prédit par l'IDA et la FAP, alors que le résultat de la DAP s'en éloigne. DAP Le déplacement entre les étages 1 et le RDC prédit par l'IDA est totalement différent de celui prédit par les autres méthodes pushover.



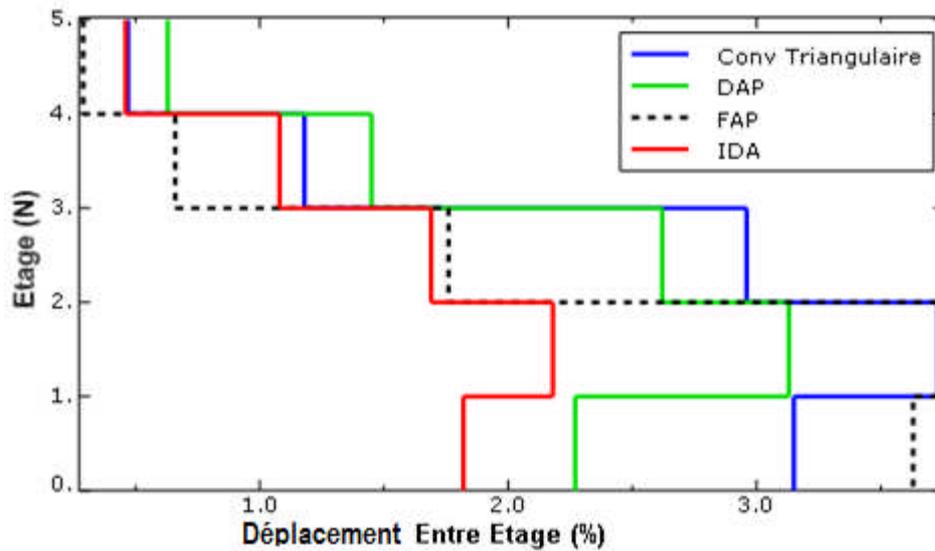
**Figure (IV.44):** Profils de déplacements inter étages, accélérogramme EMERVILLE, structure 01

-**Structure 02** :L'IDA et la FAP résultent en un déplacement entre les niveaux 5 et 4 et 4 et 3 proche. Pour les autres déplacements inter étages les résultats de l'IDA sont loin de ceux donnés par toutes les techniques pushover.



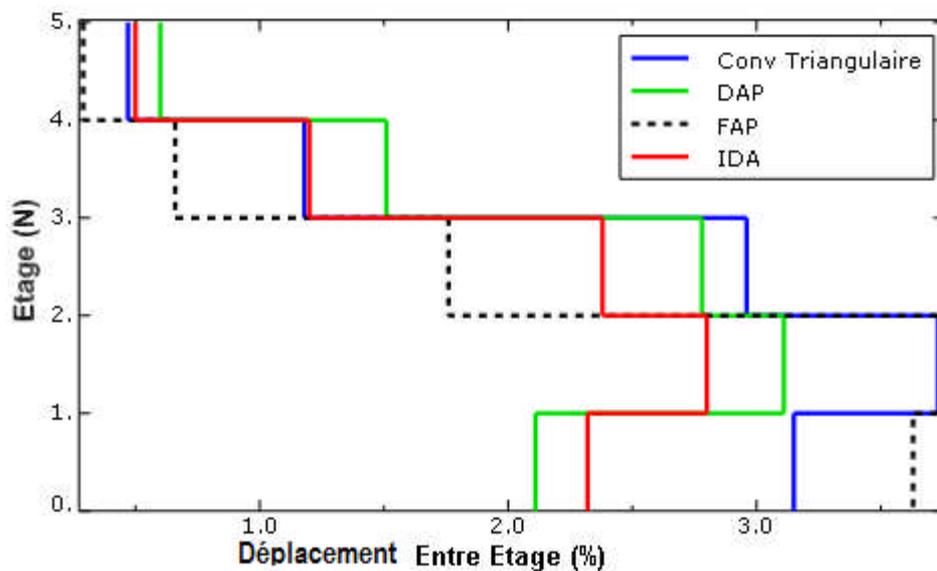
**Figure (IV.45):** Profils de déplacements inter étages, accélérogramme CHENOUA, structure 02.

Pour la dérive entre les niveaux 4 et 5 et les niveaux 4 et 3, L'IDA donne des résultats comparables à ceux donnés par la pushover conventionnelle. Alors que pour la dérive entre les niveaux 3 et 2, c'est la FAP qui se rapproche de l'IDA. Pour les autres dérives, les résultats prédits par l'IDA sont loin de ceux prédits par toutes les techniques pushover.



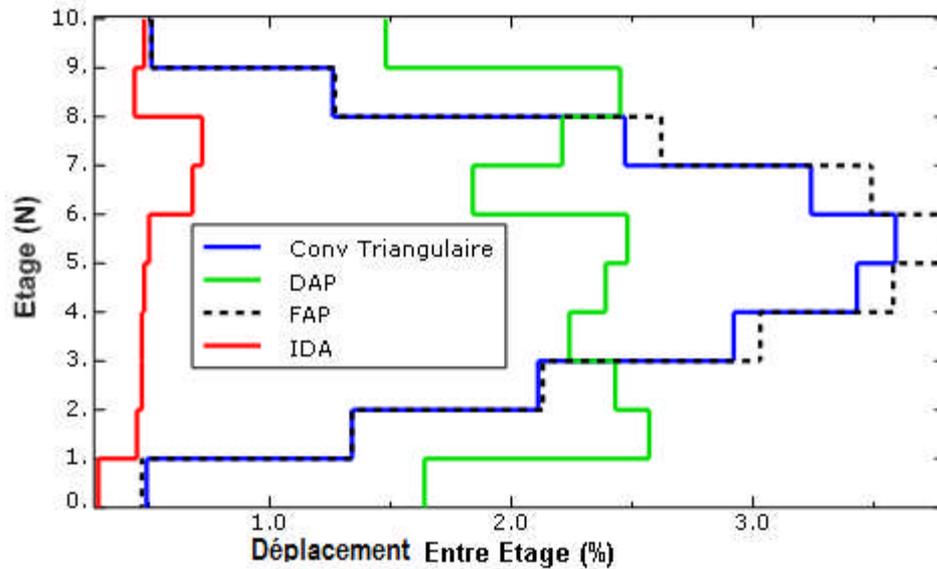
**Figure (IV.46):** Profils de déplacements inter étages, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 02.

Pour la dérive entre les niveaux 4 et 5 et les niveaux 4 et 3, L'IDA donne des résultats comparables à ceux donnés par la pushover conventionnelle. Pour les autres dérives, les résultats prédits par l'IDA sont loin de ceux prédits par toutes les techniques pushover.



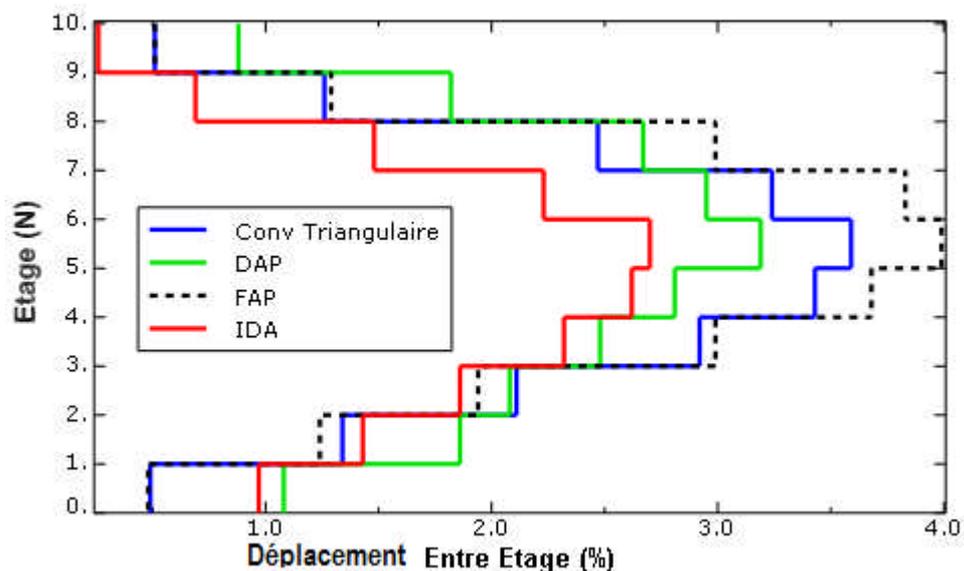
**Figure (IV.47):** Profils de déplacements inter étages, accélérogramme EMERVILLE, structure 02

**-Structure 03 :** Pour la dérive entre les niveaux 4 et 5, L'IDA donne des résultats comparables à ceux donnés par la pushover conventionnelle et la FAP. Pour les autres dérives, les résultats prédits par l'IDA sont loin de ceux prédits par toutes les techniques pushover.



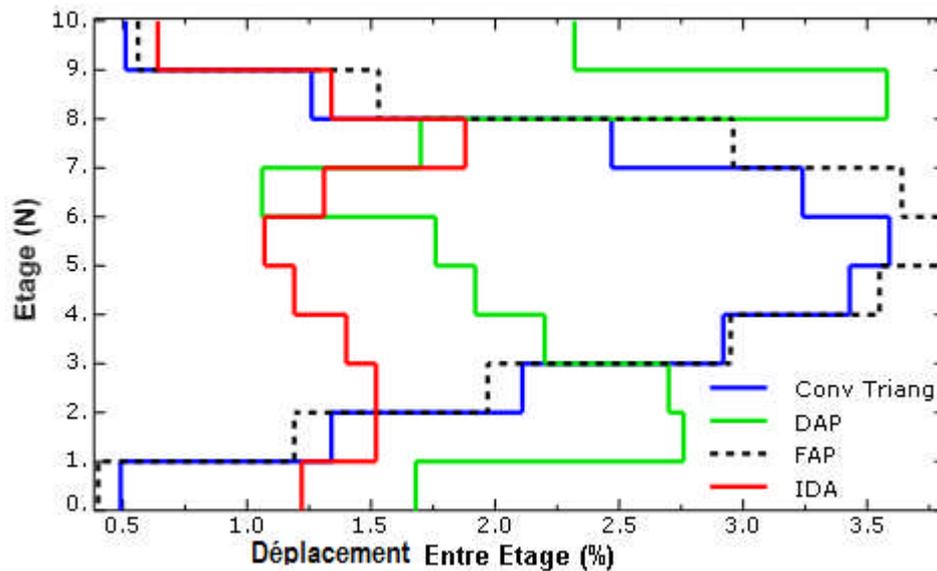
**Figure (IV.48):** Profils de déplacements inter étages, accélérogramme CHENOUA, structure 03.

Pour la dérive entre les niveaux 1 et RDC ,2et1, 3et2, L'IDA donne des résultats comparables à ceux donnés par les autres techniques pushover , Pour les autres dérives, les résultats prédits par l'IDA sont loin de ceux prédits par toutes les techniques pushover..



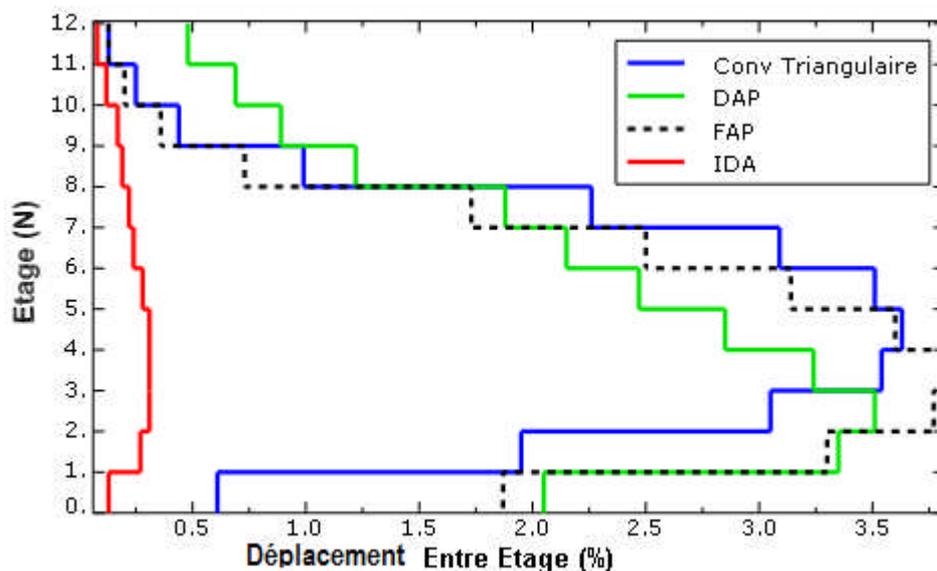
**Figure (IV.49):** Profils de déplacements inter étages, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 03.

Pour la dérive entre les niveaux 9 et 10,8 et 9, L'IDA donne des résultats comparables à ceux donnés par la pushover conventionnelle et la FAP. Pour les autres dérives, les résultats prédits par l'IDA sont loin de ceux prédits par toutes les techniques pushover.



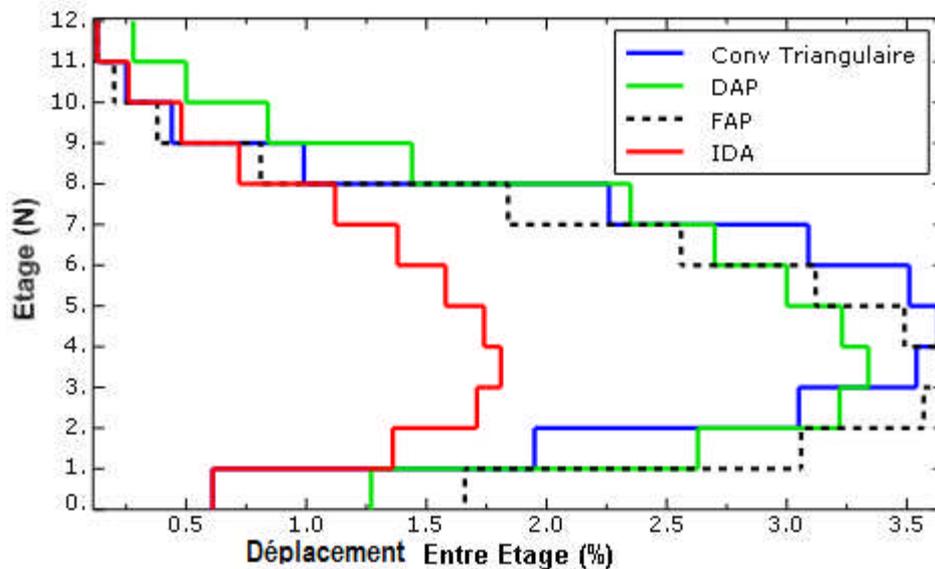
**Figure (IV.50):** Profils de déplacements inter étages, accélérogramme EMERVILLE, structure 03

**-structure 04 :** Pour la dérive entre les niveaux 11 et 12, L'IDA donne des résultats comparables à ceux donnés par la pushover conventionnelle et la FAP. Pour les autres dérives, les résultats prédits par l'IDA sont loin de ceux prédits par toutes les techniques pushover.



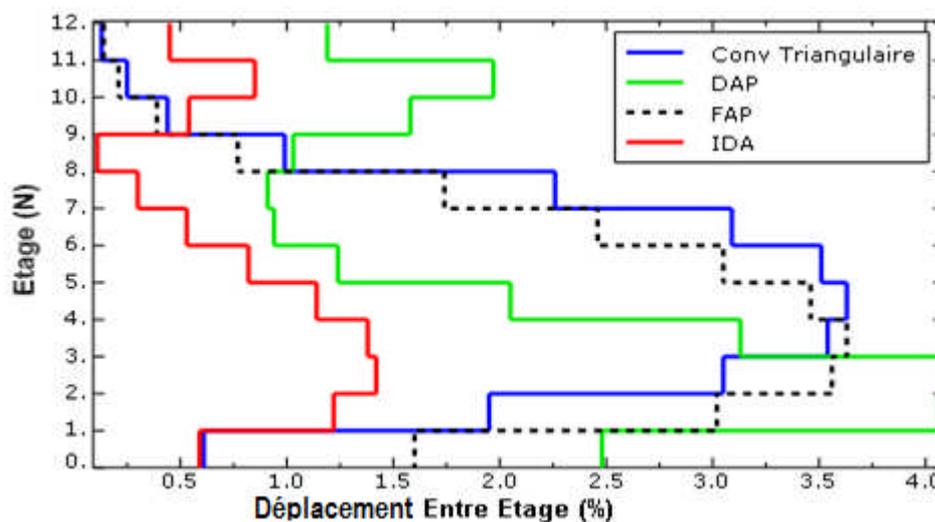
**Figure (IV.51):** Profils de déplacements inter étages, accélérogramme CHENOUA, structure 04.

Pour la dérive entre les niveaux 11 et 12,10 et 11,8et9, L'IDA donne des résultats comparables à ceux donnés par la pushover conventionnelle et la FAP. Pour les autres dérives, les résultats prédits par l'IDA sont loin de ceux prédits par toutes les techniques pushover.



**Figure (IV.52):** Profils de déplacements inter étages, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 04.

Pour la dérive entre les niveaux 9 et 10, L'IDA donne des résultats comparables à ceux donnés par la pushover conventionnelle et la FAP. Pour les autres dérives, les résultats prédits par l'IDA sont loin de ceux prédits par toutes les techniques pushover.



**Figure (IV.53):** Profils de déplacements inter étages, accélé EMERVILLE, structure 04

**IV.6.5. Courbes des déplacements aux niveaux de l'analyse pushover conventionnelle et adaptive avec amplification spectrale et de l'IDA :**

**structure 01 :** Dans ce cas ci aucune méthode pushover n'a été capable de prédire les déplacements aux niveaux donnés par l'IDA avec l'accélérogramme de Chenoua et de Dar El Beida, par contre la

FAP et la DAP résultent en des valeurs identiques pour le déplacement au deuxième niveau. Pour l'accélérogramme d'Emerville, au premier niveau la FAP et la conventionnelle donnent le même résultat alors que pour le second niveau toutes les méthodes pushover donnent le même résultat.

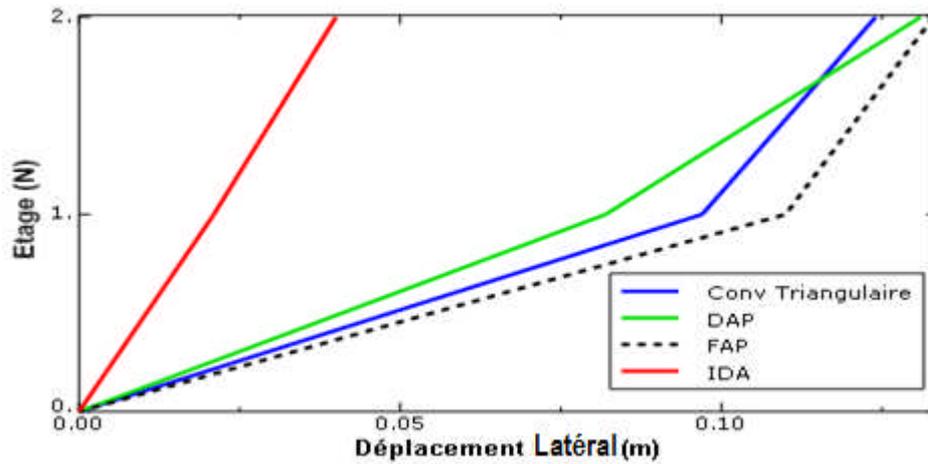


Figure (IV.54): Déplacements aux niveaux, accélérogramme CHENOUA, structure 01.

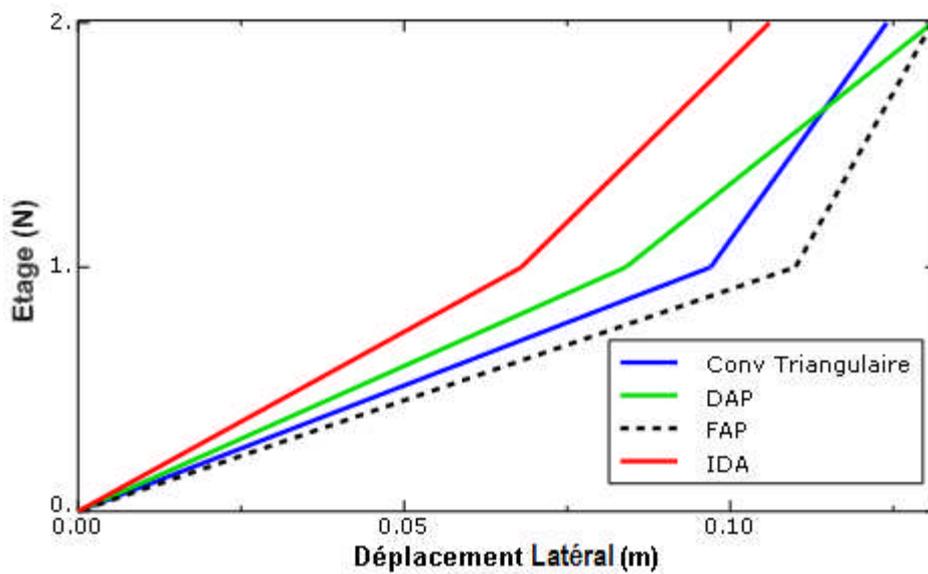


Figure (IV.55): Déplacements aux niveaux, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 01.

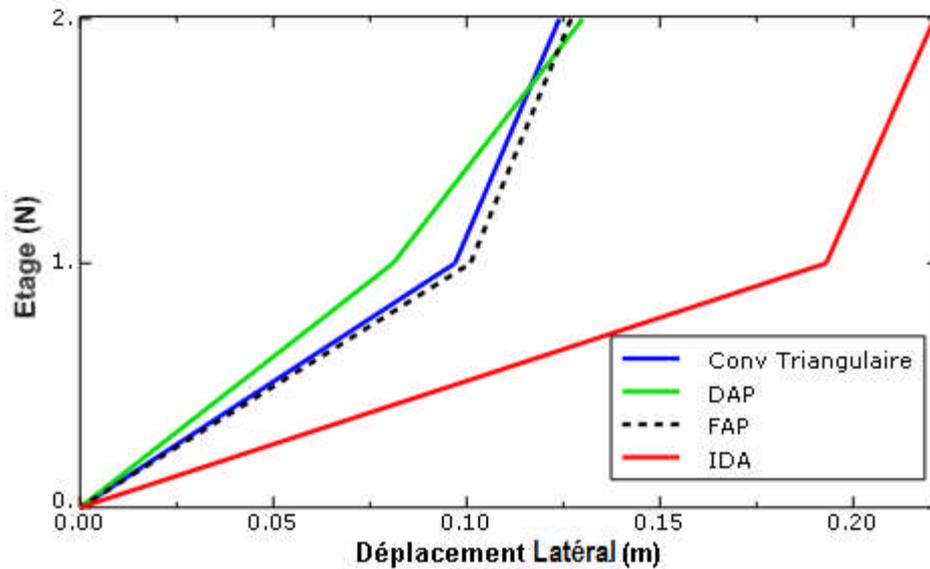


Figure (IV.56): Déplacements aux niveaux, accélérogramme EMERVILLE, structure 01

-structure 02

Pour cette structure aussi, les résultats donnés par l'IDA pour les trois accélérogrammes sont loin de ceux prédits par les méthodes pushover conventionnelle et adaptive. La FAP et la DAP résultent en un déplacement identique au sommet alors que la FAP et la conventionnelle donnent des résultats comparables aux niveaux 1 et 2.

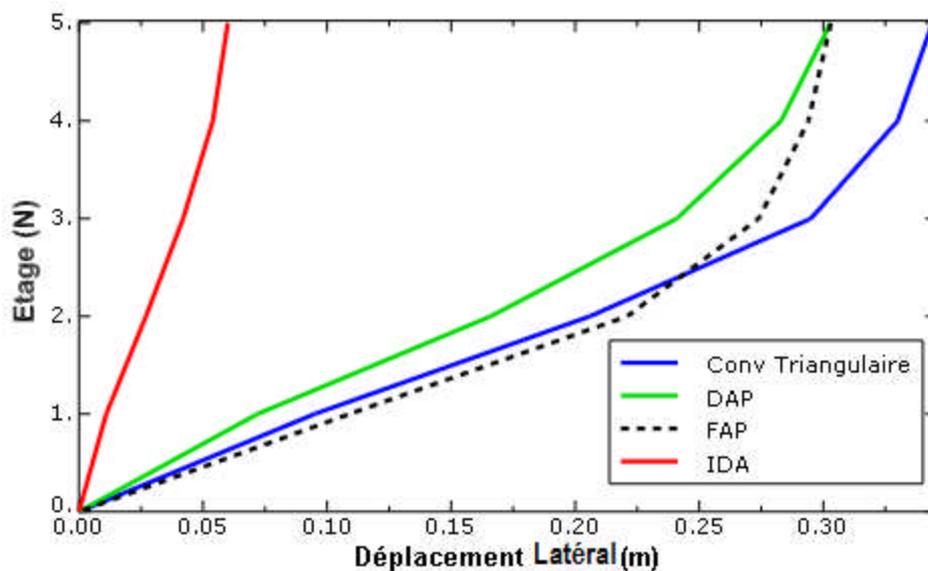


Figure (IV.57): Déplacements aux niveaux, accélérogramme CHENOUA, structure 02.

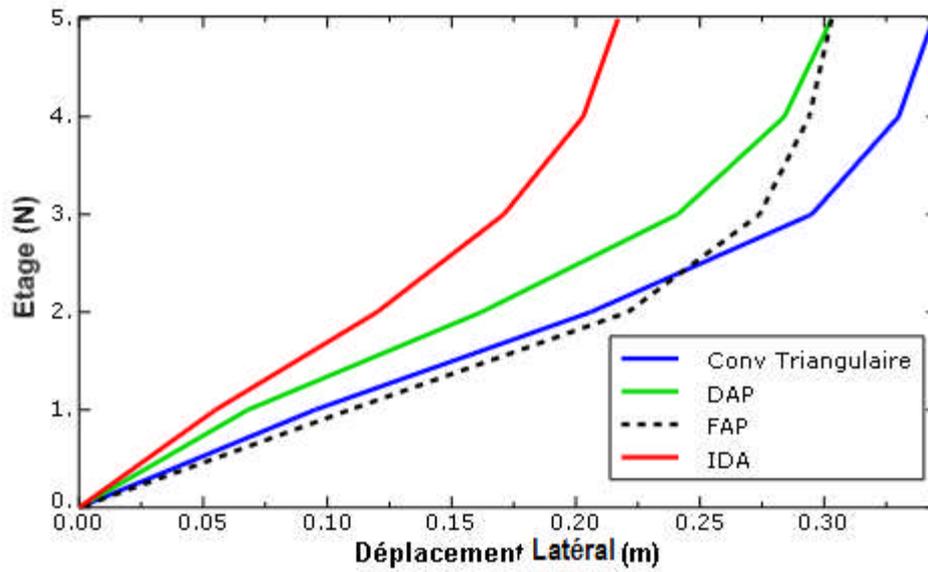


Figure (IV.58): Déplacements aux niveaux, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 02.

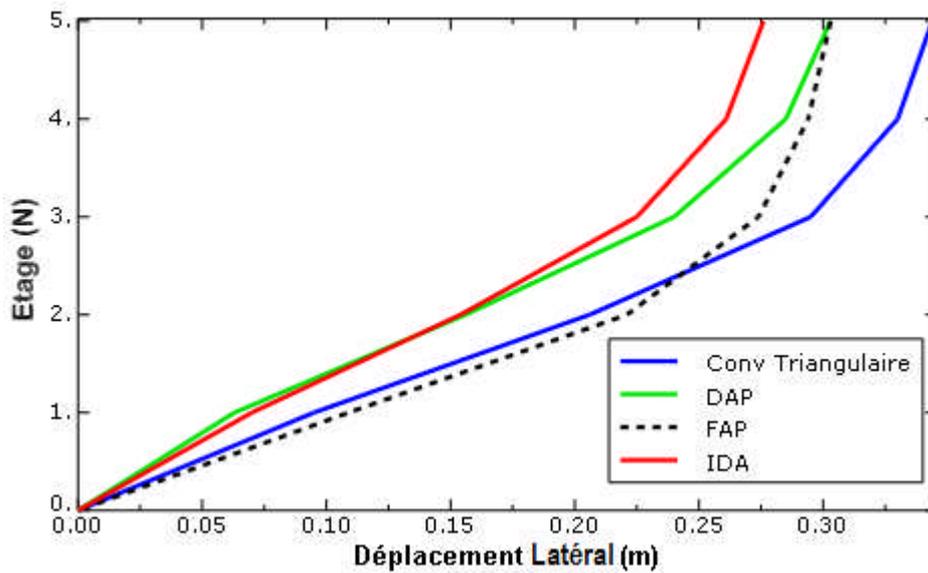
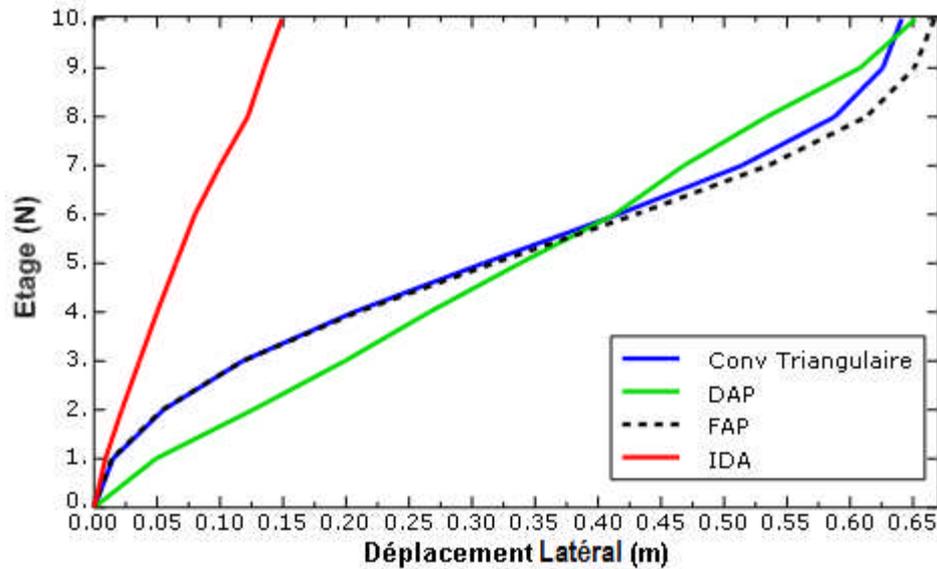


Figure (IV.59): Déplacements aux niveaux, accélérogramme EMERVILLE, structure 02

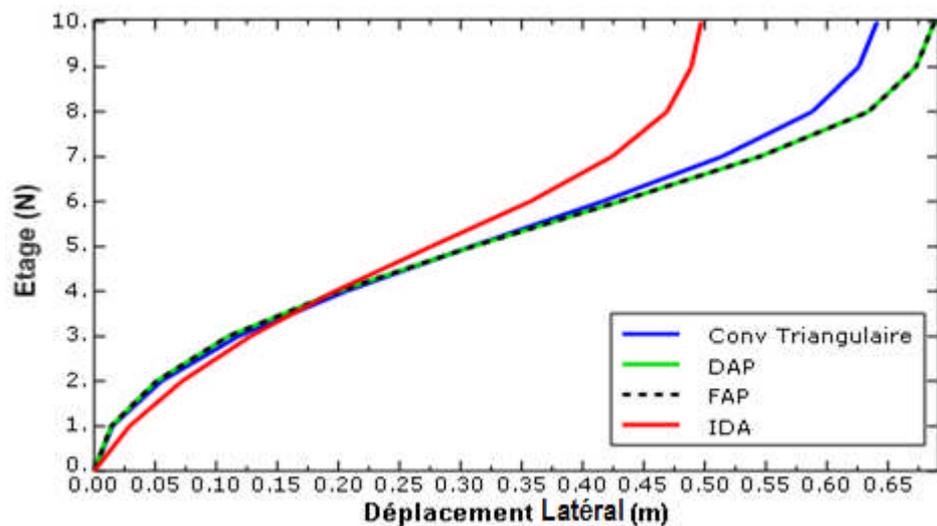
**-structure 03 :**

Les résultats de l'IDA avec l'accélérogramme de Chenoua sont éloignés de ceux donnés par les méthodes pushover conventionnelle et adaptive sauf pour le niveau 1 où ils sont égaux à ceux donnés par la conventionnelle et la FAP. Aux niveaux 5 et 10, les techniques pushover résultent en des déplacements identiques.



**Figure (IV.60):** Déplacements aux niveaux, accélérogramme CHENOUA, structure 03.

Sous l'accélérogramme de Dar El Beidha, l'IDA donne des résultats proches de ceux des méthodes pushover conventionnelle et adaptive aux niveaux 1,2,3, 4, 5 et 6. Pour le déplacement au sommet, sa valeur est la même aussi bien pour la FAP que pour la DAP.



**Figure (IV.61):** Déplacements aux niveaux, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 03.

Dans ce cas on constate que la FAP et la pushover conventionnelle donnent les mêmes valeurs des déplacements du niveau 1 au niveau 8. Les résultats donnés par l'IDA sont relativement proches pour les trois premiers niveaux et s'éloignent pour les niveaux supérieurs. La DAP sous estime les

déplacements du niveau 1 jusqu'au niveau 5 et sur estime les déplacements du niveau 6 au niveau 10.

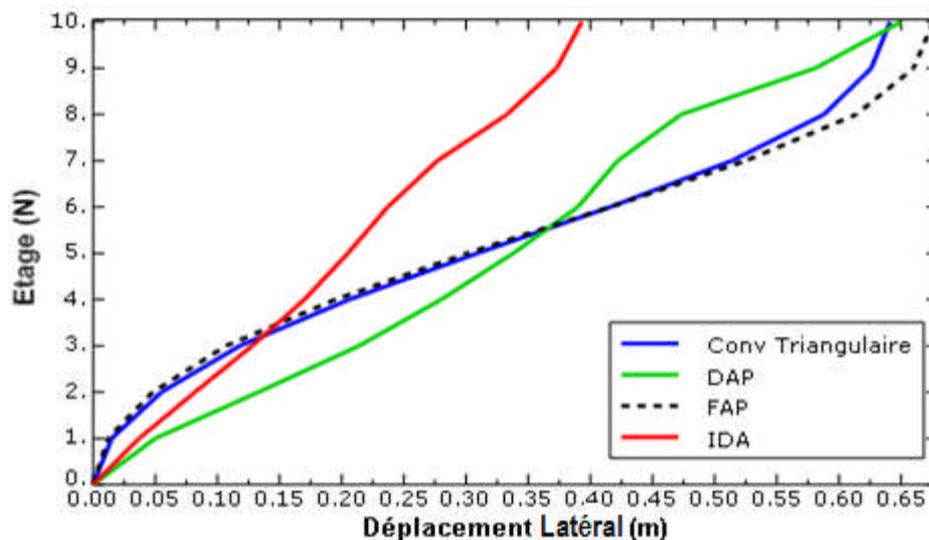


Figure (IV.62): Déplacements aux niveaux, accélérogramme EMERVILLE, structure 03

**-structure 04 :** Comme pour les autres structures les résultats des analyses pushover conventionnelle et adaptive sont loin de ceux de l'analyse IDA. La DAP et la FAP donnent des résultats de déplacements aux niveaux 1 jusqu'à cinq équivalents. Aux niveaux 7 et 8 la FAP et la conventionnelle donnent le même déplacement alors qu'au niveau 10, ce sont la FAP et la DAP qui donnent le même résultat.

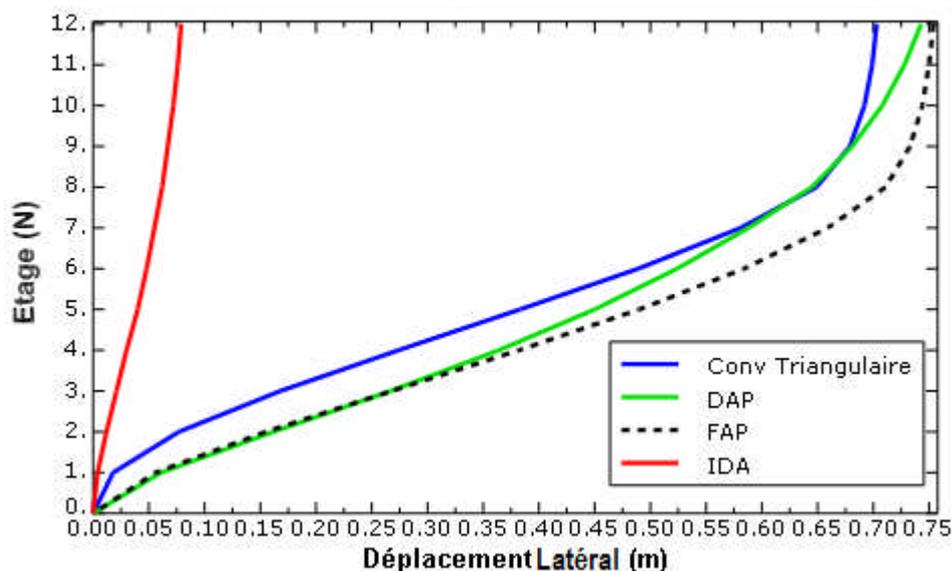


Figure (IV.63): Déplacements aux niveaux, accélérogramme CHENOUA, structure 04.

Les résultats donnés par les analyses pushover aussi bien adaptive que conventionnelle sont proches mais sont éloignés de ceux prédits par l'IDA surtout pour les niveaux au dessus du niveau 2.

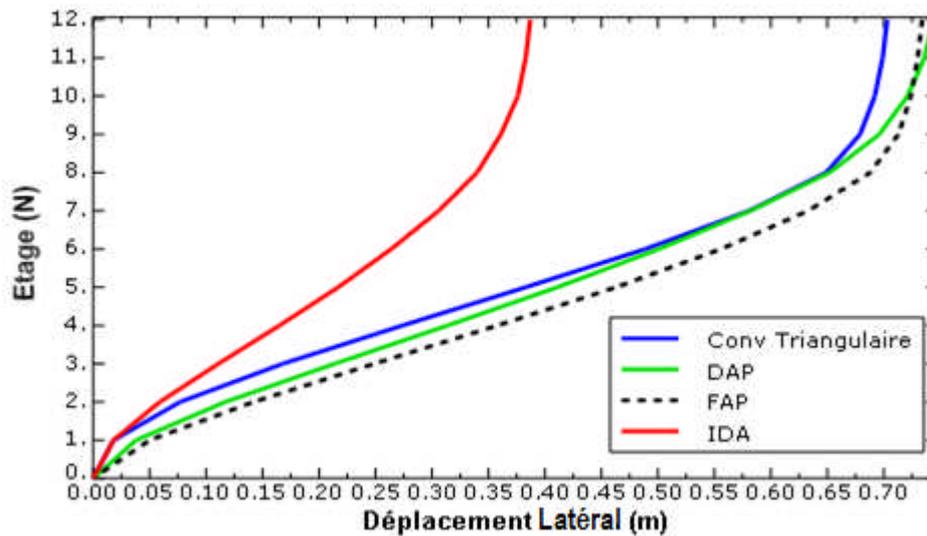


Figure (IV.64): Déplacements aux niveaux, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 04.

Les résultats donnés par la pushover conventionnelle et la FAP sont proches pour tous les niveaux alors que ceux prédits par la DAP s'en éloignent surtout pour les niveaux 1 à 6. Les résultats de l'IDA sont loin de ceux des techniques pushover surtout pour les niveaux supérieurs.

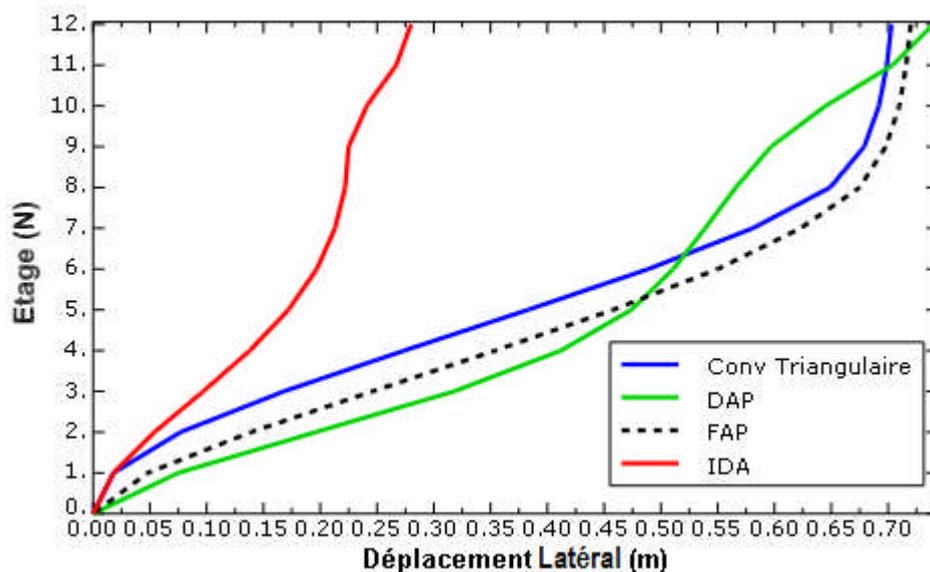


Figure (IV.65): Déplacements aux niveaux, accélérogramme EMERVILLE, structure 04

IV.6.6 Courbes de capacité de l'analyse pushover adaptive avec et sans amplification spectrale et de l'IDA :

-structure 01 :

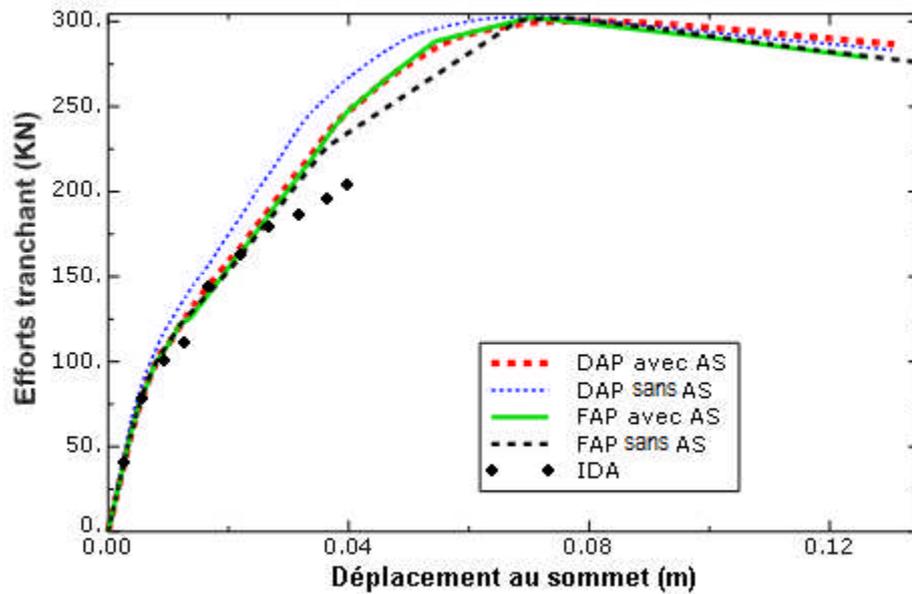


Figure (IV.66): Effet de l'amplification spectral, accélérogramme CHENOUA, structure 01.

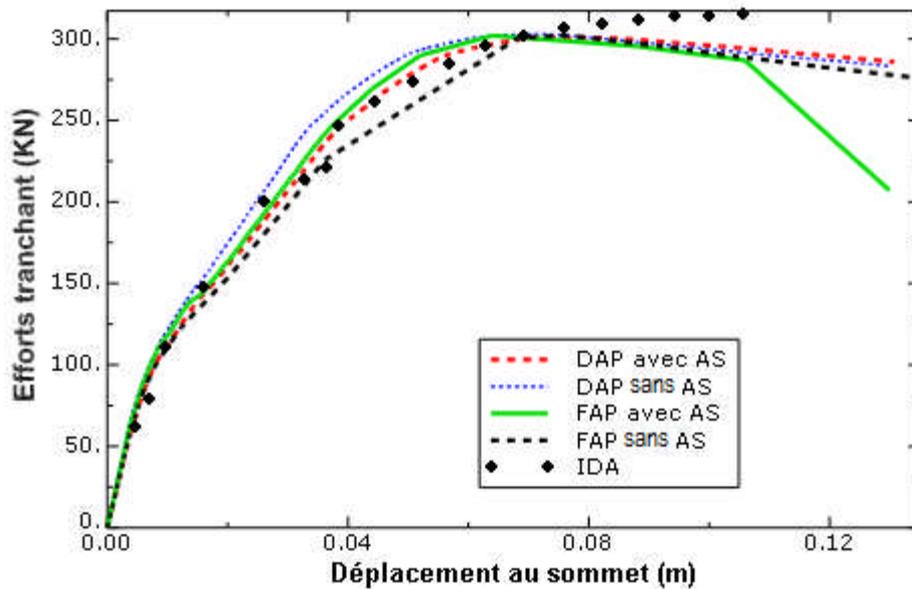


Figure (IV.67): Effet de l'amplification spectral, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 01.

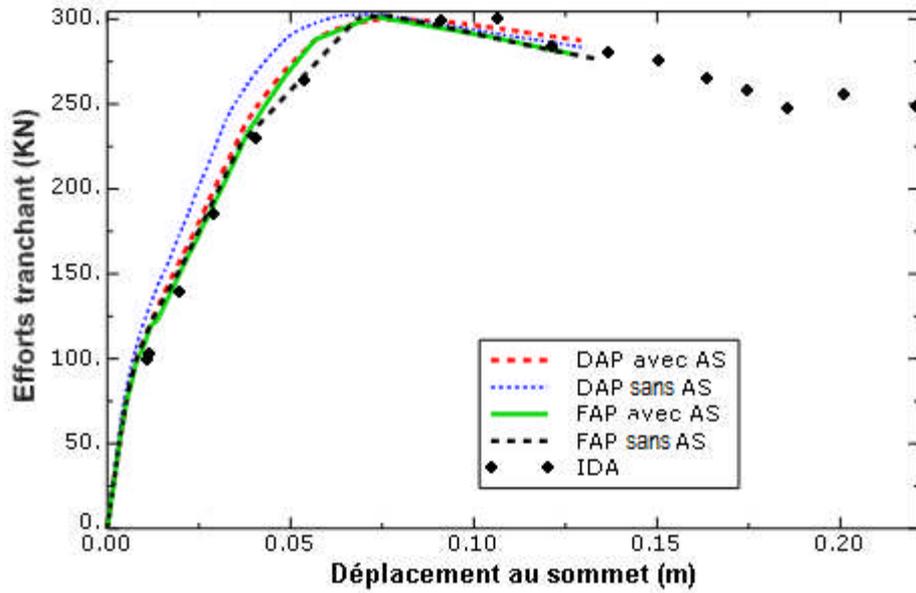


Figure (IV.68): Effet de l’amplification spectrale, accélérogramme EMERVILLE, structure 01.

- Pour cette structure, l’amplification spectrale n’a aucune influence sur les résultats.

-structure 02 :

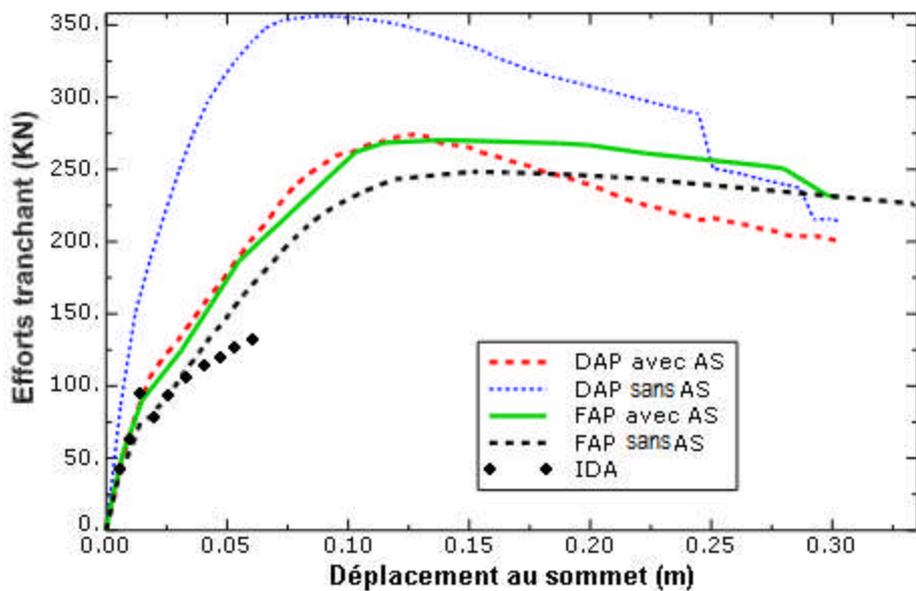


Figure (IV.69): Effet de l’amplification spectrale, accélérogramme CHENOUA, structure 02.

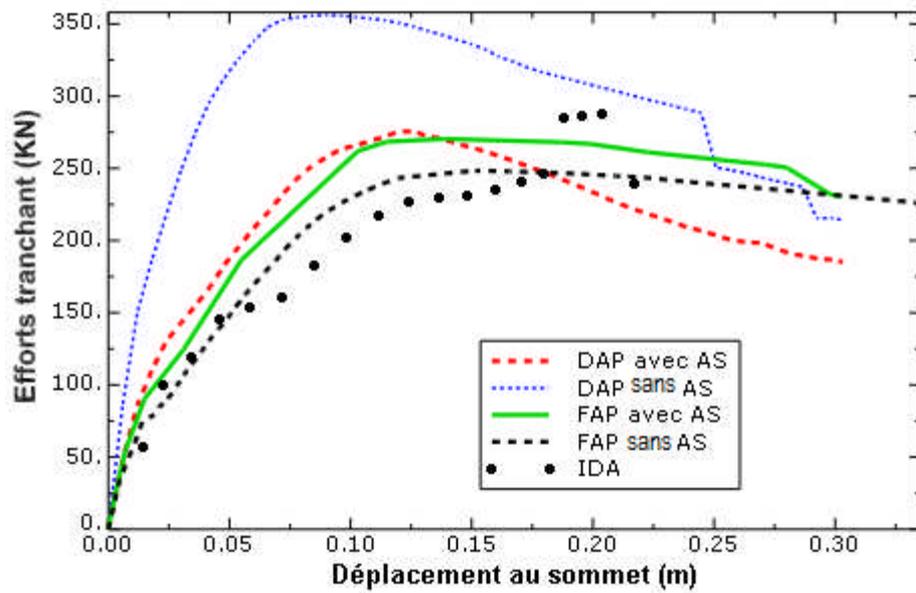


Figure (IV.70): Effet de l'amplification spectral, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 02.

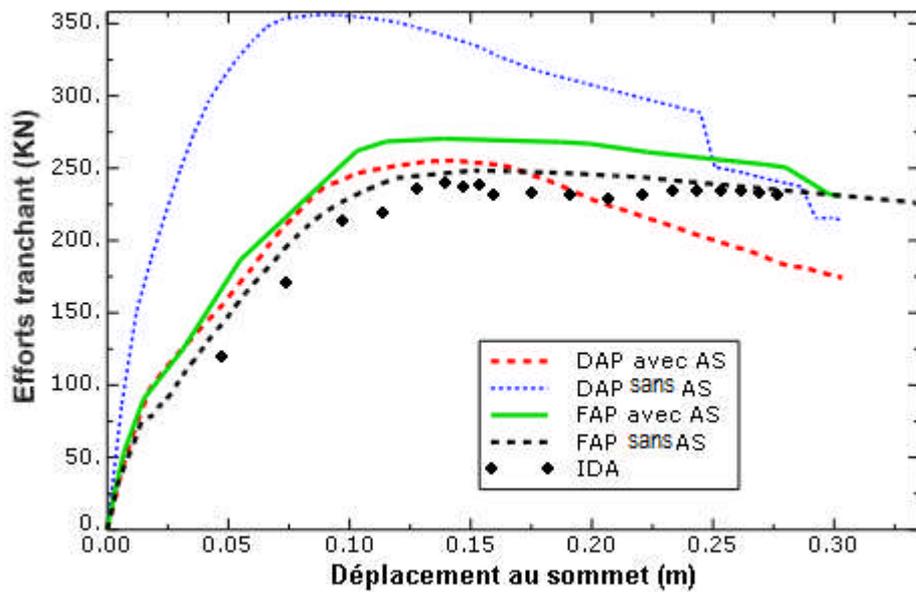


Figure (IV.71): Effet de l'amplification spectral, accélérogramme EMERVILLE, structure 02.

-structure 03 :

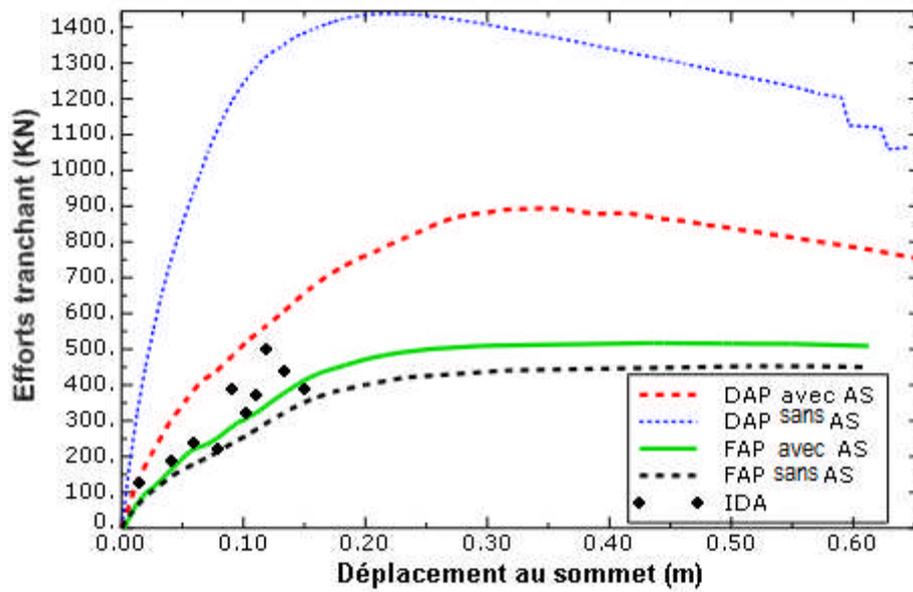


Figure (IV.72): Effet de l'amplification spectrale, accélérogramme CHENOUA, structure 03.

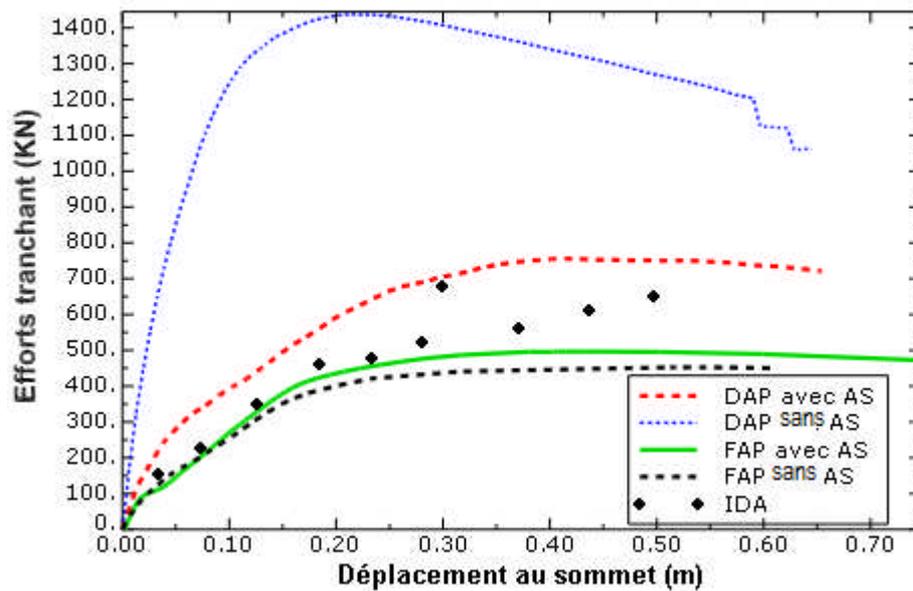


Figure (IV.73): Effet de l'amplification spectrale, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 03.

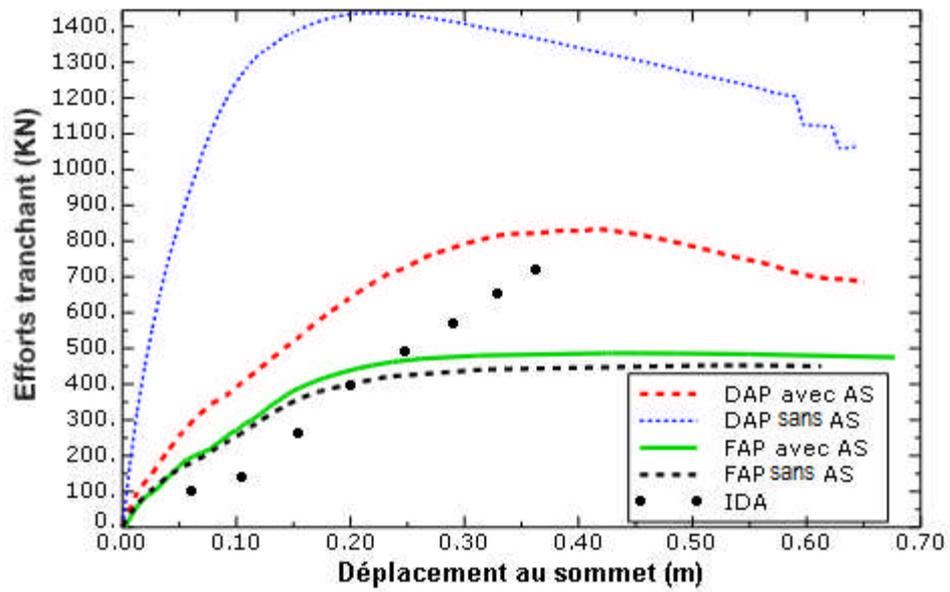


Figure (IV.74): Effet de l'amplification spectral, accélérogramme EMERVILLE, structure 03.

-structure 04 :

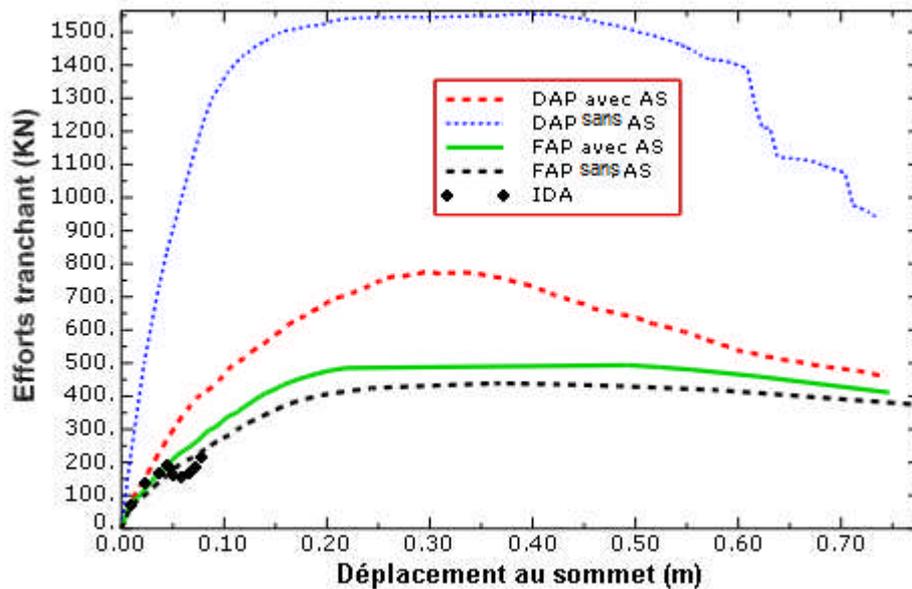


Figure (IV.75): Effet de l'amplification spectral, accélérogramme CHENOUA, structure 04.

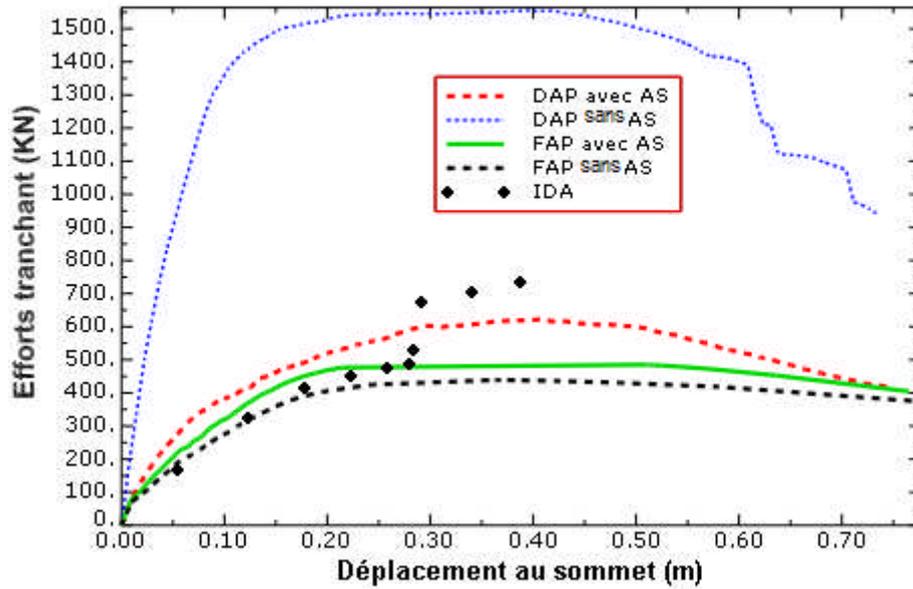


Figure (IV.76): Effet de l'amplification spectrale, accélérogramme DAR EL BEIDA, structure 04.

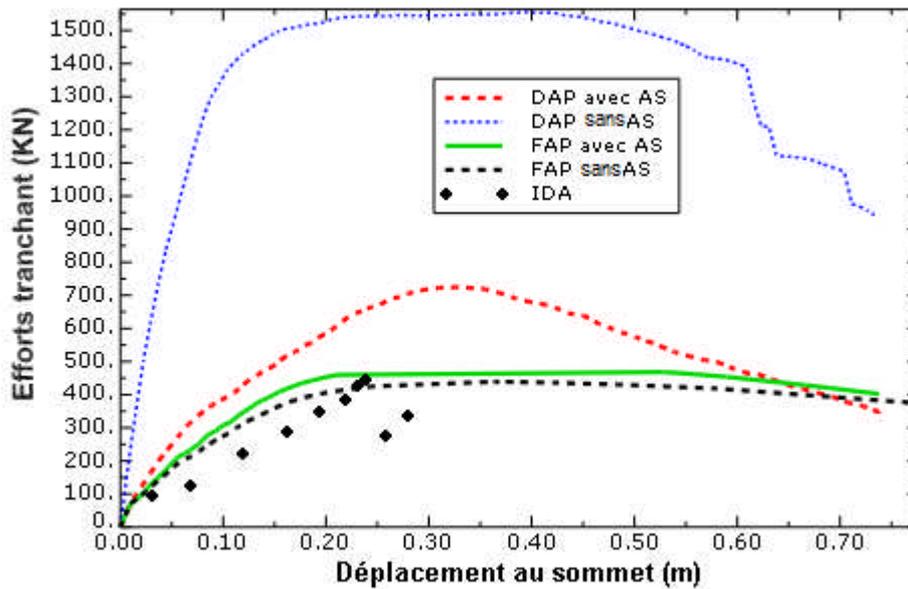


Figure (IV.77): Effet de l'amplification spectrale, accélérogramme EMERVILLE, structure 04.

- Pour les structures 2,3 et 4 on constate que la DAP sans amplification spectrale donne des résultats largement supérieurs à ceux donnés par tes autres méthodes.

**CHAPITRE V:**  
**CONCLUSIONS GENERALES**

## CONCLUSIONS GENERALES

### V. Conclusions Générales

L'évaluation effective des performances des procédures pushover ne doit pas se faire uniquement en termes de courbes de capacité mais aussi en termes de déplacements aux niveaux et des dérives entre les niveaux.

- Dans la majorité des cas étudiés, l'analyse pushover conventionnelle s'est comportée de manière satisfaisante par rapport à l'IDA.
- Lorsque la réponse de la structure est dominée par le premier mode, les trois modèles de chargement donnent des résultats équivalents. Dans le cas contraire, le modèle de la charge uniforme donne des valeurs plus grandes.
- A part la structure 1 où toutes les méthodes résultent en des courbes de capacité proches, pour les autres structures les résultats ne suivent pas un modèle déterminé et le contenu fréquentiel des séismes semble y jouer un rôle important.
- Dans l'ensemble les méthodes pushover adaptatives n'ont pas induit des améliorations significatives surtout pour la DAP.
- L'amplification spectrale tend à améliorer la performance des techniques psuhover adaptatives.
- L'utilisation d'éléments finis basés sur les forces (FB est plus attractive que l'utilisation des éléments finis basé sur les déplacements surtout en termes de coûts de calculs.
- Pour les déplacements aux niveaux dans la majorité des cas, les résultats prédits par les méthodes pushover conventionnelle et adaptative sont loin de ceux donnés par l'IDA sauf en certains niveaux où des résultats comparables sont obtenus.
- Les dérives des niveaux supérieurs sont parfois bien prédites par les techniques pushover et l'IDA.

Finalement, les conclusions précédentes indiquent qu'un grand effort de simulation numérique est encore requis avant d'aboutir à des conclusions définitives concernant la performance des techniques pushover conventionnelle et adaptative comme recommandé aussi par Pinho.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] **FEMA 273. [1997]**: Federal Emergency Management Agency.
- [02] **ATC 40. [1996]**: Applied Technology Council.
- [03] **P.Fajfar. [2007]**: seismic assessment of structures by a practice-oriented method.
- [04] **Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel. [2001]**: This paper will also appear in the Proceedings of the SEAOC Convention to be held in San Diego, California.
- [05] **Zhao Yangang, Wang Wei. [2003]**: Lateral load pattern in pushover analysis. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 2, No. 1
- [06] **Barbara Ferracuti, Marco Savoia, Roberto Francia [2009]**: conventional and adaptive pushover procedures against dynamic analysis DISTART-Structural Engineering, University of Bologna, Italy.
- [07] **S. Antoniou, R. Pinho (a). [2004]**: advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 4.
- [08] **M. Hemsas, S.M. Elachachi. [2007]**: Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en B.A soumis à une action sismique, 25<sup>e</sup> rencontres de l'AUGC, Bordeaux.
- [09] **A. Kadid et A. Boumrkik. [2008]**: pushover analysis of reinforced concrete frame structures, Asian journal of civil engineering (building and housing) vol. 9, no.1, Pages 75-83.
- [10] **Antoniou S. and Pinho R (b). [2004]**: Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 5, pp. 643-661.
- [11] **R. Pinho, R. Bento, C. Bhatt [2008]**: assessing the 3d irregular spear building with nonlinear static procedures, the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [12] **R. Pinho, R. Monteiro, Ch. Casarotti, and R. Delgadod [2008]**: Assessment of Continuous Span Bridges through Nonlinear Static Procedures, Earthquake Spectra, Volume 25, No. 1, pages 143–159, Earthquake Engineering Research Institute.
- [13] **Goel and Chopra (a). [2005]**: Response to Maison's discussion of "Evaluation of Modal ans FEMA Pushover Analysis: SAC Buildings", Earthquake Spectra, Vol. 21, No. 1, pp. 277-279.

- [14] **Bommer J. and Acevedo. [2004]:** The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis 2004, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8 (Special Issue 1), pp. 43-91.
- [15] **Krawinkler H. and Seneviratna. [1998]:** Pros and cons of a pushover analysis of séismique performance évaluation, Engineering Structures 1998, Vol. 20, No. (4-6), pp. 452-464.
- [16] **Fajfar P. [1999]:** Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 28, pp. 979-993.
- [17] **Freeman S.A. [1999]:** The capacity spectrum method for determining the demand displacement, ACI Spring Convention.
- [18] **ATC55. [2005]:** Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, FEMA 440 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [19] **Kunnath S.K. [2004]:** Identification of modal combination for nonlinear static analysis of building structures, Computer- Aided Civil and Infrastructure Engineering, Vol. 19, pp 246-259.
- [20] **Mwafy A.M. and Elnashai S.A.[2000] :** Static pushover versus dynamic-to-collapse analysis of RC buildings, Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section, Imperial College of Science, Technology and Medicine. Report No. 00/1, January.
- [21] **Gupta B. and Kunnath S.K.[2000] :** Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures, Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 2, pp. 367-391.
- [22] **Reinhorn A. [1997]:** inelastic analysis techniques in seismic evaluations, in seismic design methodologies for the next generation of codes, Krawinkler and Fajfar (editors), Balkema, 277-287.
- [23] **Bracci J.M., Kunnath S. K. and Reinhorn A.M [1997]:** Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures, Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 1, pp. 3-10.
- [24] **Requena M. and Ayala G [2000]:** Evaluation of a simplified method for the determination of the non-linear seismic response of RC frames, Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Paper 2109. New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand.

- [25] **Albanesi T., Biondi S. and Petrangeli M [2002]:** Pushover analysis: An energy based approach, Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper 605. Elsevier Science Ltd.
- [26] **Elnashai A.S. [2001]:** advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications, Structural Engineering and Mechanics, Col. 12, No. 1, pp. 51-69.
- [27] **Aydinoglu M.N.[2003]:** An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral deformation for multi-mode seismic performance evaluation, Bulletin of Earthquake Engineering, No. 1, pp. 3-36.
- [28] **Valles R.E., Reinhorn A.M., Kunnath S.K., Li C. and Madan A [1996]:** IDARC2D Version 4.0: A computer program for the inelastic analysis of buildings, Technical Report NCEER 96-0010, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY.
- [29] **Lefort T [2000]:** Advance pushover analysis of RC multi-storey buildings, Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section, Imperial College of Science, Technology and Medicine. Report No. 91/2, March 1991.
- [30] **Maison B., [2005]:** Discussion of “evaluation of modal and FEMA pushover analysis: SAC buildings”, Earthquake Spectra, Vol. 21, No.1, pp. 275-275.
- [31] **Paret T.F., Sasaki K.K., Elibeck D.K. and Freeman S.A. [1996]:** Approximate inelastic procedures to identify failure mechanism from higher mode effects, Proceedings of the 11 th World Conference on Earthquake Engineering, Paper 966, Pergamon, Elsevier Science Ltd, Acapulco, Mexico.
- [32] **Sasaki K.K., Freeman S.A. and Paret T.F. [1998]:** Multimode pushover procedure (MMP) – a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis, Proceedings of the 6 th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- [33] **Mogadam A.S. and Tso W.K [2002]:** A pushover procedure for tall buildings, Proceedings of the 12 th European Conference on Earthquake Engineering, Paper 395, Elsevier Science Ltd.
- [34] **Chopra A.K. and Goel R.K [2002]:** A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, pp.561-582.

- [35] **Hernández-Montes E., Kwon O-S and Ascheim M. [2004]** : An energy-based formulation for first- and multiple-mode nonlinear static (pushover) analyses, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No.1, pp.69-88.
- [36] **Goel R.K. and Chopra A.K. [2005]** : Role of higher-“mode” pushover analyses in seismic analysis of buildings, *Earthquake Spectra*, Vol. 21, No. 4, pp. 1027-1041.
- [37] **Chintanapakdee C. and Chopra A.K. [2003]** : Evaluation of modal pushover analysis using generic frames, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, Wiley Publishers, Hoboken, New Jersey, pp.417-442. Evaluation of Pushover Procedures for the Seismic Design of Buildings 114.
- [38] **Seneviratna G.D.P.K. [1995]** : Evaluation of inelastic MDOF effects for seismic design, Ph.D. Dissertation, Dept. of civil Engineering, Stanford University.
- [39] **López-Menjivar M.A. [2004]** : Adaptive pushover of 2-D reinforced concrete buildings, Ph.D. Thesis, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Italy.
- [40] **Seismosoft. [2005]**: SeismoStruct Help – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, [online], available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
- [41] **Hughes T.J.R. [1987]**: the finite element method, linear static and dynamic finite element analysis, Prentice-Hall, Inc.
- [42] **Der Kiureghian A. [198]**: A response spectrum method for random vibration analysis of MDOF systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, No 9, pp.419-435.
- [49] **Correia A.A., Virtuoso F.B.E. [2006]**: "Nonlinear Analysis of Space Frames," Proceedings of the Third European Conference on Computational Mechanics: Solids, Structures and Coupled Problems in Engineering, Mota Soares et al. (Eds.), Lisbon, Portugal.
- [50] **Filippou F.C., Fenves G.L. [2004]**: "Methods of analysis for earthquake-resistant structures", Chapter 6 in 'Earthquake Engineering - From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering', eds. Y. Bozorgnia and V.V. Bertero, Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom.
- [51] **Fragiadakis M., Papadrakakis M. [2008]**: "Modeling, analysis and reliability of seismically excited structures: computational issues," *International Journal of Computational Methods*, Vol. 5, No. 4, pp. 483-511.

- [52] **Hellesland J., Scordelis A. [1981]:** "Analysis of RC bridge columns under imposed deformations," IABSE Colloquium, Delft, pp. 545-559.
- [53] **Mari A., Scordelis A. [1984]:** "Nonlinear geometric material and time dependent analysis of three dimensional reinforced and prestressed concrete frames," SESM Report 82-12, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- [54] **Spacone E., Ciampi V., Filippou F.C. [1996]:** "Mixed formulation of nonlinear beam finite element," *Computers & Structures*, Vol. 58, No. 1, pp. 71-83.
- [55] **Neuenhofer A., Filippou F.C. [1997]:** "Evaluation of nonlinear frame finite-element models," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 7, pp. 958-966.
- [56] **Alemdar B.N., White D.W. [2005]** "Displacement, flexibility, and mixed beam-column finite element formulations for distributed plasticity analysis," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 12, pp. 1811-1819.
- [57] **Freitas J.A.T., Almeida J.P.M., Pereira E.M.B.R. [1999]:** "Non-conventional formulations for the finite element method," *Computational Mechanics*, Vol. 23, pp. 488-501.
- [58] **Menegotto M., Pinto P.E. [1973]:** "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending," *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*.
- [59] **Yassin M.H.M. [1994]** Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads, PhD Thesis, University of California, Berkeley, USA International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, pp. 15-22.
- [60] **Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. [1988]** «Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- [61] **Martinez-Rueda J.E., Elnashai A.S. [1997]** "Confined concrete model under cyclic load," *Materials and Structures*, Vol. 30, No. 197, pp. 139-147.