

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد – تلمسان –

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : Structures

Par: Mr. BENHADJI SERRADJ Mohamed Abderahman & Mr. YAHY Mostafa El Amine

Sujet

**CALCUL PARASISMIQUE DES STRUCTURES PAR LES METHODES
STATIQUES NON LINEAIRES EQUIVALENTES BASEES SUR LE PUSH
OVER. ÉTUDE COMPARATIVE AVEC LES RPA2024**

Soutenu publiquement, le 15 /06/2025, devant le jury composé de :

M BEZZAR Abdelillah

Prof

Université de Tlemcen

Président

Mme MEDDANE Nassima

MCA

Université de Tlemcen

Examinatrice

M MEGNOUNIF Abdellatif

Prof

Université de Tlemcen

Encadreur

Année universitaire : 2024 /2025

Résumé

Ce mémoire traite de l'analyse parasismique des structures à l'étude et la mise en œuvre de différentes méthodes d'analyse non linéaire, principalement les variantes de la méthode Pushover. Après avoir rappelé les principes du comportement sismique des structures ainsi que les limites des approches linéaires classiques comme la méthode statique équivalente des règlements parasismiques algériens (RPA), le travail s'attarde sur l'application de quatre approches basées sur Pushover (RPA 2024/EC8, N2, ATC40, FEMA 356) à des portiques en béton armé. Ces méthodes sont comparées à la méthode statique équivalente du RPA 2024 afin d'évaluer les écarts en termes d'efforts tranchants et de conception, et les différences des deux philosophies. Une comparaison parallèle entre les versions 2003 et 2024 du RPA est également menée afin de souligner les évolutions et impacts réglementaires sur les résultats.

Une étude paramétrique explore ensuite l'influence de facteurs clés sur la détermination du facteur de comportement « R », la hauteur de la structure et le zonage sismique (via le spectre de calcul). L'impact de différentes formes de chargement latéral sur les résultats de l'analyse Pushover est également examiné. Cette exploration permet de mieux comprendre la sensibilité des structures aux choix méthodologiques et aux conditions d'entrée sismiques. Les résultats issus des cas étudiés mettent en évidence des tendances significatives et permettent de mieux cerner les limites ainsi que les atouts des méthodes non linéaires, notamment lorsqu'elles sont appliquées à des structures régulières dans un contexte de conception parasismique.

Mots clés :

Ductilité, Facteur de comportement, Parasismique, Pushover.

Abstract

This thesis focuses on seismic analysis of structures through the study and implementation of various nonlinear analysis methods, primarily the variants of the Pushover method. After reviewing the principles of seismic behavior of structures and the limitations of classical linear approaches—such as the equivalent static method prescribed by Algerian seismic codes (RPA)—the core of the work is devoted to applying four Pushover-based approaches (RPA 2024/EC8, N2, ATC-40, FEMA 356) to reinforced concrete frames. These methods are compared with the equivalent static method of RPA 2024 to evaluate differences in shear forces, design implications, and the philosophical divergence between linear and nonlinear approaches. A parallel comparison between the 2003 and 2024 versions of the RPA is also conducted to highlight regulatory developments and their impact on results.

A parametric study further investigates the influence of key factors on the determination of the behavior factor "R", specifically the building height and seismic zoning (via the design spectrum). The effect of different lateral load distributions on Pushover analysis results is also examined. This investigation enhances the understanding of how sensitive structural response is to methodological choices and seismic input conditions. The results reveal significant trends and help identify both the limitations and strengths of nonlinear methods, especially when applied to regular structures in seismic design contexts.

Keywords:

Ductility, Behavior Factor, Seismic Design, Pushover.

الملخص

يتناول هذا البحث تحليل السلوك الزلزالي للهياكل من خلال دراسة وتطبيق مختلف طرق التحليل غير الخطي، وخصوصاً النماذج المختلفة لطريقة "Pushover" بعد استعراض مبادئ السلوك الزلزالي للمنشآت وحدود الطرق الخطية التقليدية مثل الطريقة الستاتيكية المكافئة المعتمدة في القواعد الزلزالية الجزائرية (RPA)، يركز العمل على تطبيق أربع طرق تحليلية مبنية على (RPA 2024/EC8) "Pushover"، ATC-40، N2، FEMA 356 على إطارات خرسانية مسلحة. تم مقارنة هذه الطرق مع الطريقة الستاتيكية المكافئة لـ RPA 2024 بهدف تقييم الفروقات من حيث القوى القصية وأثرها على التصميم، وكذلك لاكتشاف الاختلاف في فلسفة التصميم بين الطريقتين الخطية وغير الخطية. كما تم إجراء مقارنة موازية بين نسختي RPA لعامي 2003 و2024 لتسليط الضوء على التطورات التنظيمية وتأثيرها على النتائج.

وقد تم إجراء دراسة بارامترية لتقييم تأثير بعض العوامل الرئيسية على تحديد معامل السلوك "R"، مثل ارتفاع المبنى والتقسيم الزلزالي (من خلال طيف الاستجابة التصميمي). كما تم دراسة تأثير أشكال التحميل الجانبي المختلفة على نتائج تحليل "Pushover". تسهم هذه الدراسة في توضيح مدى حساسية استجابة الهياكل لاختيارات النمذجة ومدخلات الزلازل. وتُظهر النتائج المستخلصة من الحالات المدروسة اتجاهات مهمة، وتُبرز نقاط القوة والقيود في الطرق غير الخطية، لا سيما عند تطبيقها على منشآت منتظمة ضمن سياق التصميم المقاوم للزلازل.

الكلمات المفتاحية:

اللدونة، معامل السلوك، التصميم المقاوم للزلازل، تحليل Pushover.

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, nous exprimons notre profonde gratitude à Allah, qui nous a accordé la patience et la volonté pour mener à bien ce travail.

*Nous tenons à remercier énormément notre encadrant, **Mr MEGNOUNIF Abdellatif**, pour sa disponibilité et son accompagnement tout au long de la réalisation de ce mémoire. Son encadrement rigoureux a grandement enrichi notre travail.*

Nos vifs remerciements vont aussi aux membres du jury

Mr BEZZAR Abdellah et Mme MEDDANE Nassima

*Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de **Génie civil**, pour la qualité de leur enseignement et les compétences qu'ils nous ont transmises durant notre formation.*

Nous remercions aussi nos collègues et camarades pour leur collaboration et leur soutien moral, qui ont rendu cette expérience plus agréable.

Enfin, nous adressons nos remerciements les plus sincères à nos familles, et surtout à nos parents, sans lesquels nous n'aurions pas pu avancer.

DEDICACES

*Je dédie ce travail à mes parents pour leur confiance et leur soutien
interminable*

J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance

A mes chères sœurs pour leur patience avec moi

A ma grande mère pour ses prières pour moi

A mon cher binôme Mostafa

Enfin à tous mes amis et camarades de la promotion 2024/2025

BENHADJI SERRADJ Abderahman

DEDICACES

*Je dédie ce travail à mes parents pour leur confiance et patience tout au long de
mon parcours*

*A toute ma famille spécialement mes frères et mes sœurs pour leurs soutiens
et leurs encouragements*

A mon binôme Abderahman

Enfin à tous mes amis et camarades de la promotion 2024/2025

YAHY Mostafa El Amine

TABLE DES MATIERES

Chapitre I : Introduction

1	Introduction.....	1
	Contexte.....	1
	Objectif.....	1
	Plan du mémoire.....	1

Chapitre II : Comportement sismique des structures et méthodes de calcul

2.1	Introduction.....	3
2.2	Interaction séisme-structure.....	3
2.3	Mécanismes de déformation sismique.....	4
2.4	Dissipation d'énergie.....	4
2.5	Méthodes de calcul.....	6
2.5.1	Méthodes Exactes.....	6
2.5.2	Méthodes Approchées.....	7

Chapitre III : Méthodes statiques équivalentes linéaires et non linéaires et notion du facteur de comportement

3.1	Méthodes statiques linéaires.....	9
3.1.1	Méthode statique équivalente linéaire du RPA99v2003 :.....	9
3.1.2	Méthode statique équivalente linéaire du RPA 2024 :.....	12
3.1.3	Notion de facteur de comportement :.....	15
3.2	Méthodes statiques non linéaires basées sur Pushover.....	20
3.2.1	Introduction.....	20
3.2.2	Différentes méthodes statiques non linéaires.....	27
3.3	Conclusion.....	36

Chapitre IV : Application des méthodes linéaires et non linéaires sur des structures en béton armé

4.1	Application des méthodes statiques équivalentes linéaires.....	38
	Hypothèses de la comparaison.....	38
	Caractéristiques des modèles.....	38
4.1.1	Statique équivalente linéaire (RPA2003).....	39
	Calcul des paramètres sismiques.....	39
4.1.2	Statique équivalente linéaire (RPA 2024).....	40
	Paramètres du calcul sismique.....	40
	Résultats :.....	42
	a) Efforts tranchant à la base :.....	42
	b) Déplacements horizontaux.....	43

Interprétation des résultats :	43
4.2 Application des méthodes basées sur Pushover :	43
Introduction :	43
Spectre de calcul (la demande) :	44
Courbes de capacité (l'offre) :	45
Résultats :	45
Interprétation des résultats :	45
Chapitre V : Étude paramétrique par application des méthodes non linéaires	
5.1 Introduction	47
5.2. Influence de la forme du chargement	47
Introduction	47
Résultats	50
Interprétation des résultats	50
5.3. Influence de la hauteur	51
Introduction	51
Courbes de capacité	52
Résultats	53
Interprétation des résultats	54
5.4 Variation de la zone sismique	55
Spectre de calcul (la demande)	55
Résultats	56
Interprétation des résultats	57
5.5 Conclusion	58
Chapitre VI : Etude de cas	
6.1 Introduction	59
Hypothèses de la comparaison	59
6.2 Méthodes statiques équivalentes linéaires :	60
6.2.1 Statique équivalente linéaire (RPA99v2003) :	60
Récapitulatif	61
6.2.2 Statique équivalente linéaire (RPA 2024) :	61
L'effort tranchant à la base est donné par :	61
Récapitulatif	63
6.3 Méthodes statiques non-linéaires	64
6.3.1 Spectre de calcul (la demande)	64
6.3.2 Courbes de capacité (l'offre) :	65
6.3.3 Résultats	65

Efforts tranchants	65
Déplacements horizontaux :	66
Déplacements inters-étages :	66
Interprétation des résultats	66
6.4 Conclusion.....	68
Chapitre VII : Conclusion générale.	

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Relation force-déplacement	5
Figure 2 : Organigramme illustrant les méthodes de calcul sismique.....	8
Figure 3 : Types du spectre élastique selon la zone.....	14
Figure 4 : Courbe de comportement d'un S1DDL.....	16
Figure 5 : Courbe de capacité idéalisée.....	17
Figure 6 : Spectre de réponse et période limite supérieure de la zone d'accélération	18
Figure 7 : Dégâts des séismes de Northridge (1994) et de Kobe (1995)	20
Figure 8 : Historique de l'évolution de l'analyse Pushover	21
Figure 9 : Développement de la courbe Pushover d'une structure	22
Figure 10 : Niveaux de performance d'une structure selon sa capacité.....	24
Figure 11 : Etapes de conversion d'une courbe Pushover	25
Figure 12 : Conversion de la courbe de capacité à un S1DDL	28
Figure 13 : Idéalisation de la courbe de capacité selon RPA 2024 / EC8	28
Figure 14 : Conversion de spectre élastique au format ADRS.....	29
Figure 15 : Idéalisation de la courbe de capacité selon ATC-40	31
Figure 16 : Idéalisation de la courbe de capacité selon ATC-40	32
Figure 17 : Idéalisation de la courbe de capacité selon les 0.75Vy	34
Figure 18 : Courbe de capacité idéalisée avec $\alpha=0$	34
Figure 19 : Transformation de courbe de capacité en spectre de capacité	35
Figure 20 : Présentation graphique de point d'intersection dans le domaine des moyennes et longues périodes.....	35
Figure 21 : Présentation graphique de point d'intersection dans le domaine des courtes périodes	36
Figure 22 : Vues en élévation des deux portiques R+4 et R+2	38
Figure 23 : Spectre de réponse élastique (zone II)	41
Figure 24 : Résultats des efforts tranchants des deux versions de la méthode statique équivalente des RPA.....	42
Figure 25 : Déplacements horizontaux des deux versions de la méthode statique équivalente des RPA	43
Figure 26 : Vues en élévation des deux portiques R+4 et R+2	43
Figure 27 : Spectre de calcul élastique selon RPA 2024	44
Figure 28 : Courbes de capacité des deux modèles (tirées du SAP2000)	45
Figure 29 : Présentation graphique des efforts tranchants calculés par les méthodes basées sur Pushover des deux modèles.....	45
Figure 30 : Présentation graphique des efforts tranchants selon les différentes formes de chargement	50
Figure 31 : Courbes de capacité des cinq portiques avec indications d'efforts tranchants de calcul	52
Figure 32 : Plans en élévation des cinq portiques	52
Figure 35 : Valeurs du facteur de sur-résistance en fonction de nombre de niveau (zone II) ..	54
Figure 35 : Valeurs de la ductilité en fonction de nombre de niveau (zone II)	54
Figure 35 : Valeurs du facteur de comportement en fonction de nombre de niveau (zone II) .	54
Figure 36 : Spectre de calcul élastique selon RPA 2024 (zone VI).....	55
Figure 39 : Valeurs du facteur de sur-résistance en fonction de nombre de niveau (zone VI) .	57

Figure 39 : Valeurs de la ductilité en fonction de nombre de niveau (zone VI).....	57
Figure 39 : Valeurs du facteur de comportement en fonction de nombre de niveau (zone VI)	57
Figure 40 : Vues en plan et en élévation du bâtiment	59
Figure 41 : Type du spectre élastique de réponse (zone II	62
Figure 42 : Spectre de calcul élastique selon RPA 2024	64
Figure 43 : Courbes de capacité des deux sens (tirées du SAP2000).....	65
Figure 44 : Représentation graphique des résultats des efforts tranchants.....	65
Figure 45 : Représentation graphique des déplacements horizontaux	66
Figure 46 : Représentation graphique des déplacements inter-étages.....	66
Figure 47 : Représentation graphique des courbes de capacité des deux sens avec indications des efforts tranchants de la méthode statique équivalente	67

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Valeurs du coef d'accélération selon la zone et le groupe d'importance.....	10
Tableau 2 : Caractéristiques des différentes catégories de site.....	10
Tableau 3 : Choix de la période de calcul	11
Tableau 4 : Valeurs du facteur de comportement selon le système de contreventement (partie béton armé).....	11
Tableau 5 : Critères de pénalité pour le calcul du facteur de qualité.....	12
Tableau 6 : Valeurs du coef d'accélération selon la zone	13
Tableau 7 : Valeurs du coef d'importance selon le groupe d'importance.....	13
Tableau 8 : Caractéristiques des différentes catégories de site.....	13
Tableau 9 : Choix de la période de calcul	13
Tableau 10 : Valeurs du coef de comportement selon le système de contreventement (partie béton armé).....	14
Tableau 11 : Critères de pénalité pour le calcul du facteur de qualité.....	15
Tableau 12 : Valeurs des paramètres de régression a et b en fonction de la rigidité poste-élastique α	18
Tableau 13 : Valeurs du facteur de modification C_0 selon FEMA 356.....	32
Tableau 14 : Valeurs du facteur α selon FEMA 440.....	33
Tableau 15 : Paramètres de site de classe S3.....	39
Tableau 16 : Récapitulatif des résultats du RPA99v2003	40
Tableau 17 : Récapitulatif des résultats du RPA 2024.....	42
Tableau 18 : Résultats des efforts tranchants calculés par les différentes méthodes basées sur Pushover.....	45
Tableau 19 : Chargement latéral uniforme	47
Tableau 20 : Paramètres de calcul du chargement uniforme.....	47
Tableau 21 : Chargement latéral modal.....	48
Tableau 22 : Paramètres de calcul du chargement modal.....	48
Tableau 23 : Chargement latéral selon Kunnath.....	48
Tableau 24 : Paramètres de calcul du chargement selon Kunnath	48
Tableau 25 : Chargement latéral triangulaire inversé.....	49
Tableau 26 : Paramètres de calcul du chargement triangulaire inversé.....	49
Tableau 27 : Chargement latéral selon FEMA	49
Tableau 28 : Paramètres de calcul du chargement selon FEMA	49
Tableau 29 : Résultats des efforts tranchants selon les différentes formes de chargement.....	50
Tableau 30 : Calculs du facteur de comportement avec différence par rapport à RPA 2024 (zone II).....	53
Tableau 31 : Calculs du facteur de comportement avec différence par rapport à RPA 2024 (zone VI).....	56
Tableau 32 : Valeurs des chargements de la descente de charge	59
Tableau 33 : Récapitulatif des résultats du RPA 2003 des deux directions.....	61
Tableau 34 : Récapitulatif des résultats du RPA 2024 des deux directions.....	63
Tableau 35 : Résultats des efforts tranchants de chaque méthode dans les deux sens.....	65

Chapitre I

Introduction

1 Introduction

Contexte

La sécurité des structures face aux séismes est un enjeu fondamental dans les zones à risque, comme c'est le cas de nombreuses régions d'Algérie. Les méthodes traditionnelles de calcul parasismique, notamment les approches linéaires comme la méthode statique équivalente, sont largement utilisées car elles sont simples à appliquer et bien encadrées par les règlements. Toutefois, ces méthodes présentent des limites importantes : elles supposent un comportement linéaire global, négligent l'endommagement progressif et s'appuient sur des facteurs globaux pour tenir compte de la non linéarité comme le facteur de comportement « R », souvent peu représentatifs de la réalité. Actuellement, les méthodes d'analyse non linéaire, en particulier les méthodes basées sur Pushover, apparaissent comme une alternative prometteuse pour mieux représenter la réponse réelle des structures soumises à des sollicitations sismiques. Aujourd'hui, beaucoup de règlement (américains, européens, australiens...) commencent à les introduire dans leurs nouvelles philosophies pour le calcul parasismique.

Objectif

L'objectif principal de ce travail est d'étudier les différentes méthodes de calcul parasismique basées sur l'analyse Pushover, en mettant en évidence leurs avantages et leurs limites par rapport à la méthode statique équivalente définie dans le Règlement Parasismique Algérien (RPA), notamment dans ses versions 2003 et 2024. Le mémoire inclut également une étude paramétrique visant à évaluer l'influence de certains facteurs clés tels que la hauteur de la structure, la zone sismique (à travers le spectre de calcul) et la forme du chargement latéral sur les résultats obtenus, notamment sur la variation du facteur de comportement. L'objectif final est de mieux comprendre le potentiel des méthodes non linéaires pour une application pratique et réaliste en ingénierie sismique.

Plan du mémoire

Ce mémoire est structuré en sept chapitres

Chapitre I est l'introduction générale du mémoire.

Chapitre II présente le comportement sismique des structures, les différents paramètres qui l'influencent ainsi que la présentation des principes des méthodes relevant des approches exactes et approchées, en mettant en évidence les avantages et les limites propres à chacune.

Chapitre III est consacré à la présentation de la méthode statique équivalente selon les deux versions du (RPA99 version 2003 et RPA 2024), en mettant en évidence sa principale limite : le facteur de comportement, dont le mode de calcul est également détaillé. On trouvera aussi une présentation de l'analyse Pushover, en décrivant ses étapes principales ainsi que les procédures de calcul associées à certaines de ses variantes.

Chapitre IV est consacré à l'application des différentes méthodes (linéaires et non linéaires) présentées dans les chapitres précédents, sur des portiques en béton armé.

Chapitre I

Chapitre V présente une étude paramétrique portant sur l'influence de la hauteur, du zonage sismique et de la forme du chargement sur les résultats, avec un focus sur la variation du facteur « R ».

Chapitre VI est dédié à une comparaison globale effectuée, après analyse d'une structure simple réelle, entre les méthodes basées sur Pushover et la méthode statique équivalente classique des RPA, ainsi qu'une comparaison entre les deux versions du RPA (2003 et 2024), afin de mettre en évidence la différence majeure des approches

Chapitre VII conclue ce travail en mettant en évidence les résultats obtenus et certaines recommandations quant à la continuité de ce travail.

Chapitre II

*Comportement sismique des
structures et méthodes de
calcul*

2.1 Introduction

Les tremblements de terre font partie des catastrophes naturelles les plus destructrices en raison des dommages importants qu'ils peuvent causer aux bâtiments et des risques qu'ils représentent pour les populations. Lors de ces événements, les structures subissent des contraintes mécaniques complexes générées par la propagation des ondes sismiques. La manière dont une structure réagit dépend de nombreux facteurs, tels que la nature du sol, les propriétés dynamiques de la structure, ainsi que l'intensité et la durée du séisme.

Les ondes sismiques se présentent sous différentes formes : les ondes primaires (P) et secondaires (S) provoquent des vibrations internes, tandis que les ondes de surface, plus lentes mais souvent plus destructrices, engendrent des mouvements verticaux et horizontaux, qui peuvent entraîner des déformations, des fissures, voire des effondrements partiels ou totaux, selon la résistance de la structure. La capacité d'un bâtiment à résister à ces sollicitations dépend de sa masse, de sa rigidité, ainsi que des matériaux utilisés dans sa construction.

Pour limiter les dommages, il est essentiel de concevoir des bâtiments selon des principes parasismiques. Ces techniques visent à améliorer la capacité des structures à dissiper l'énergie sismique, tout en garantissant la stabilité et la sécurité. Chaque pays définit ses propres normes parasismiques, adaptées aux spécificités de son territoire et à son exposition aux risques sismiques. Ces normes intègrent des analyses statiques et dynamiques, et prennent en compte les caractéristiques des bâtiments, les types de matériaux utilisés et les dispositifs de protection intégrés, afin de garantir des constructions à la fois sûres, durables et économiquement viables.

2.2 Interaction séisme-structure

La compréhension de l'interaction entre le séisme et la structure constitue une étape fondamentale dans l'analyse du comportement sismique des bâtiments. Cette interaction complexe est influencée par plusieurs paramètres essentiels, notamment les caractéristiques du sol, les propriétés physiques et mécaniques de la structure, ainsi que la qualité des matériaux utilisés. Le sol joue un rôle fondamental dans la propagation des ondes sismiques : selon sa nature (rocheux, ferme, etc.), il peut soit amplifier soit atténuer les vibrations, par effet d'amplification de site ou d'absorption d'énergie. Par ailleurs, chaque type de sol est associé à une fréquence propre de vibration, susceptible d'entrer en résonance avec celle de la structure, phénomène qui peut considérablement accentuer les effets destructeurs du séisme.

La structure elle-même réagit en fonction de sa masse, qui conditionne les forces d'inertie générées sous l'effet des accélérations sismiques. Plus une structure est massive, plus les efforts internes induits seront importants. La rigidité, quant à elle, dépend de la configuration architecturale et du système de contreventement, mais surtout des matériaux employés (béton armé, acier, bois, etc.). Une rigidité insuffisante peut induire des déplacements excessifs, des concentrations d'efforts, voire des ruptures localisées. Par ailleurs, la répartition des charges, la symétrie en plan et en élévation, ainsi que les systèmes de contreventement influencent de manière significative la réponse globale du bâtiment. Ainsi, une conception parasismique efficace repose sur une approche intégrée et multidisciplinaire visant à optimiser la sécurité, la stabilité et la performance des structures face aux sollicitations induites par un séisme.

2.3 Mécanismes de déformation sismique

Lors d'un séisme, les structures subissent plusieurs types de déformations induites par les forces dynamiques générées par les mouvements du sol. La déformation élastique est généralement la première réponse, réversible une fois les sollicitations dissipées. Cependant, certaines parties de la structure peuvent également subir des déformations plastiques, entraînant des déformations permanentes, provoquant des dommages permanents susceptibles de compromettre la stabilité de la structure.

Si les bâtiments sont asymétriques, ils sont particulièrement exposés à des effets de torsion, entraînant des rotations et des concentrations de contraintes, augmentant ainsi les risques de déformation ou de rupture.

Dans le cas des éléments verticaux, comme les poteaux, un effondrement par flambement peut survenir sous des charges excessives, menaçant la stabilité de l'ensemble de la structure. En outre, les pertes de connexion entre les différents éléments du bâtiment, telles que les joints ou les liaisons, peuvent se produire sous l'effet des vibrations sismiques, entraînant des ruptures locales qui fragilisent l'intégrité de la construction.

D'autres phénomènes aggravants incluent la résonance, lorsque la fréquence propre de la structure coïncide avec celle du sol, et le basculement, notamment pour les structures mal ancrées. De plus, les structures rigides sont vulnérables au cisaillement, pouvant entraîner l'effondrement d'éléments porteurs.

Un autre mécanisme de déformation important est l'effet P-Delta qui est un phénomène non linéaire, particulièrement pour les structures élancées. Ce phénomène de second ordre résulte de l'interaction entre les charges verticales et les déplacements latéraux, augmentant les efforts internes et le risque d'instabilité. Il est donc essentiel de prendre en compte cet effet lors de la conception de structures parasismiques. Les règlements parasismiques, tels que le règlement algérien RPA, exigent des vérifications spécifiques pour cet effet afin de garantir la stabilité des bâtiments dans des zones sismiques.

D'après l'article 5.9 du RPA99v2003, les effets du 2nd ordre « ou effet P- Δ » peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et les charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

2.4 Dissipation d'énergie

Pour éviter l'effondrement des structures sous l'effet d'un séisme, il est essentiel de mettre en œuvre des systèmes efficaces de dissipation d'énergie induite par les mouvements du sol [15]. L'un des mécanismes fondamentaux est l'amortissement, qui peut résulter par des frottements internes ou des déformations plastiques localisées, contribuant ainsi à réduire l'énergie transmise à la structure. Une autre méthode est l'isolation sismique, qui permet de découpler le mouvement du sol de celui du bâtiment, offrant ainsi une protection en limitant la transmission

des vibrations. En outre, la redistribution des efforts est également efficace où certaines parties de la structure sont conçues pour s'endommager en priorité. Ce processus permet de protéger l'ensemble du bâtiment en concentrant les déformations et les dommages sur des zones spécifiques, comme la formation de rotules plastiques.

Enfin, la ductilité est considérée comme la forme la plus importante de dissipation d'énergie. Elle désigne l'aptitude d'un élément structural à subir des déformations plastiques importantes tout en maintenant une résistance suffisante, ce qui assure une meilleure performance sismique [3].

▪ **Ductilité :**

Chaque structure conçue pour résister aux séismes doit avoir un certain taux de ductilité, relatif aux matériaux et éléments structuraux.

Selon les RPA2024, article 2.5.5, « *il est attendu des différentes structures, résistant au séisme, un niveau adéquat de ductilité, auquel correspondent un certain nombre de dispositions constructives et des valeurs spécifiques des coefficients de comportement, R* ».

Cette ductilité peut être calculée sous forme d'énergie, d'après le principe d'égalité des énergies :

$$\underbrace{E_l - E_{dis}}_{\text{Energies externes}} = \underbrace{E_{déf} + E_c + E_a + E_h}_{\text{Energies internes}}$$

E_l : Energie libérée par le séisme.

E_{dis} : Énergie dissipée par l'interaction sol-structure.

$E_{déf}$: Énergie de déformation (élastique).

E_c : Énergie cinétique (élastique).

E_a : Énergie d'amortissement (plastique).

E_h : Énergie d'hystérésis (plastique), dissipée sous forme de chaleur lorsqu'un matériau ou une structure subie des cycles de chargement et de déchargement.

D'après la définition de la ductilité, On s'intéresse plus à la partie plastique, dans une courbe force-déplacement (figure 1), plus le palier plastique est important, plus la ductilité est importante ce qui est favorable pour une conception parasismique.

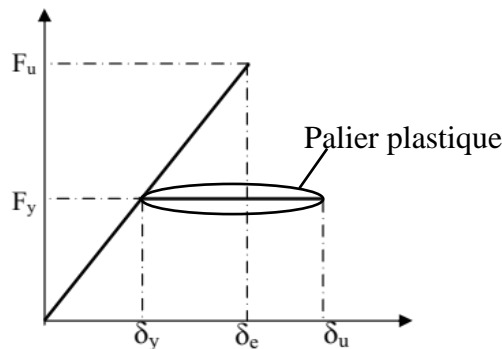


Figure 1: Relation force-déplacement

F_u : force ultime d'un comportement élastique non-réel (comportement élastique infini)

F_y : limite élastique.

Chapitre II

δ_u : déplacement ultime avant rupture.

δ_y : déplacement élastique maximal.

δ_e : déplacement élastique non-réel.

La ductilité mécanique « μ » peut également être exprimée par le rapport :

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

Selon certaines études comme [26][27][28], plusieurs facteurs influencent la ductilité. Parmi les plus défavorables : la compression du béton, un taux élevé d'armatures comprimées et un bon confinement transversal (ferraillage). A l'inverse, une forte résistance des aciers tendus, des efforts normaux élevés dans les poteaux ou un élancement excessif des éléments peuvent la réduire significativement.

2.5 Méthodes de calcul

Les méthodes de calcul jouent un rôle important dans l'évaluation de la réponse des structures face aux sollicitations, en assurant à la fois la sécurité et la performance. La qualité de l'analyse dépend directement du choix de la méthode employée, celle-ci devant être adaptée aux caractéristiques de la structure et aux conditions de chargement.

D'une manière générale, on distingue deux grandes catégories de méthodes :

- Les méthodes exactes, qui reposent sur des formulations rigoureuses et des hypothèses précises,
- Les méthodes approchées, plus simplifiées, qui permettent une modélisation efficace dans des cas complexes ou lorsque les ressources de calcul sont limitées.

2.5.1 Méthodes Exactes

Les méthodes dites exactes reposent sur des modèles mathématiques rigoureux basés sur les équations de l'équilibre, les conditions de compatibilité et les lois de comportement. Elles fournissent des résultats précis, sous réserve d'hypothèses idéalisées adaptées aux structures étudiées.

Parmi les méthodes exactes, on peut citer :

- **L'analyse modale spectrale** : qui repose sur la décomposition modale de la structure, où les vibrations sont analysées à travers leurs modes propres, chacun caractérisé par une fréquence et une forme de déformation spécifiques. En utilisant un spectre de réponse sismique, cette méthode détermine l'effet de chaque mode sur la structure, puis combine ces contributions selon des règles statistiques (SRSS ou CQC) pour obtenir la réponse totale. L'analyse modale spectrale est particulièrement efficace pour les structures linéaires, car elle permet d'estimer rapidement les efforts et les déplacements sans intégration temporelle.
- **L'analyse dynamique temporelle (Time-History Analysis)** : également appelée méthode d'intégration pas à pas, est une technique numérique utilisée pour résoudre des problèmes évolutifs dans le temps ou sous l'effet de charges progressives, notamment en dynamique

des structures et en analyses non linéaires. Elle repose sur un découpage du problème en petits incréments, appelés pas de temps ou pas de charge, permettant de suivre l'évolution du système étape par étape. Il existe deux grandes approches, les méthodes explicites, où l'état futur est directement calculé à partir des valeurs précédentes, et les méthodes implicites, qui nécessitent la résolution d'équations couplées pour garantir la stabilité et l'exactitude des résultats. Les méthodes explicites sont rapides mais sensibles à l'instabilité numérique, nécessitent de petits pas de temps, tandis que les méthodes implicites sont plus stables et adaptées aux grandes structures, mais plus coûteuses en ressources de calcul. En analyse de plasticité, la méthode pas à pas permet de traiter des phénomènes complexes qui ne peuvent être résolus directement par des méthodes analytiques. Son efficacité dépend du choix du pas de calcul et de l'algorithme utilisé, garantissant un équilibre entre précision et temps de calcul, elle nécessite également des modèles numériques avancés et une puissance de calcul élevée [15].

2.5.2 Méthodes Approchées

Les méthodes approchées visent à simplifier l'analyse tout en maintenant une précision acceptable, particulièrement lorsque l'application de méthodes exactes devient trop complexe ou coûteuse.

Parmi ces méthodes, on retrouve :

- **Analyse statique équivalente linéaire** : c'est une approche simplifiée utilisée par plusieurs règlements, dont le règlement algérien RPA 2024, modélise le séisme par une force horizontale équivalente appliquée à chaque niveau de la structure. Elle repose sur le poids propre et des coefficients sismiques, réduits par un facteur de comportement « R » censé refléter les effets non linéaires. Bien qu'efficace pour les structures régulières et de faible hauteur, cette méthode présente plusieurs limites :
 - Hypothèse de comportement élastique linéaire,
 - Néglige les modes supérieurs et les effets dynamiques réels,
 - Inapte à modéliser l'interaction sol-structure ou les redistributions post-élastiques.
- **Analyse statique non linéaire (Pushover)** : est une méthode simple qui permet d'estimer la réponse d'une structure soumise à un séisme, alternative à une analyse dynamique complexe, avec une approche plus réaliste que la méthode statique équivalente en prenant compte le comportement post-élastique [4]. Elle consiste à appliquer une poussée progressive latérale à la structure jusqu'à atteindre la rupture ou un déplacement cible. Elle permet de :
 - Visualiser la séquence de formation des rotules plastiques,
 - Estimer la capacité post-élastique de la structure,
 - Évaluer la résilience de bâtiments existants, notamment dans le cadre de réhabilitation.

Bien qu'approximative, cette méthode offre une meilleure représentation du comportement réel qu'une approche purement linéaire.

Chapitre II

Ainsi, le choix de la méthode de calcul sismique dépend étroitement du comportement attendu de la structure. Dans un cadre élastique, les méthodes dites exactes sont privilégiées pour leur rigueur. Cependant, les approches linéaires fondées sur le facteur de comportement R restent limitées, car elles ne reflètent pas fidèlement la réalité non linéaire des structures soumises à des sollicitations sismiques importantes.

Pour une évaluation plus précise de la réponse structurale, il est nécessaire de recourir à des méthodes d'analyse plus avancées. Parmi elles, l'analyse dynamique temporelle offre un haut niveau de précision, mais sa mise en œuvre reste complexe et exigeante en termes de modélisation (MPDDL) et de puissance de calcul.

En alternative, l'analyse statique non linéaire (Pushover) s'impose comme une méthode intermédiaire efficace, notamment pour l'estimation de la résistance latérale et des déformations post-élastiques. Elle est de plus en plus utilisée, en particulier dans l'évaluation des structures existantes.

La (figure 2) résume les différentes méthodes existantes pour le calcul dynamique.

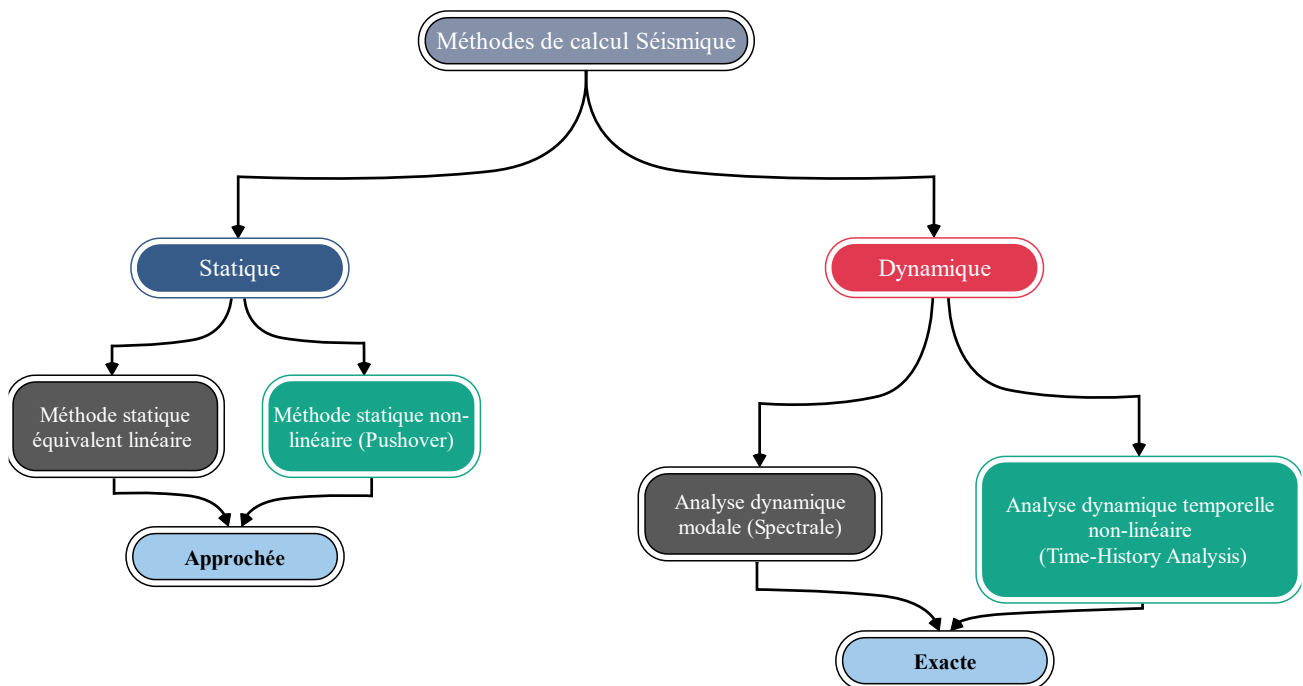


Figure 2 : Organigramme illustrant les méthodes de calcul sismique

Chapitre III

*Méthodes statiques équivalentes
linéaires et non linéaires et notion
du facteur de comportement*

Dans le cadre de ce mémoire, l'objectif est d'appliquer plusieurs méthodes d'analyse du comportement sismique des structures. Tout en se référant aux approches définies par la réglementation, notamment les RPA, on commencera le chapitre par la méthode statique équivalente linéaire, largement utilisée pour l'évaluation des bâtiments réguliers et de faible hauteur. Pour un but comparatif, on essaye de résumer les étapes de calcul présentes dans les 02 versions des RPA, à savoir RPA2003 et RPA2024. Puis, une description détaillée du facteur de comportement sera donnée avec la présentation des différentes méthodes utilisées pour calculer ce facteur. Enfin, on terminera par présenter les méthodes les plus connues de la méthode statique équivalente non linéaire basée sur le pushover.

3.1 Méthodes statiques linéaires

Cette méthode linéaire simplifiée repose sur une série d'étapes successives, visant à estimer les efforts sismiques horizontaux agissant sur la structure :

1. Détermination de l'accélération sismique de calcul, en fonction du site, de la catégorie du sol, et de la zone sismique.
2. Évaluation du poids sismique de la structure, représentant la masse mobilisée lors du séisme.
3. Calcul de la période fondamentale de calcul.
4. Détermination du coefficient d'accélération spectrale à partir de la période calculée et du spectre de réponse élastique.
5. Application du facteur de comportement « R », qui prend en compte la ductilité, la sur-résistance et la redondance, selon le système de contreventement.
6. Répartition des efforts horizontaux sur la hauteur, selon les masses et les élévations.
7. Analyse des efforts internes (moments, efforts tranchants, etc.) et vérification des déplacements admissibles.

Cette approche, bien que simplifiée, constitue une base fiable pour les premières phases de conception et de dimensionnement, notamment lorsque la structure présente une géométrie régulière et un comportement proche de l'élasticité.

3.1.1 Méthode statique équivalente linéaire du RPA99v2003 :

Selon les RPA2003, l'effort tranchant à la base est donné par :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

V : L'effort tranchant à la base.

A : Coefficient d'accélération donné par le tableau 1, et est fonction de la zone et du groupe d'usage.

D : Coefficient d'amplification dynamique.

Q : Facteur de qualité.

R : Facteur de comportement.

W : Poids total de la structure.

Chapitre III

Tableau 1: Valeurs du coef d'accélération selon la zone et le groupe d'importance

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

- Classification du site :

Tableau 2 : Caractéristiques des différentes catégories de site

Caté- gorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S ₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S ₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S ₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	01 ~ 0.4	≥200 - < 400
S ₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

- Facteur d'amplification dynamique (D) :

Ce facteur est donné par les formules suivantes.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$\eta = 7(2 + \xi) \geq 0.7$$

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

Chapitre III

Quant $\xi = 5\%$ on a $\eta = 1$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau suivant :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

La période empirique « T » est calculée par :

$$T_x = \min \left(C_T h_N^{3/4} ; 0.09 \frac{h_N}{D_x} \right) ; T_y = \min \left(C_T h_N^{3/4} ; 0.09 \frac{h_N}{D_y} \right)$$

C_T : Coefficient en fonction du type de contreventement et type de remplissage.

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Les valeurs de « T », calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Tableau 3 : Choix de la période de calcul

Cas	Période à utiliser
$T_{numérique} < T_{empirique}$	$T_0 = T_{numérique}$
$T_{empirique} < T_{numérique} < 1.3 T_{empirique}$	$T_0 = T_{empirique}$
$T_{numérique} \geq 1.3 T_{empirique}$	$T_0 = 1.3 T_{empirique}$

- Facteur de comportement (R) :

Sa valeur unique est donnée par le tableau en fonction du système de contreventement.

Tableau 4 : Valeurs du facteur de comportement selon le système de contreventement (partie béton armé)

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Chapitre III

- Facteur de qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Tableau 5 : Critères de pénalité pour le calcul du facteur de qualité

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Il y a six critères de pénalité qu'on va juger la structure avec.

- Poids total de la structure (W) :

$$W = \sum W_i \quad ; \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

La résultante des forces sismiques à la base, doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon l'équation suivante :

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad ; \quad F_t = 0.07 T_0 V$$

Si $T_0 < 0.7 \text{ s} \rightarrow T_0 = 0$

L'effort tranchant distribué sur chaque niveau est calculé par :

$$F_n = (V - F_t) \frac{W_n h_n}{\sum W_j h_j}$$

3.1.2 Méthode statique équivalente linéaire du RPA 2024 :

Selon les RPA2024, l'effort tranchant à la base est donné par :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) W$$

V : Force sismique totale appliquée à la base.

λ : Coefficient de correction.

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 .

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

W : Poids total de la structure.

Chapitre III

- Coefficient d'accélération de la zone (A) :

Tableau 6 : Valeurs du coef d'accélération selon la zone

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

- Coefficient d'importance (I) :

Tableau 7 : Valeurs du coef d'importance selon le groupe d'importance

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

- Classification du site :

Tableau 8 : Caractéristiques des différentes catégories de site

Catégorie	Description	q_{c30} (MPa) (c)	N_{30} (coups) (d)	C_{u30} (kPa) (e)	R_{c30} (MPa) (f)	Pl_{30} (Mpa) (g)	E_{p30} (MPa) (g)	V_{S30} (m/s) (h)
S ₁	Rocheux (a)	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S ₂	Ferme	>15	>50	>100	0.4- 10	2-5	20- 100	360- 800
S ₃	Meuble	1.5- 15	15-50	50- 100	0.1- 0.4	1-2	5-20	180- 360
S ₄	Très Meuble ou Présence de 3 m, au moins, d'argile molle (b)	< 1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
S ₅	site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques (cf. § 3.3.3)	/	/	/	/	/	/	/

- Période fondamentale de la structure :

Tableau 9 : Choix de la période de calcul

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

La période empirique est calculée par :

$$T_{empirique} = C_T h_N^{3/4}$$

Chapitre III

C_T : Coefficient en fonction du type de contreventement et type de remplissage.

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Le choix de la période à utiliser varie selon les cas suivants :

- Type de spectre de réponse élastique :

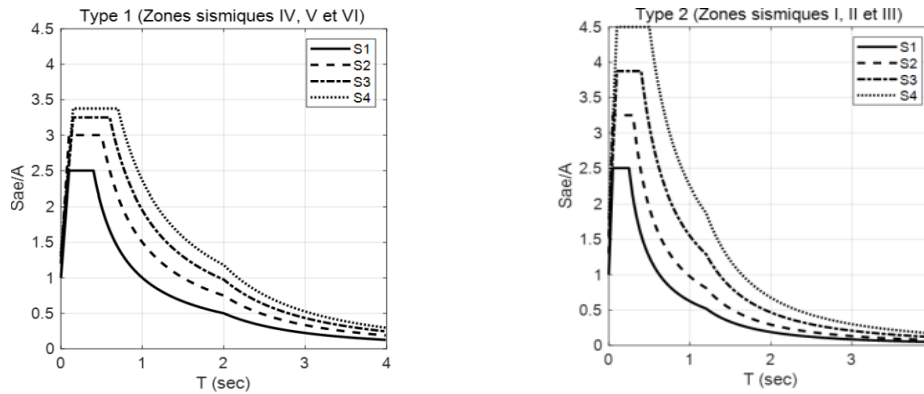


Figure 3 : Types du spectre élastique selon la zone

- Facteur de comportement (R) :

Sa valeur unique est donnée par le tableau en fonction du système de contreventement.

Tableau 10 : Valeurs du coef de comportement selon le système de contreventement (partie béton armé)

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

« Les exposants (a), (b) et (c) font référence aux trois catégories de pondérations à prendre en compte selon le système structurel, la redondance, la géométrie des éléments constitutifs de la structure, ainsi que la régularité en plan et en élévation ».

- Facteur de qualité (Q_F) :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Tableau 11 : Critères de pénalité pour le calcul du facteur de qualité

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

- Spectre de calcul :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Les valeurs des périodes T_1 , T_2 , T_3 et du coefficient de site, S , qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique dépendent du niveau de sismicité et de la classe de sol.

- Coefficient de correction (λ) :

Si $T_0 \leq 2T_2$ et le bâtiment a plus de 2 niveaux : $\rightarrow \lambda = 0.85$. Sinon $\lambda = 1$

- Poids total de la structure (W) :

$$W = \sum W_i \quad ; \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

La résultante des forces sismiques à la base, doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon l'équation suivante :

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad ; \quad F_t = 0.07 T_0 V$$

Si $T_0 < 0.7 s \rightarrow T_0 = 0$

L'effort tranchant distribué sur chaque niveau est calculé par :

$$F_n = (V - F_t) \frac{W_n h_n}{\sum W_j h_j}$$

3.1.3 Notion de facteur de comportement :

Dans les règlements parasismiques, l'analyse statique linéaire repose sur une modélisation simplifiée où la structure est soumise à des forces latérales élastiques réduites à l'aide d'un facteur de comportement R (ou q dans les règlements européens). Ce facteur traduit la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par des mécanismes tels que la ductilité, la sur-résistance et la redondance. Il reflète la différence entre la réponse élastique théorique et la

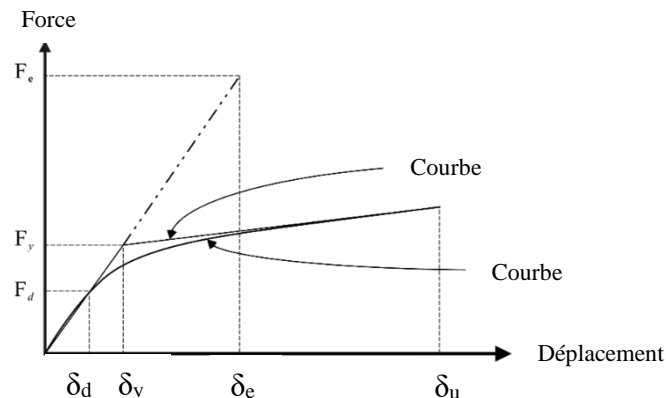
Chapitre III

réponse réelle inélastique. Cependant, cette approche repose sur des hypothèses simplificatrices : comportement globalement élastique, répartition homogène de la ductilité, etc., ce qui limite sa précision dans certains cas. Il a été, aussi, démontré que ce facteur dépend également de la période et du rapport de ductilité de la structure [6].

Dans les règlements parasismiques (Eurocode 8, RPA, etc.), ce facteur prend des valeurs prédéfinies basées sur :

- Le type structural : Portiques, voiles, systèmes mixtes, etc.
- Le matériau : Acier, béton armé, bois, etc.
- La redondance : Nombre de chemins de charge alternatifs.
- L'historique des performances : Données empiriques issues de séismes passés.

Mais, en général, ce facteur est déterminé à partir de la courbe de comportement d'un S1DDL équivalent, modélisé par une courbe bi-linéaire.



La valeur de ce facteur est donnée par l'équation suivante :

$$R = R_{\mu} \cdot R_s \cdot R_r$$

- R_{μ} : Facteur de réduction de la force, dépendant de la ductilité et la période de la structure.
- R_s : Le rapport entre la force de calcul et la force réelle (appelé facteur de sur résistance).
- R_r : Facteur de redondance qui traduit la capacité de redistribution des efforts en cas de défaillance locale.

Avec :

$$R_{\mu} = \frac{F_e}{F_y} = \frac{M' \cdot S_{ae}}{F_y}$$

On suppose que la structure possède certaines capacités de déformation non linéaire, la force F_y doit être au moins égale à la force sismique appliquée.

S_{ae} : Accélération élastique.

Et le facteur « R_s »

$$R_s = \frac{F_u}{F_d}$$

Dans les RPA, $F_y = F_d$, d'où $R_s = 1$

La détermination de « R_μ » a fait l'objet de nombreuses recherches. Toutes les méthodes d'évaluation utilisées reposent sur un modèle de réponse inélastique non linéaire à un seul degré de liberté. Cela nécessite plusieurs analyses dynamiques non linéaires pour différents accélérogrammes, ce qui implique que la structure doit présenter une configuration géométrique régulière, une distribution uniforme de la rigidité et un mécanisme de ruine aussi global que possible [6]. Parmi les différentes approches, on peut citer :

a. Méthode de Newmark et Hall :

Newmark et Hall proposent trois cas selon la période de vibration T :

- Principe d'égalité des forces : $R_\mu = 1$ pour $T < 0.2s$
- Principe d'égalité des énergies dissipées : $R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$ pour $0.2s < T < 0.5s$
- Principe d'égalité des déplacements maximums : $R_\mu = \mu$ pour $T > 0.5s$

b. Méthode de Krawinkler et Nassar :

Ils proposent une loi empirique basée sur l'écroûissage et la période. L'analyse statique du S1DDL a été réalisée sur 15 séismes de magnitude comprise entre 5,5 et 7,7, en tenant compte des différents types de sol, ainsi que des conditions d'écroûissage et d'un amortissement de 5 %.

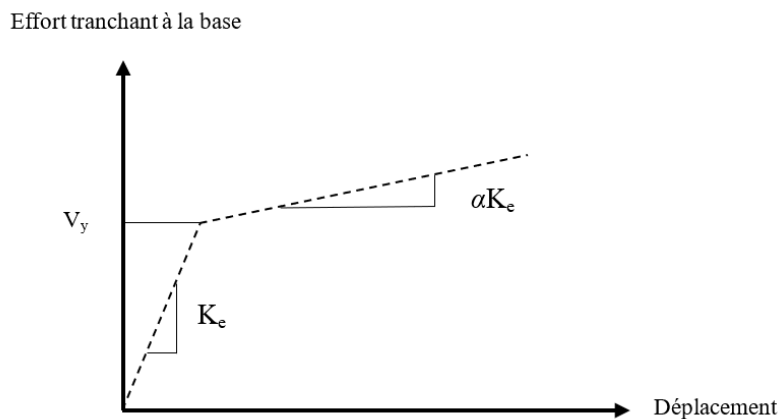


Figure 5 : Courbe de capacité idéalisée

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c}$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T}$$

T : période propre fondamentale de vibration de la structure.

α : rigidité poste élastique, en (%).

a et b : des paramètres de régression en fonction de la rigidité poste élastique, donnés sur le tableau suivant :

Chapitre III

Tableau 12 : Valeurs des paramètres de régression a et b en fonction de la rigidité poste-élastique α

Rigidité poste élastique, en (%)	Paramètres de régression	
	a	b
0	1	0.43
2	1	0.37
10	0.8	0.29

c. Méthode de Giuffre et Giannini :

GIUFFRE et GIANNINI ont proposés des expressions approchées du facteur de comportement noté « q », en fonction de la ductilité globale « μ » de la structure et de sa période fondamentale de vibration « T ».

$$q = 1 + (m - 1)^{0.87 - 0.05T} \quad \text{pour } T > T_0$$

$$q = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T}{T_0} \left(1 - 0.5 \frac{T}{T_0}\right) \quad \text{pour } T \leq T_0$$

q_0 : la valeur de q pour $T=T_0$ obtenue en remplaçant T par T_0 .

T_0 : la période de transition.

d. Méthode de Fajfar :

Fajfar, dans sa méthode N2, lie « R_μ » à la période caractéristique spécifique au site, « R_μ » est exprimé par la relation suivante :

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

$$R_\mu = \mu \quad \text{Pour } T \geq T_c$$

T_c : Période caractéristique du sol définie comme la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre de réponse.

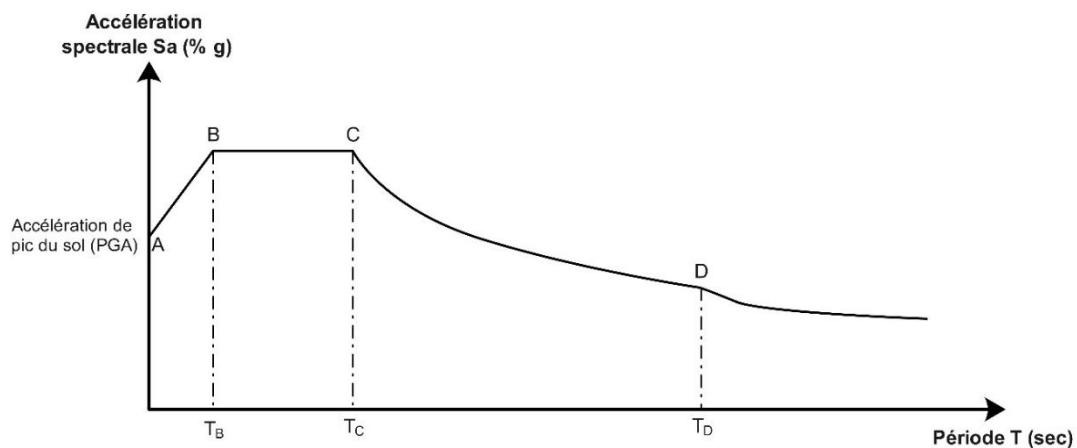


Figure 6 : Spectre de réponse et période limite supérieure de la zone d'accélération

e. Méthode de Priestley :

Priestley propose une expression similaire à celle de Fajfar :

$$R_\mu = 1 + \frac{(\mu - 1)T}{1.5 T_c} \geq \mu$$

T : Période propre fondamentale de vibration de la structure.

Chapitre III

T_c : Période caractéristique du sol.

Cette relation suppose l'égalité des déplacements (élastique et inélastique), $R_\mu = \mu$, quand $T > 1.5 T_c$ et l'égalité des accélérations (élastique et inélastique), $R_\mu = 1$, quand « T » tend vers 0.

Ainsi, l'utilisation du facteur de comportement « R » dans les méthodes linéaires présente plusieurs limites, car elle repose sur des hypothèses simplificatrices du comportement réel des structures soumise à un séisme [4].

- Hypothèse d'un comportement globalement élastique : Le facteur « R » permet de réduire artificiellement les forces sismiques de conception pour éviter un dimensionnement purement élastique. Cette approche suppose une répartition homogène de la ductilité, ce qui est rarement le cas en réalité. Certaines zones peuvent atteindre la plasticité plus rapidement que d'autres, entraînant des mécanismes locaux de rupture (formation de rotules plastiques, instabilités, etc..) non pris en compte.
- Inadaptation aux structures irrégulières [5] : Les méthodes linéaires avec ce facteur supposent une répartition uniforme de la ductilité, ce qui ne convient pas aux bâtiments irréguliers ou à géométrie complexe. Dans ce cas, la ductilité est inégalement répartie, et des phénomènes comme les torsions ou les effets des modes supérieurs peuvent devenir prépondérants, sans être modélisés dans cette approche.
- Non prise en compte de l'endommagement progressif : Le facteur « R » réduit la force la force sismique appliquée sans modéliser la dégradation progressive des matériaux (perte de rigidité, fatigue, accumulation de dommages), altérant ainsi la précision de la réponse dynamique obtenue.
- Sensibilité aux choix des coefficients empiriques : Le facteur « R » est basé sur des valeurs normatives et empiriques, ce qui signifie qu'il peut ne pas être représentatif de tous les cas réels. La définition du facteur de comportement repose souvent sur des hypothèses moyennes, non adaptées aux bâtiments spécifiques ou aux différentes conditions de sol, un même facteur « R » est appliqué quel que soit le niveau d'endommagement admissible, ce qui n'est pas toujours pertinent.

Pour pallier ces limites, l'analyse statique non linéaire (Pushover) est souvent privilégiée. Elle permet de mieux appréhender le comportement inélastique global de la structure, en évaluant sa courbe de capacité. En la comparant à la demande sismique, on peut voir comment la structure se comporte au-delà du seuil élastique, permettant d'optimiser les solutions de renforcement pour améliorer leur résistance et leur sécurité [4].

3.2 Méthodes statiques non linéaires basées sur Pushover

3.2.1 Introduction

La méthode Pushover, développée initialement par Freeman (1975, 1978) dans les années 1970, dans le but d'évaluer la performance sismique des structures au-delà de leur comportement élastique, s'est généralisée dans les années 1990 après les séismes de Northridge (1994) et Kobe (1995) (figure 7), qui ont mis en évidence les limites des approches linéaires classiques.

La méthode a ensuite été intégrée dans les normes telles que le FEMA273/356, l'ATC40, et l'Eurocode 8.

Avec le temps, cette méthode a bien évolué pour mieux représenter les comportements complexes observés sous sollicitation sismiques. Des variantes ont été développées, telles que



Northridge (1994), USA



Kobe (1995), Japon

Figure 7 : Dégâts des séismes de Northridge (1994) et de Kobe (1995)

l'analyse Pushover adaptative, qui ajuste la distribution des forces au fur et à mesure de la déformation de la structure, et l'analyse Pushover modale, qui tient compte des contributions de plusieurs modes de vibration, améliorant ainsi la précision des résultats pour les structures irrégulières.

Le graphique suivant donne plus de détails sur l'historique d'évolution des méthodes basées sur Pushover.

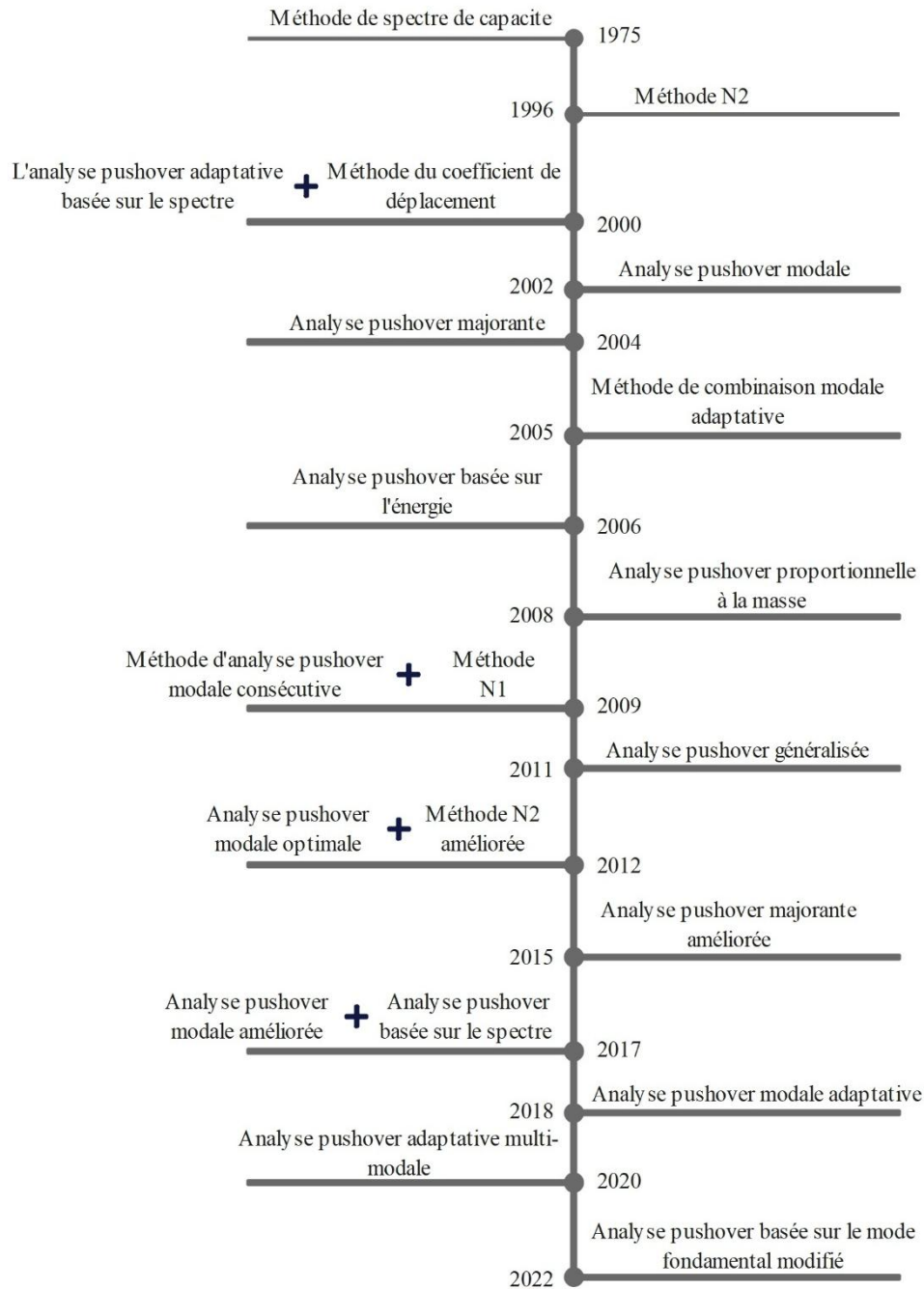


Figure 8 : Historique de l'évolution de l'analyse Pushover

Cette méthode permet d'analyser la réponse inélastique des structures face aux séismes, notamment pour l'évaluation et la conception du renforcement sismique des bâtiments existants ou de structures innovantes ne répondant pas forcément aux normes classiques. Elle aide aussi à adapter les bâtiments aux attentes spécifiques des propriétaires tout en renforçant leur sécurité et leur résilience [5].

Dans cette méthode la structure est soumise à des forces latérales croissantes de manière monotone, avec une distribution invariante en hauteur, jusqu'à atteindre un déplacement cible. Tout d'abord, un modèle bi-dimensionnel ou tri-dimensionnel est créé, intégrant des

diagrammes charge-déformation bilinéaires ou trinéaires pour tous les éléments résistants aux forces latérales. Les charges gravitaires sont appliquées en premier lieu. Ensuite, un schéma de charges latérales prédéfini, réparti le long de la hauteur du bâtiment, est imposé. Les forces latérales sont progressivement augmentées jusqu'à ce que certains éléments atteignent leur limite élastique. Le modèle structurel est alors mis à jour pour prendre en compte la réduction de rigidité des éléments plastifiés, et le processus se poursuit avec une nouvelle augmentation des charges jusqu'à ce que d'autres éléments atteignent également leur limite. Cette séquence est répétée jusqu'à ce qu'un critère de contrôle soit atteint (Oğuz, SermiN, 2005).

Le processus de la mise en charge se poursuit jusqu'à ce que le déplacement au sommet du bâtiment atteigne un certain niveau de déformation ou que la structure devienne instable. Le déplacement du toit est ensuite représenté en fonction de l'effort tranchant à la base afin d'obtenir la courbe de capacité globale (Figure 9).

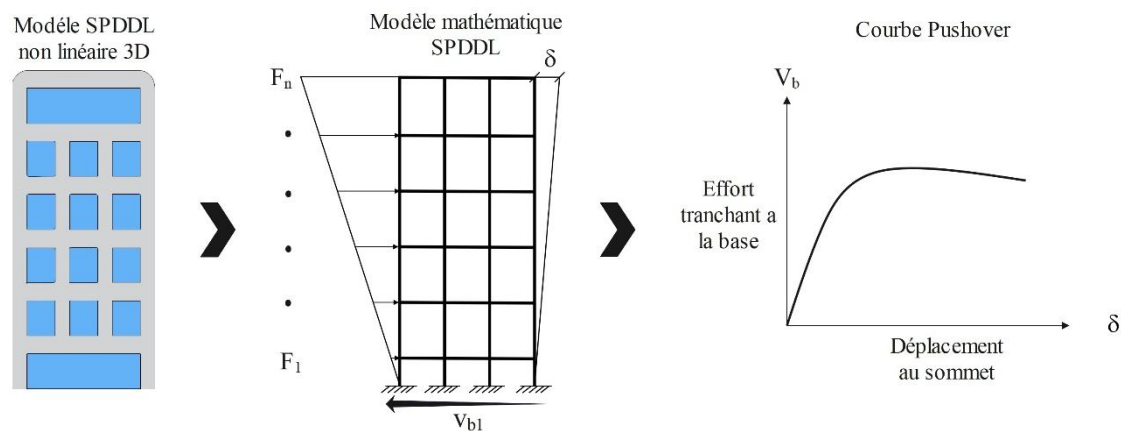


Figure 9 : Développement de la courbe Pushover d'une structure

Avantages de l'analyse Pushover :

L'objectif de l'analyse Pushover est d'estimer les paramètres de réponse critiques imposés au système structurel et à ses composants, en les rapprochant au mieux des résultats obtenus par une analyse dynamique non linéaire. Elle fournit des informations précieuses sur de nombreux aspects du comportement structurel qui ne peuvent être obtenues par une analyse statique ou dynamique élastique, notamment :

- Évaluation des demandes en déformation pour les éléments ductiles.
- Identification des points faibles de la structure (ou des modes de défaillance potentiels).
- Analyse des effets de la détérioration de résistance des éléments individuels sur le comportement global du système structurel.
- Détection des discontinuités de résistance en plan ou en élévation, pouvant entraîner des modifications des caractéristiques dynamiques en régime inélastique.
- Évaluation de la résistance des bâtiments existants.

Limites de l'analyse Pushover :

Bien que l'analyse Pushover offre plusieurs avantages par rapport aux méthodes d'analyse élastique traditionnelle, il est crucial de comprendre ses hypothèses fondamentales, d'évaluer la précision de ses prédictions et de reconnaître les limites des procédures actuelles. Plusieurs facteurs influencent la fiabilité des résultats obtenus par cette méthode [21], notamment :

Chapitre III

- Applicabilité limitée à certaines structures : L'analyse Pushover peut s'avérer inexacte pour les bâtiments dont la réponse structurelle est fortement affectée par des modes vibratoires supérieurs.
- Caractère statique du chargement : Reposant sur une approche statique, la méthode ne parvient pas à capturer fidèlement les effets dynamiques complexes générés par un séisme réel.
- Sensibilité à la distribution des charges latérales : Le choix du profil des charges latérales influence directement la courbe de capacité, alors que, dans la réalité, ces charges évoluent en fonction de l'intensité et de la durée du séisme.
- Dominance supposée du mode fondamental : L'hypothèse selon laquelle la réponse de la structure est majoritairement gouvernée par le mode fondamental n'est pas toujours vérifiée, en particulier pour les structures irrégulières.
- Absence de prise en compte des effets de torsion : L'analyse ne considère pas les effets dus aux irrégularités de masse, de rigidité et de distribution des forces qui induisent des réponses tensionnelles.
- Limitations dans l'analyse tridimensionnelle : Les interactions directionnelles, les effets orthogonaux et les comportements des diaphragmes semi-rigides ne sont pas correctement modélisés.
- Négligence des dommages cumulatifs : La dégradation progressive des matériaux et des éléments structurels sous sollicitations répétées est ignorée, ce qui peut conduire à une surestimation de la résistance résiduelle.

Courbe Pushover :

La courbe Pushover (ou courbe de capacité) met en relation l'effort tranchant à la base et le déplacement du sommet ($V_b^*-\delta^*$), obtenue à partir d'une analyse statique non linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL). Elle permet d'évaluer la rigidité initiale, la ductilité, la capacité maximale et les phases de plastification progressive. Véritable outil fondamental en ingénierie parasismique, la courbe Pushover joue un rôle clé dans l'évaluation de la performance d'une structure face aux sollicitations sismiques (figure 10).

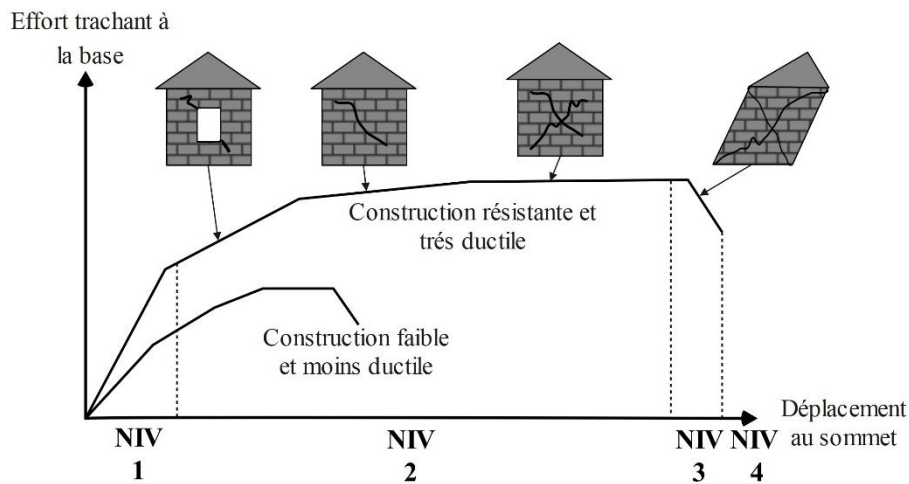


Figure 10 : Niveaux de performance d'une structure selon sa capacité

Quatre niveaux de performance peuvent être identifiés :

- **Niveau 1** : Comportement purement élastique. Pas d'endommagement.
- **Niveau 2** : Apparition d'articulations plastiques, certains éléments atteignent leur limite élastique et entrent en plasticité, entraînant une diminution progressive de la rigidité.
- **Niveau 3** : Endommagement avancé, la structure perd en rigidité et sa capacité à résister aux charges latérales diminue.
- **Niveau 4** : La structure perd en rigidité et sa capacité à résister aux charges latérales diminue, elle est susceptible de s'effondrer.

Equation de mouvement non-linéaire :

Lorsque le premier mode de vibration est prédominant, le déplacement d'un SPDDL peut être approximé par celui d'un S1DDL [19].

Parmi les différentes méthodes de résolution, la plus courante consiste à représenter la déformée du SPDDL par un vecteur de forme modale supposé constant tout au long du mouvement.

En comportement linéaire :

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M\ddot{x}_g$$

En comportement non linéaire :

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Q = -M\ddot{x}_g \quad (1)$$

En posant :

$$x = \{\phi\} x_t \quad (2)$$

x : Déplacement relatif

x_t : Déplacement au sommet de la structure

On remplace (2) dans (1) :

$$[M]\{\phi\}\ddot{x}_t + [C]\{\phi\}\dot{x}_t + [Q] = -[M]\{\Delta\}\ddot{x}_g$$

$[M]$: matrice de masse

$[C]$: matrice amortissement

Chapitre III

$[Q]$: vecteur des forces dans les niveaux de la structure

\ddot{x}_g : accélération du sol

En pré multipliant par $\{\phi\}^T$:

$$\{\phi\}^T [M] \{\phi\} \ddot{x}_t + \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \dot{x}_t + \{\phi\}^T [Q] = -\{\phi\}^T [M] \{\Delta\} \ddot{x}_g$$

En posant :

$$x^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{\Delta\}} x_t \quad (3)$$

x^* = déplacement du S1DDL équivalent

D'où :

$$\ddot{x}_t = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\Delta\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \ddot{x}^* \quad \dot{x}_t = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\Delta\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \dot{x}^*$$

On aura :

$$\{\phi\}^T [M] \{\phi\} \ddot{x}_t + \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{\Delta\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \dot{x}^* + \{\phi\}^T [Q] = -\{\phi\}^T [M] \{\Delta\} \ddot{x}_g$$

Soit :

$$M^* \ddot{x}^* + C^* \dot{x}^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g$$

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{\Delta\}$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\}$$

$$Q^* = \{\phi\}^T [Q]$$

(4)

M^* , C^* et Q^* : propriétés du S1DDL équivalent

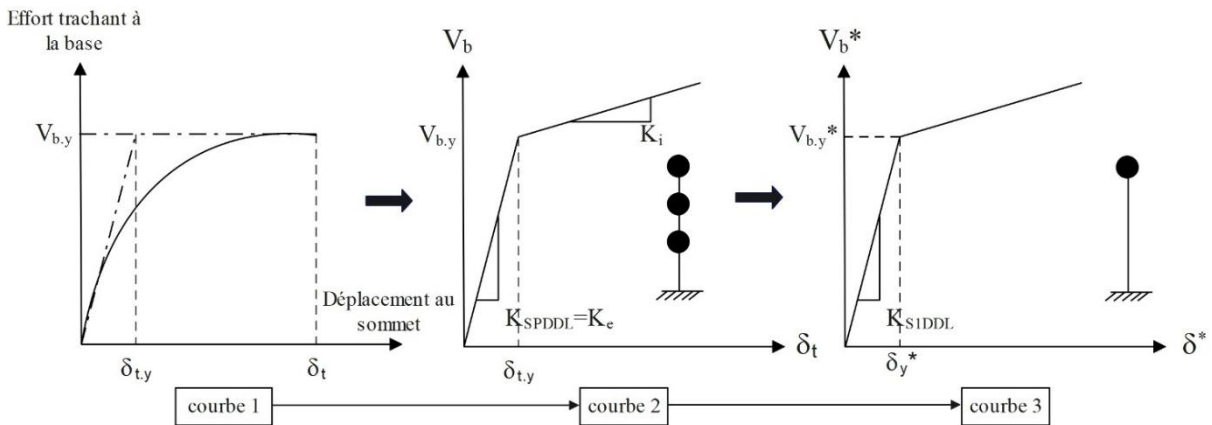


Figure 11 : Etapes de conversion d'une courbe Pushover

De la courbe 2 (figure 11), on tire « V_y » et le déplacement « $\delta_{t,y}$ », et on remplace dans, on obtient :

$$x_y^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{\Delta\}} x_{t,y}$$

Et

$$Q_y^* = \{\phi\}^T [Q_y]$$

Chapitre III

Avec :

$$V_{b,y} = \{\Delta\}^T [Q_y]$$

On aura la période propre élastique du S1DDL :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K_{S1DDL}}} \quad ; \quad K_{S1DDL} = \frac{V_{b,y}^*}{\delta_y^*}$$
$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^* \delta_y^*}{V_{b,y}^*}}$$

Bi-linéarisation de la courbe Pushover :

La courbe de capacité obtenue représente un comportement non linéaire complexe. Pour faciliter son interprétation et permettre son utilisation dans les méthodes d'évaluation sismique, cette courbe est généralement idéalisée sous une forme simplifiée (souvent bilinéaire). Chaque méthode non-linéaire suit une procédure spécifique d'idéalisation de la courbe de capacité. (Les détails de bi-linéarisation seront donnés avec les présentations des différentes méthodes non linéaires) [23].

Forme du chargement :

Dans l'analyse pushover, le choix du schéma de forces appliquées aux masses nodales influence les résultats obtenus [9][10][11]. Ces forces simulant l'action sismique sont appliquées de manière croissante jusqu'à atteindre un comportement inélastique de la structure. Plusieurs distributions sont utilisées :

Distribution modale : basée sur le mode propre de vibration, elle est définie par :

$$F_i = W_i \phi_{ij}$$

Où W_i est le poids du niveau « i » et ϕ_{ij} la forme modale. Distribution triangulaire inversée :

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{l=1}^n W_l h_l} V_b$$

W_i : Le poids du niveau « i ».

h_i : La hauteur du niveau « i » de la base du bâtiment.

W_I : Le poids du niveau « I ».

h_I : La hauteur du niveau « I » de la base du bâtiment.

V_b : L'effort tranchant à la base, calculé par :

$$V_b = S_d(T_n)W$$

$S_d(T_n)$: L'ordonnée de l'accélération tiré du spectre de calcul selon la période fondamentale T_n

W : Poids total de la structure.

Distribution selon FEMA :

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{l=1}^n W_l h_l^k} V_b$$

Chapitre III

k : dépend de la période « T_n » de la structure. $k= 1,0$ pour $T_n < 0,5$ seconde et $k = 2,0$ pour $T_n > 2,5$ secondes. Une variation linéaire entre **1** et **2** peut être utilisée pour assurer une transition simple entre ces deux valeurs extrêmes [11].

Distribution uniforme :

$$F_i = W_i$$

Distribution de charge selon Kunnath (Kunnath, 2004)

$$F_i = \sum_{j=1}^n a_{mr} \Gamma_j M_i \varphi_{ij} S_a(\zeta_j, T_j)$$

a_{mr} : Facteur de modification permettant de contrôler l'effet relatif de chaque mode pris en compte, et qui peut prendre des valeurs positives ou négatives, généralement ± 1 .

Γ_j : Facteur de participation pour le mode « j ».

M_i : La masse du i^{e} étage.

$S_a(\zeta_j, T_j)$: L'accélération spectrale pour un séisme donné, calculée à la fréquence correspondant à la période T et au taux d'amortissement ζ pour le mode j .

3.2.2 Différentes méthodes statiques non linéaires

RPA 2024/EC8

La nouvelle version des règlements parasismiques algériens introduit le calcul basé sur la capacité, également appelé méthode *Pushover*. Cette approche, inspirée de la méthode N2 du code européen (Eurocode 8), permet d'évaluer la performance sismique des structures en se fondant sur leur comportement non linéaire. Le déplacement cible associé au point de performance est déterminé à l'aide de formules simplifiées, ce qui permet d'éviter les calculs itératifs complexes. Cette évolution marque une volonté d'alignement sur les normes internationales tout en facilitant l'application pratique pour les ingénieurs.

- a) Faire une analyse Pushover du SPDDL (déterminer la relation effort tranchant à la base-déplacement au sommet) ($V_b-\delta$) (figure 12).

Cette analyse est faite en utilisant un chargement de forme modale.

$$F_i = W_i \phi_{ij}$$

Après la courbe est transformée pour un S1DDL en divisant l'effort tranchant et le déplacement par le facteur de participation modale Γ .

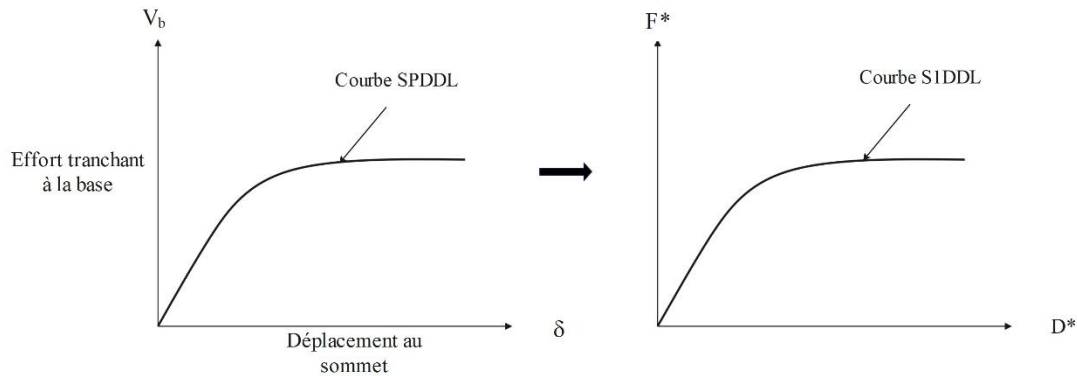


Figure 12 : Conversion de la courbe de capacité à un S1DDL

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad ; \quad \delta^* = \frac{\delta}{\Gamma}$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \Phi_i}{\sum_{i=1}^n M_i \Phi_i^2}$$

M : Masse correspondante.

Φ : Mode correspondant

b) La courbe Pushover est idéalisée en déterminant le déplacement (D_m^*) correspondant à l'effort tranchant maximal (F_y^*) (figure 13)

Le déplacement élastique (D_y^*) est calculé par la formule suivante :

$$D_y^* = 2 \left(D_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

E_m^* : Surface (énergie) de la courbe Pushover sous le déplacement (D_m^*).

Pour l'idéalisation, premièrement le déplacement δ_m^* correspondant à l'effort tranchant maximal est déterminé, puis la surface en dessous de la courbe de capacité jusqu'à ce point est calculé ; ces deux paramètres sont utilisés pour déterminer le point δ_y^* qui représente le déplacement à la limite élastique ceci est calculé par la formule (figure 13).

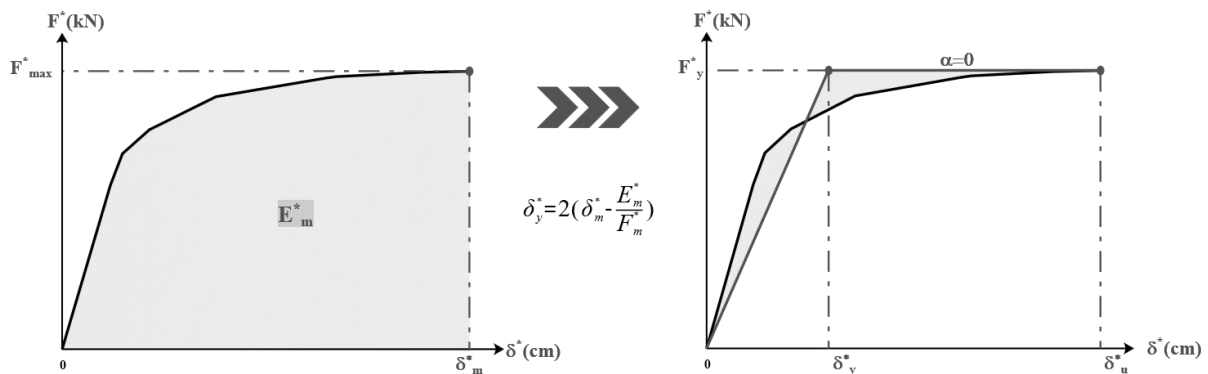


Figure 13 : Idéalisation de la courbe de capacité selon RPA 2024 / EC8

Chapitre III

La période du système équivalent et sa rigidité sont calculées à partir de la courbe idéalisée par la formule suivante :

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

- c) Le spectre élastique est transformé de sa forme conventionnelle (S_a - T) en un spectre de force-déplacement (S_a - S_d) (figure 14), après il est réduit en spectre inélastique.

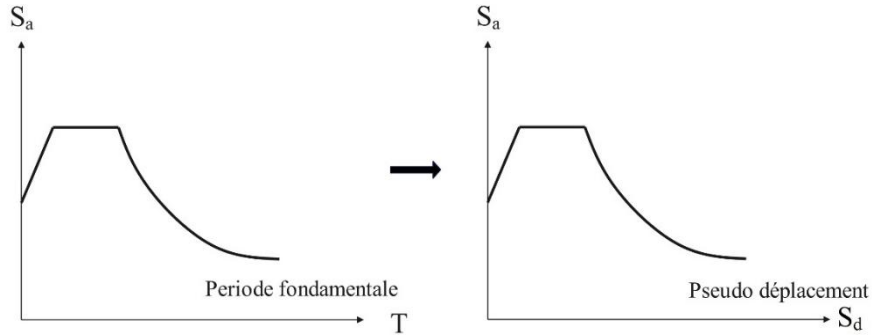


Figure 14 : Conversion de spectre élastique au format ADRS

$$S_d = \frac{T^2 S_a}{4\pi^2}$$

Le spectre inélastique est déduit du spectre élastique en appliquant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} ; S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}$$

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

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

ξ : Amortissement visqueux fixé à 5%.

S_{ae} : Accélération élastique correspondante à la période T et $\xi = 5\%$.

S_{de} : Déplacement élastique correspondant à la période T et $\xi = 5\%$.

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

R_μ : Facteur de ductilité calculé par :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_2} + 1 \quad \text{si } T < T_2$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{si } T \geq T_2$$

- d) Détermination du déplacement cible du S1DDL d_{et}^* depuis le déplacement cible du système équivalent d_{et}^* .

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

Le calcul du déplacement cible du S1DDL vari selon le domaine des périodes :

- Domaine des périodes courtes ($T^* < T_2$) :

Si $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$, la réponse est élastique :

$$d_t^* = d_{et}^*$$

Si $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$, la réponse est inélastique :

$$\left[d_t^* = \frac{d_{et}^*}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_2}{T^*} \right) \right] \geq d_{et}^*$$

- Domaine des périodes moyennes et longues ($T^* \geq T_2$) :

$$d_t^* = d_{et}^*$$

Finalement le déplacement cible du SPDDL est déterminé par l'équation suivante :

$$d_t = \Gamma d_t^*$$

Méthode du spectre de capacité (ATC-40)

Cette méthode repose sur le concept de la comparaison entre l'offre (la capacité structurelle) et la demande (l'excitation sismique). Elle consiste à représenter la courbe de capacité du S1DDL sur le même graphique que le spectre de réponse. La réponse inélastique est approchée par des résolutions consécutifs linéaires avec itération de l'amortissement pour tenir en compte la dissipation d'énergie dans le domaine post-élastique. Le point d'intersection entre les deux courbes (capacité et demande) définit le point de performance [8].

- Faire une analyse Pushover du SPDDL (déterminer la relation effort tranchant à la base-déplacement au sommet) ($V_b-\delta$) et convertir la relation pour un S1DDL en divisant le déplacement et l'effort tranchant par le facteur de participation modale Γ .

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \Phi_i}{\sum_{i=1}^n M_i \Phi_i^2}$$

M : Masse correspondante.

Φ : Mode correspondant

La bi-linéarisation se fera selon les étapes suivantes :

- La pente $\alpha_1 K_e$ représente la raideur moyenne dans la zone où la résistance structurelle devient stable après le premier fluage.
- La raideur initiale K_e est déterminée en traçant une droite sécante passant par l'origine et le point de la courbe de capacité correspondant à un effort tranchant égal à 60 % de V_y .
- La force de rendement V_y est ensuite obtenue comme le point d'intersection entre la droite de raideur initiale K_e et la droite de raideur post-élastique $\alpha_1 K_e$.
- Cette détermination nécessite une procédure itérative, car il faut s'assurer que le point où la droite K_e croise la courbe réelle correspond bien à un effort tranchant égal à $0,6V_y$.

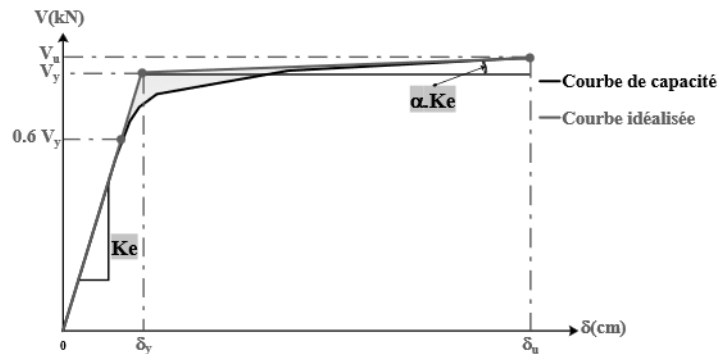


Figure 15 : Idéalisé de la courbe de capacité selon ATC-40

- b) Transformer la courbe effort tranchant-déplacement ($V_b^*-\delta^*$) en accélération-déplacement ($S_a-\delta^*$) (figure 10).

$$S_a = \frac{V_b^* Y}{M^*} \quad ; \quad M^* = \{\Phi\}^T [M] \{\Delta\}$$

- c) Transformer le spectre élastique de sa forme conventionnelle (S_a-T) en un spectre de force-déplacement (S_a-S_d) de la même manière que précédemment.
- d) La particularité de la variante ATC-40 réside principalement dans la combinaison d'amortissement visqueux et hystérétique pour modéliser plus précisément le comportement non linéaire des structures soumises à des charges sismiques. Cette variante intègre plusieurs étapes et procédures clés pour tenir compte de la déformation inélastique et de la dissipation d'énergie, ce qui la distingue des méthodes de pushover plus simples. Trois procédures (procédures A, B et C) reposant sur les mêmes concepts et relations mathématiques mais différent par leur approche, sont proposées pour le calcul de l'amortissement. Dans cette méthodologie, les facteurs de réduction spectrale sont définis en fonction de l'amortissement équivalent. Une estimation approximative de cet amortissement effectif est calculée en fonction de la forme de la courbe de capacité et du déplacement estimé. La demande et la boucle d'hystérésis résultante sont également prises en compte. Les imperfections probables des boucles d'hystérésis réelles des bâtiments, y compris les effets de dégradation et de durée, sont intégrées en appliquant des réductions aux valeurs théoriquement calculées de l'amortissement visqueux équivalent « ξ_{eq} ».

Méthode des coefficients de déplacement (FEMA 356/FEMA 440) :

Le choix de la distribution des forces dans l'analyse pushover est crucial, car il influence la précision des résultats. Une seule distribution peut suffire si la structure répond principalement selon le mode fondamental. Cependant, cela ne permet pas toujours de capter les demandes locales ou les mécanismes de rupture. Il est recommandé d'utiliser au moins deux distributions de forces, les plus courantes sont [19] :

- Une distribution uniforme (proportionnelle au poids de chaque étage), favorisant ainsi les efforts tranchants par rapport aux moments de flexion.
- Une distribution basée sur les réglementations, par exemple :

$$F_i = C_{v,i} V \quad ; \quad C_{v,i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k}$$

Chapitre III

$C_{v,i}$: Coefficient de distribution des forces latérales.

V : Force latérale totale.

W_j : Poids du niveau.

h_j : Hauteur du niveau a partir de la base.

Pour le calcul des caractéristiques du S1DDL, on a besoin de bi-linéariser la courbe pushover. Elle est identique à celle de l'ATC-40, mais le $\alpha_1 K_e$ n'est pas prédéterminé. K_e et $\alpha_1 K_e$ sont définis selon le principe des aires égales entre 0 et δ_u . Les itérations sont nécessaires dans cette procédure.

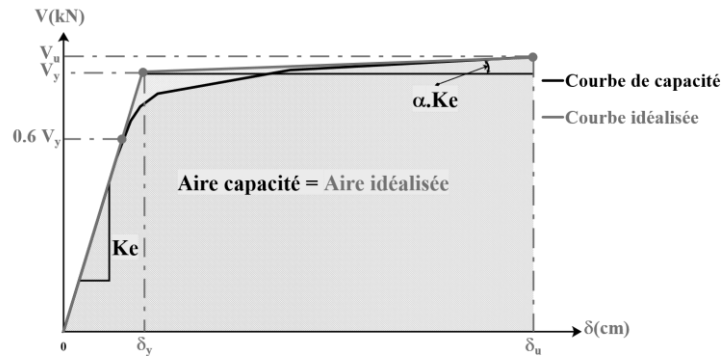


Figure 16 : Idéalisation de la courbe de capacité selon ATC-40

Dans cette méthode le déplacement cible est donné directement par la formule suivante :

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

T_e : Période effective du bâtiment suivant la direction de l'analyse, calculée par :

$$T_e = T_i \sqrt{K_e K_i}$$

K_e : Rigidité latérale du bâtiment selon la direction considérée.

K_i : Rigidité latérale effective obtenue de la courbe de Pushover transformée en bi-linéaire (figure 16).

α : Rigidité post-élastique, en (%).

C_0 : Facteur qui relie le déplacement spectral du système équivalent de 1DDL au déplacement du toit du bâtiment, ces valeurs sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 13 : Valeurs du facteur de modification C_0 selon FEMA 356

Nombre de niveaux	Facteur de modification C_0		
	Charge uniforme	Charge triangulaire	Charge quelconque
1	1	1.0	1.0
2	1.15	1.2	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.2	1.3	1.4
10+	1.2	1.3	1.3

C_1 : Facteur qui prend en compte la différence entre le déplacement inélastique et celui obtenu d'une analyse linéaire. D'après FEMA 440 ce facteur est calculé par la formule :

$$C_1 = 1.0 + \frac{R - 1}{\alpha T_e^2}$$

α : Facteur en fonction de la classe du site, présenter dans le tableau suivant :

Tableau 14 : Valeurs du facteur α selon FEMA 440

Classe de site	Valeur du facteur α
B	130
C	90
D	60

C_2 : Facteur qui prend en compte la stabilité et la régularité de la boucle hystérétique du comportement inélastique, calculé par la formule suivante :

$$C_2 = 1.0 + \frac{1}{800} \left(\frac{R - 1}{T} \right)^2$$

C_3 : Facteur qui prend en compte les effets P- Δ , FEMA 440 suggère de le remplacer par une valeur maximale de contrainte de résistance notée « R_{max} », d'où :

$$R_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{\alpha_2^{-t}}{4} \quad ; \quad t = 1.0 + 0.5 \ln(T)$$

Δ_d : Déformation au chargement maximal.

Δ_y : Déformation de plastification.

Méthode N2 (Fajfar) :

La méthode N2, développée par Fajfar (1999) et intégrée à l'Eurocode 8, combine l'analyse statique non linéaire (Pushover) avec les spectres de réponse élastiques et inélastiques. Comme les deux premières méthodes, la méthode N2 repose sur la transformation d'un SPDDL en un système équivalent à 1DDL. Cette approche, valable surtout pour les bâtiments réguliers à planchers rigides, suppose que le premier mode de vibration est dominant. Une caractéristique de cette méthode est que les demandes sismiques sont obtenues sans itération, ce qui simplifie son application [22][26].

La méthode N2 se base sur deux types de chargement :

- Chargement modal : Une distribution de charges proportionnelle à la matrice de masse multipliée par la première forme modale élastique.
- Chargement Uniforme : Une distribution de charges proportionnelle à la masse.

a) Tout comme les méthodes précédentes, il faut d'abord déterminer la relation effort tranchant à la base-déplacement au sommet ($V_b-\delta$), après convertir la relation à un S1DDL et la transformer en format ($S_a-\delta^*$), après transformer le spectre élastique de sa forme conventionnelle (S_a-T) en un spectre de force-déplacement (S_a-S_d). On aura besoin de bi-linéariser la courbe initiale (figure 17).

- i. $\alpha_1 K_e$ est une ligne horizontale passant par le point (δ_u, V_u).

- ii. K_e est une droite passant par le point de la courbe de capacité correspondant à un effort tranchant de $0,75V_y$.

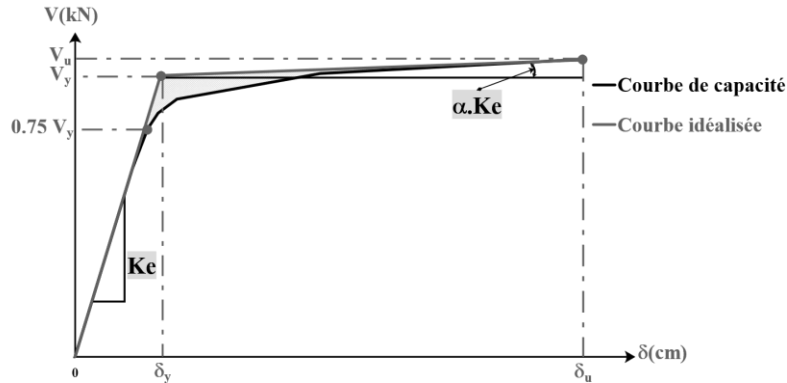


Figure 17 : Idéalement de la courbe de capacité selon les $0.75V_y$

- b) Le spectre élastique (S_a-S_d) est réduit en spectre inélastique (avec le facteur de ductilité).

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{ae} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2 S_{ae}}{4\pi^2} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

Pour le calcul du facteur de réduction, N2 la méthode proposée par Fajfar :

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

$$R_\mu = \mu \quad \text{Pour } T \geq T_c$$

T_c : Période caractéristique du spectre de réponse, définie comme étant la période de transition entre le segment des accélérations constantes et les sagement des vitesses constantes.

- c) En remplaçant l'équation proposée par Fajfar dans l'équation du déplacement inélastique, on déduit que, pour les périodes moyennes et longues, $S_d = S_{de}$ avec la même période. Ainsi, on obtient le spectre inélastique pour des valeurs correspondantes de μ .
- d) La méthode N2 exige que la rigidité de post plastification d'un S1DDL équivalent soit égale à zéro, puisque le facteur de réduction « R_μ » est défini comme le rapport entre la résistance élastique et la résistance plastique

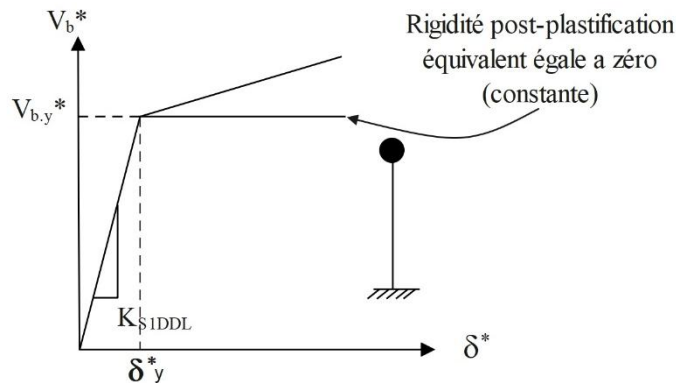


Figure 18 : Courbe de capacité idéalisée avec $\alpha=0$

Chapitre III

- e) Transforme la courbe $(V_b^* - \delta^*)$ en $(S_a - \delta^*)$ pour superpose dans la courbe de demande (S_{ae}, S_{de}) .

$$S_a = \frac{V_b^*}{M^*} \quad ; \quad M^* = [\phi]^T [M] [1]$$

- f) Détermination de la demande sismique (déplacement) du S1DDL équivalent :
Le calcul du déplacement dépend de la période du S1DDL équivalent et de la position de cette période par rapport à la période caractéristique :

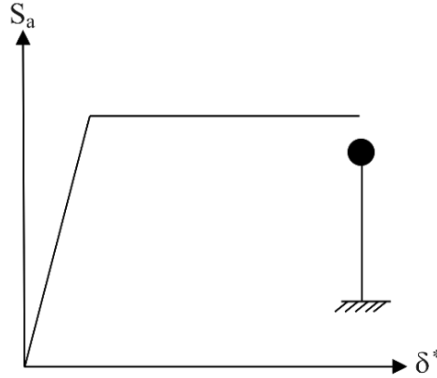


Figure 19 : Transformation de courbe de capacité en spectre de capacité

- ❖ 1^{er} cas : $T_{eq} \geq T_c$ (moyenne et longue période) :

Dans ce cas, le déplacement élastique est égal au déplacement inélastique « $\delta_u^* = \delta_e^*$ » (critère d'égalité des déplacements dans la gamme des moyennes et longues périodes) et la ductilité « $\mu = R_\mu$ ».

$$\begin{aligned} \delta_u^* &= \delta_e^* \\ \mu &= R_\mu \end{aligned}$$

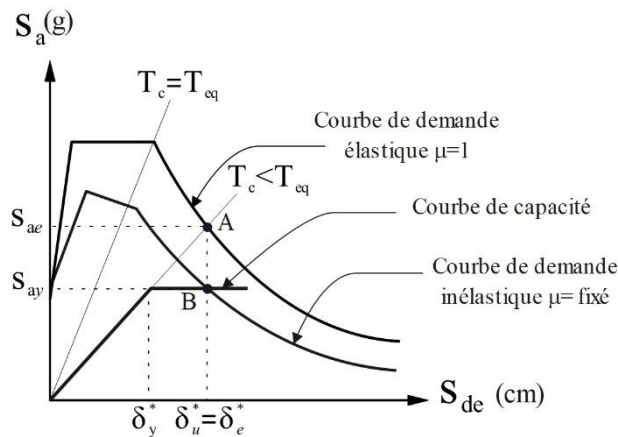


Figure 20 : Présentation graphique de point d'intersection dans le domaine des moyennes et longues périodes

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T_{eq})}{S_{ay}}$$

- L'intersection de la ligne radiale qui correspond à la période du système (T_{eq}) avec le spectre de demande élastique donne le point A (δ_u^*, S_{ae}).

- L'intersection entre la courbe de capacité et la demande inélastique donne le point B ($\delta_u^* = \delta_e^*, S_{ay}$).

❖ 2^{ème} cas : $T_{eq} < T_c$ (courte période) :

Dans ce cas, le déplacement élastique « $\delta_e^* < \delta_u^*$ » ou déplacement inélastique.

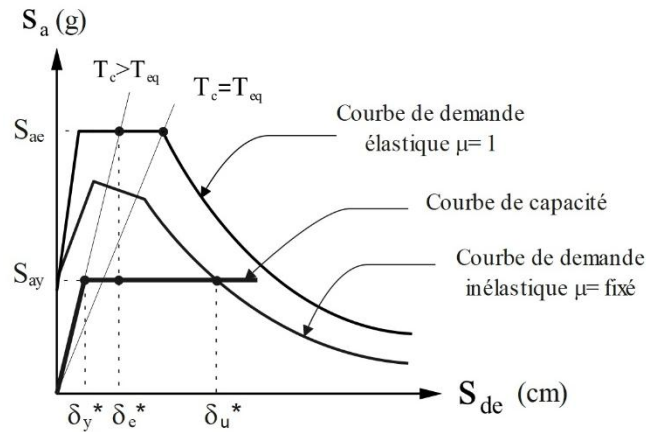


Figure 21 : Présentation graphique de point d'intersection dans le domaine des courtes périodes

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_{eq}} + 1 \quad ; \quad R_\mu = \frac{S_{ae}(T_{eq})}{S_{ay}} \quad ; \quad \delta_y^* = \frac{\delta_u^*}{\mu} = \frac{\delta_e^*}{R_\mu}$$

$$\delta_u^* = \mu \delta_y^* = \frac{\delta_e^*}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_{eq}} \right)$$

g) Détermination de la demande sismique globale (déplacement globale) du SPDDL :

Une fois le déplacement du système S1DDL équivalent est déterminé, on peut calculer le déplacement maximal au sommet du SPDDL (appelé le déplacement cible).

$$\delta_u = \delta_u^* \Gamma \quad ; \quad \Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n M_i \phi_i^2}$$

Γ : Coefficient de participation.

Une fois le déplacement maximal au sommet est calculé, on peut calculer toutes les demandes sismiques locales par une analyse push over et on tire la valeur d'effort tranchant à la base.

3.3 Conclusion

Les méthodes d'analyse statique non linéaire, dites Pushover, constituent une avancée majeure dans l'évaluation de la performance sismique des structures. Contrairement aux approches linéaires classiques, elles permettent de mieux représenter le comportement réel des bâtiments face à des sollicitations extrêmes, en tenant compte de la redistribution des efforts et de la ductilité. À travers les différentes variantes étudiées telles que les méthodes N2, ATC-40, FEMA 356 ou encore celle proposée par le RPA 2024, il apparaît que chaque procédure offre des outils spécifiques adaptés à des contextes particuliers. Ce chapitre a permis d'introduire

Chapitre III

leurs principes, leurs étapes de mise en œuvre et leurs différences fondamentales, posant ainsi les bases pour leur application et leur comparaison dans les chapitres suivants.

Chapitre IV

*Application des méthodes
linéaires et non linéaires sur des
structures en béton armé*

4.1 Application des méthodes statiques équivalentes linéaires

Cette application compare les méthodes statiques équivalentes en 2D selon le RPA 2003 et le RPA 2024. Pour chaque règlement, on modélise un portique régulier, on calcule les forces sismiques en suivant les étapes normatives, puis on analyse les efforts tranchants et les déplacements. La comparaison met en évidence les évolutions introduites par le RPA 2024, notamment au niveau du spectre, du zonage et des coefficients de sécurité.

Hypothèses de la comparaison

- La comparaison est faite sur deux portiques simples différents en hauteur, R+4 et R+2, en 2D, satisfaisant les conditions de la hauteur, de zonage et du système de contreventement des deux versions du RPA.
- L'application est faite sur deux portiques pour garantir la fiabilité des résultats.
- Les méthodes et leurs critères sont appliqués de la même manière comme si c'est en 3D, juste en ignorant la troisième direction.

Caractéristiques des modèles

- Localisé en Algérie, dans la wilaya de Tlemcen, commune d'El Aricha (qui appartient à la zone I selon RPA99v2003, zone II selon RPA 2024), dans un site meuble.
- Usage d'habitation.
- Système de contreventement à ossatures (portiques auto-stables) en béton armé sans remplissage, avec des planchers rigides.
- Encastré à la base.
- Le portique a trois travées d'une portée constante de 4 mètres, avec une hauteur d'étage $h_e = 3$ mètres et des hauteurs totales $H_t = 15$ mètres et $H_t = 9$ mètres pour R+4 et R+2 respectivement.
- Dimensions d'éléments d'ossature : Poteaux (40×40) cm²
Poutres (40×45) cm²

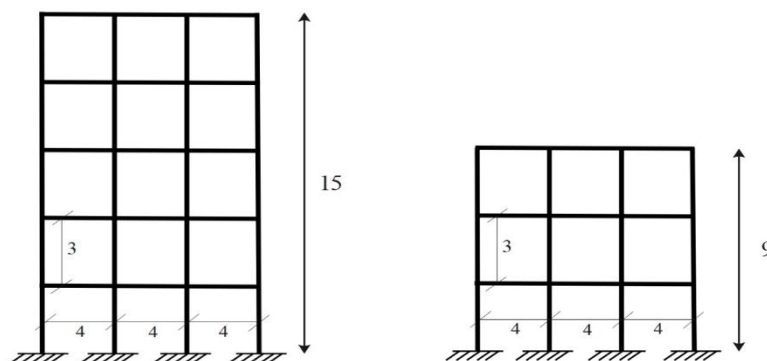


Figure 22 : Vues en élévation des deux portiques R+4 et R+2

4.1.1 Statique équivalente linéaire (RPA2003)

Calcul des paramètres sismiques

- Coefficient d'accélération de la zone (A) :

Le site est situé dans la zone I et la structure appartient au groupe d'usage 2 : **A= 0.1**

- Classification du site :

Le sol de notre site de construction est de nature meuble donc il est de classe **S3**.

Tableau 15 : Paramètres de site de classe S3

Classe	Type de sol	qc (MPa)(c)	N (d)	PI (MPa)(e)	Ep (MPa)(e)	qu (MPa)(f)	Vs (m/s)(g)
S ₃	Meuble	1.4 - 15	10 - 50	1 - 2	5 - 20	0.1 - 0.4	≥200 - <400

- Estimation de la période fondamentale (T) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T_{R+4} = 0.571 \text{ s}$$

$$T_{R+2} = 0.389 \text{ s}$$

C_T : Coefficient en fonction du type de contreventement et type de remplissage. **C_T=0.075**

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. **h_{N(R+4)}=15 m**

$$h_{N(R+2)}=9 \text{ m}$$

-La période est majorée de 30% : → **T_{empirique(R+4)}= 1.3×0.571= 0.742 s**

$$\rightarrow T_{\text{empirique}(R+2)}= 1.3 \times 0.389 = 0.506 \text{ s}$$

-La période numérique tirée par SAP2000 : → **T_{numerique(R+4)}=0.317 s**

$$\rightarrow T_{\text{numerique}(R+2)}=0.178 \text{ s}$$

$$T_{\text{numerique}} < T_{\text{empirique}} \text{ donc } T_{(R+4)} = T_{\text{numerique}(R+4)} = \mathbf{0.317 \text{ s}}$$

$$T_{(R+2)} = T_{\text{numerique}(R+2)} = \mathbf{0.178 \text{ s}}$$

- Facteur d'amplification dynamique (D) :

Le facteur d'amplification dynamique est en fonction du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période (T) fondamentale de la structure.

Calcul du facteur d'amplification dynamique : Le site est meuble donc, la période **T₂=0.5 s**

$$T_{(R+4)} ; T_{(R+2)} \leq T_2 \rightarrow D = 2.5\eta$$

$$\eta = 1 ; \xi = 5\%$$

$$D_{(R+4)} = D_{(R+2)} = 2.5$$

- Facteur de comportement (R) :

Les deux structures sont en béton armé et constituées de portiques autos-tables : **R=5**.

- Facteur de qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Il y a six critères de pénalité qu'on va juger la structure avec.

1- Conditions minimales sur les files0

2- Redondance en plan0.05

Chapitre IV

- 3- Régularité en plan0.05
- 4- Régularité en élévation0
- 5- Contrôle de la qualité des matériaux.....0
- 6- Contrôle de la qualité de l'exécution.....0

$$Q = 1 + (0.05 + 0.05) = 1.1$$

- Poids total de la structure (W) :

$$W = \sum W_i ; W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W_{(R+4)} = 419.876 \text{ kN}$$

$$W_{(R+2)} = 287.915 \text{ kN}$$

Tableau 16 : Récapitulatif des résultats du RPA99v2003

Paramètres	Valeurs/Résultats	
	R+4	R+2
T (s)	0.317	0.178
A	0.1	
D	2.5	
Q	1.1	
R	5	
$C = \frac{A D Q}{R}$	0.055	
W (kN)	419.876	287.915
V (kN)	23.093	15.835
δ_{\max} (au sommet) (mm)	10.65	2.99

4.1.2 Statique équivalente linéaire (RPA 2024)

Paramètres du calcul sismique

- Coefficient d'accélération de la zone (A) :

Le site est situé dans la zone II et la structure appartient au groupe d'usage 2 : **A= 0.1**

- Coefficient d'importance (I) : I=1

- Classification du site :

Le sol de notre site de construction est de nature meuble donc il est de classe **S3**.

Classe	Type de sol	qc (MPa)(c)	N (d)	PI (MPa)(e)	Ep (MPa)(e)	qu (MPa)(f)	Vs (m/s)(g)
S ₃	Meuble	1.5 -15	15 - 50	1 - 2	5 - 20	0.1 – 0.4	180 - 360

- Période fondamentale de la structure :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T_{R+4} = 0.571 \text{ s}$$

$$T_{R+2} = 0.389 \text{ s}$$

C_T : Coefficient en fonction du type de contreventement et type de remplissage. $C_T=0.075$

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. $h_{N(R+4)}=15 \text{ m}$

$$h_{N(R+2)} = 9 \text{ m}$$

- La période est majorée de 30% : $\rightarrow T_{\text{empirique}(R+4)} = 1.3 \times 0.571 = 0.742 \text{ s}$
 $\rightarrow T_{\text{empirique}(R+2)} = 1.3 \times 0.389 = 0.506 \text{ s}$
 - La période numérique tirée depuis SAP2000 : $\rightarrow T_{\text{numérique}(R+4)} = 0.317 \text{ s}$
 $\rightarrow T_{\text{numérique}(R+2)} = 0.178 \text{ s}$
- $T_{\text{numérique}} < T_{\text{empirique}}$ donc $T_{(R+4)} = T_{\text{numérique}(R+4)} = \mathbf{0.317 \text{ s}}$
 $T_{(R+2)} = T_{\text{numérique}(R+2)} = \mathbf{0.178 \text{ s}}$

- Type de spectre de réponse élastique :

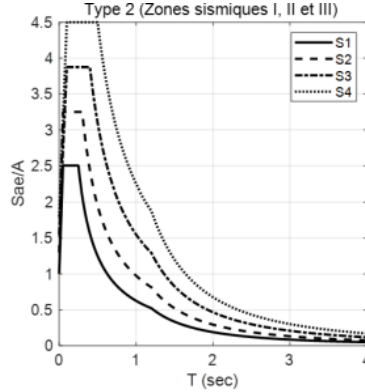


Figure 23 : Spectre de réponse élastique (zone II)

- Facteur de comportement (R) :

La structure en béton armé est constituée d'ossatures (portiques autostables) : $\mathbf{R=5.5^{(a)}}$.

- Facteur de qualité (Q_F) :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Il y a des critères de « q » à vérifier (selon le système de contreventement ^(a)) :

- 1- Régularité en plan0.05
- 2- Régularité en élévation0
- 3- Condition minimales sur le nombre étage.....0
- 4- Conditions minimales sur les travées.....0

$$Q_F = 1 + (0.05) = \mathbf{1.05}$$

- Spectre de calcul :

Spectre type 2 (zone II)	S	T ₁	T ₂	T ₃
Site : S ₃	1.55	0.10	0.40	1.20

$$T_1 \leq T_{0(R+4)} ; T_{0(R+2)} \leq T_2 \rightarrow \frac{S_{ad}}{g} T = A I S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g} T_0 = 0.1 \times 1 \times 1.55 \left[2.5 \frac{1.05}{5.5} \right] = \mathbf{0.074}$$

- Coefficient de correction (λ) :

Chapitre IV

Si $T_0 \leq 2T_2$ et le bâtiment a plus de 2 niveaux : $\rightarrow \lambda = 0.85$. Sinon $\lambda = 1$

La période $T_2=0.4$ s donc $\lambda = \mathbf{0.85}$

- Poids total de la structure (W) :

$$W = \sum W_i \quad ; \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W_{R+4} = \mathbf{419.876 \text{ kN}}$$

$$W_{R+2} = \mathbf{287.915 \text{ kN}}$$

Tableau 17 : Récapitulatif des résultats du RPA 2024

Paramètres	Valeurs/Résultats	
	R+4	R+2
T_0 (s)	0.317	0.178
A	0.1	
λ	0.85	
I	1	
Q_F	1.05	
R	5.5	
$\frac{S_{ad}}{g} T$	0.074	
$C = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} T_0$	0.0629	
W (kN)	419.876	287.915
V (kN)	26.4127	18.1098
δ_{\max} (au sommet) (mm)	12.72	3.562

Résultats :

a) Efforts tranchant à la base :

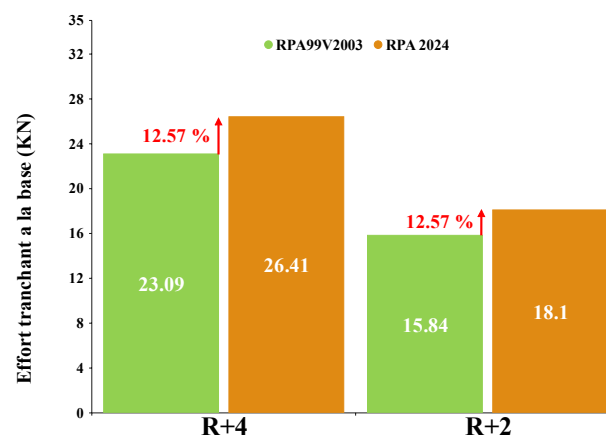


Figure 24 : Résultats des efforts tranchants des deux versions de la méthode statique équivalente des RPA

b) Déplacements horizontaux

RPA99v2003

RPA 2024

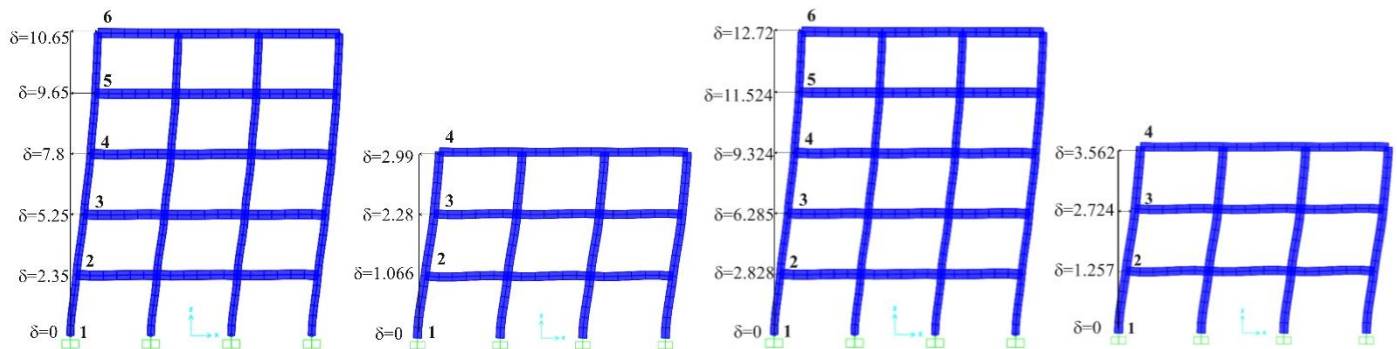


Figure 25 : Déplacements horizontaux des deux versions de la méthode statique équivalente des RPA

Interprétation des résultats :

D'après la figure 24, les efforts tranchants obtenus avec la nouvelle version de la méthode statique équivalente sont plus importants à ceux calculés selon l'ancienne version. Cette augmentation se traduit également par une amplification des déplacements horizontaux (figure 25), ce qui peut permettre un dimensionnement plus strict des éléments structuraux. L'écart entre les efforts tranchants est pratiquement constant entre les deux les deux modèles différents en nombre d'étage, ce qui indique qu'il n'y a pas de changement entre les versions concernant la hauteur ou le nombre étage pour les cas étudiés.

4.2 Application des méthodes basées sur Pushover :

Introduction :

Cette application porte sur les mêmes portiques en 2D déjà étudiés avec les mêmes hypothèses, afin de mettre en œuvre les méthodes statiques non linéaires, plus connues sous le nom d'analyses Pushover. L'analyse consiste à appliquer une distribution de forces proportionnelle au modes fondamentaux de chaque portique tout en suivant l'évolution de sa réponse globale. Cette méthode permet d'identifier la capacité de la structure, de localiser les mécanismes plastiques, et d'évaluer la performance sismique au-delà du premier seuil de

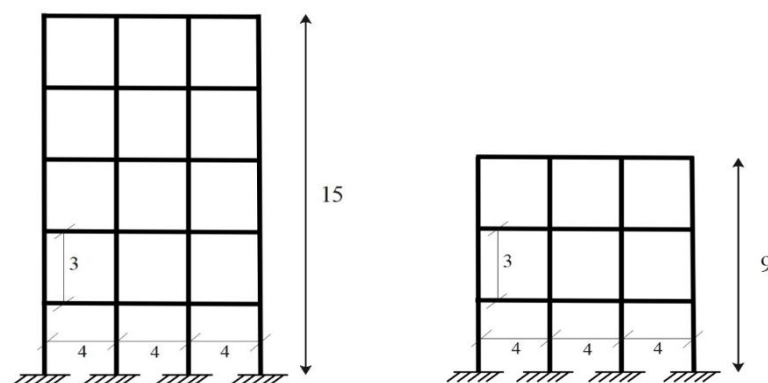


Figure 26 : Vues en élévation des deux portiques R+4 et R+2

Chapitre IV

plastification. L'objectif de cette application est de mieux comprendre la réponse non linéaire de la structure en 2D et de fournir une comparaison entre les résultats de chaque méthode.

Spectre de calcul (la demande) :

En utilisant un seul spectre selon le RPA 2024 (déterminé à l'aide de l'application Spectra) [18] pour toutes les méthodes afin de les comparer.

- Coefficient d'accélération de la zone (A) :

Le site est situé dans la zone II et la structure appartient au groupe d'usage 2 : **A= 0.1**

- Coefficient d'importance (I) : I=1

- Classification du site :

Le sol de notre site de construction est de nature meuble donc il est de classe **S3**.

- Facteur de comportement (R) :

Le spectre doit être élastique : **R=1**

- Facteur de qualité (Q_F) :

$$Q_F = 1 + (0.05) = \mathbf{1.05}$$

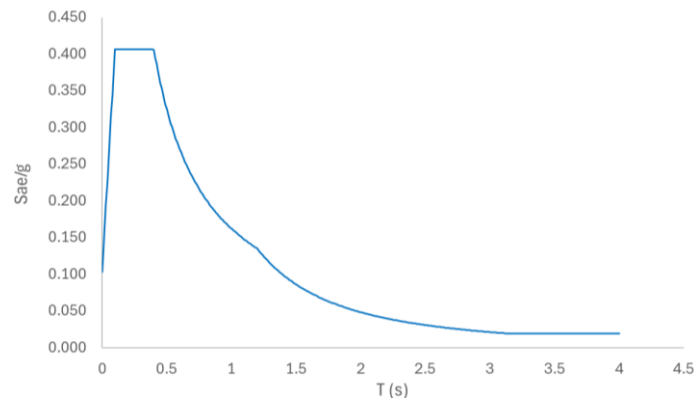


Figure 27 : Spectre de calcul élastique selon RPA 2024

Chapitre IV

Courbes de capacité (l'offre) :

Après introduction des efforts latéraux proportionnelles aux modes fondamentaux, à l'aide de SAP2000 la courbe de capacité de chaque modèle est déterminée.

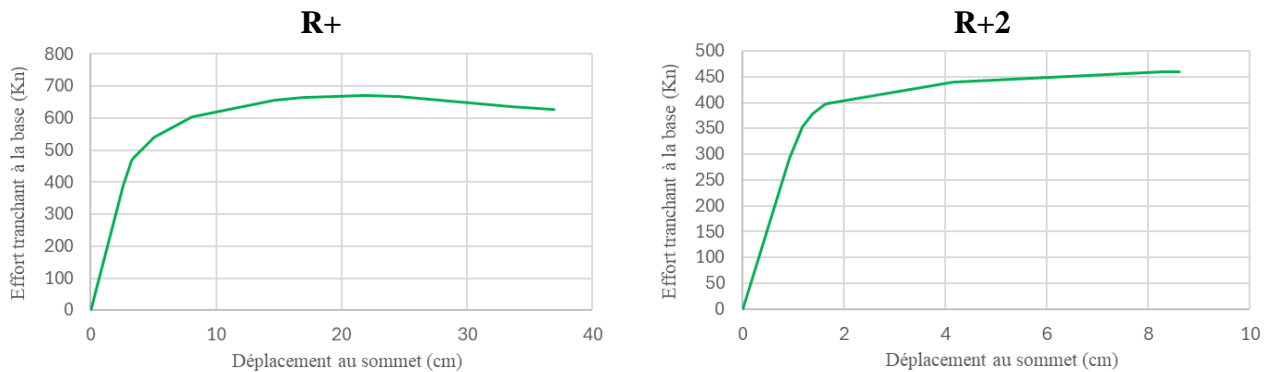


Figure 28 : Courbes de capacité des deux modèles (tirées du SAP2000)

Résultats :

Tableau 18 : Résultats des efforts tranchants calculés par les différentes méthodes basées sur Pushover

	ATC-40	FEMA 375	RPA 2024/EC8	N2
R+4	166.54	144.427	233.77	159.53
R+2	104.362	89.114	183.23	104.23

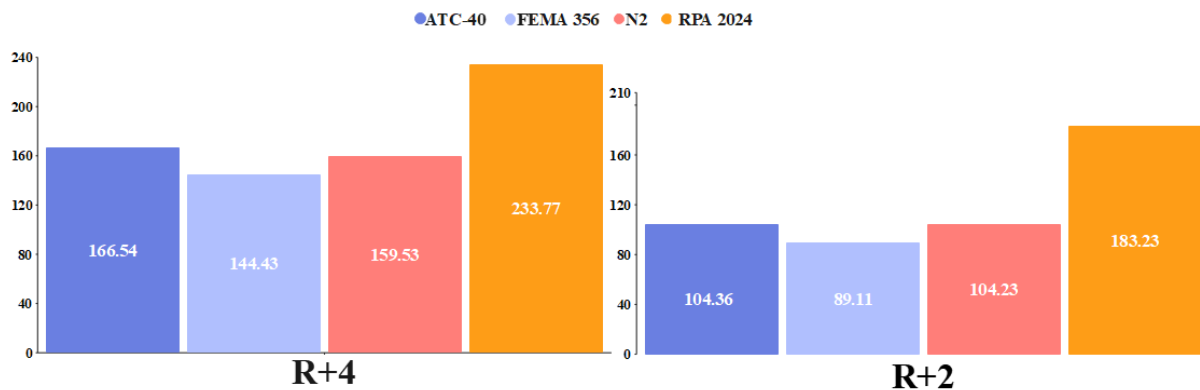


Figure 29 : Présentation graphique des efforts tranchants calculés par les méthodes basées sur Pushover des deux modèles

Interprétation des résultats :

- Comparaison pour le modèle R+4 :
 - RPA 2024/EC 8 donnent la valeur la plus élevée des efforts tranchants (233.77 kN), ce qui indique une approche plus conservatrice ou rigide dans l'estimation des actions sismiques.
 - ATC-40 (166.54 kN) et N2 (159.53 kN) donnent des valeurs proches, représentant une estimation modérée.

Chapitre IV

- FEMA 356 affiche la valeur la plus basse (144.43 kN) pour ce modèle, traduisant une hypothèse peut-être plus souple ou une localisation différente du point de performance.
- L'écart maximal (RPA 2024/EC8 vs FEMA 356), près de 90 kN, soit un rapport de plus de 60 %, ce qui est significatif.
- Comparaison pour le modèle R+2 :
 - De manière similaire, RPA 2024/EC8 produit l'effort tranchant le plus élevé (183.23 kN).
 - ATC-40 et N2 donnent des valeurs presque identiques (104.36 et 104.23 kN), indiquant une certaine cohérence entre ces deux méthodes.
 - FEMA 356 reste la méthode la plus "souple" avec 89.11 kN.
 - Le rapport est aussi important dans ce cas, environ le double entre RPA 2024/EC8 et FEMA 356.

Chapitre V

*Étude paramétrique par
application des méthodes non
linéaires*

5.1 Introduction

Cette étude paramétrique examine l'influence du facteur de comportement et de la forme du chargement latéral sur les résultats des méthodes basées sur Pushover. Ces deux paramètres peuvent influencer directement l'estimation de la capacité sismique d'une structure. L'objectif est d'analyser dans quelle mesure ces choix modifient les efforts tranchants, afin de mieux maîtriser l'usage des analyses statiques non linéaires.

5.2. Influence de la forme du chargement

Introduction

Dans le cadre de l'analyse statique non linéaire Pushover, il est possible que la forme du chargement influence l'évaluation de la réponse sismique des structures. Avec le même modèle R+4 déjà utilisé, cette application vise à étudier cela. On détermine les différents paramètres de calcul et les efforts tranchants correspondants aux points de performance de chacune des méthodes non-linéaires étudiées.

Chargement uniforme : $F_i = W_i$

Tableau 19 : Chargement latéral uniforme

Chargements (kN)		Modèle
F_5	85.85	
F_4	85.85	
F_3	85.85	
F_2	85.85	
F_1	85.85	

Tableau 20 : Paramètres de calcul du chargement uniforme

Paramètres	T(s)	δ_y (cm)	δ_u (cm)	K_e (Kn/m)	K_i (Kn/m)	V_y (Kn)	V_u (Kn)	μ
Valeurs	0.317	4.234	18.274	17783.22	371.756	752.966	805.162	4.316

Chargement modal : $F_i = W_i \phi_{ij}$

Tableau 21 : Chargement latéral modal

Chargements (kN)		Modèle
F_5	85.85	
F_4	78.98	
F_3	65.24	
F_2	47.22	
F_1	24.04	

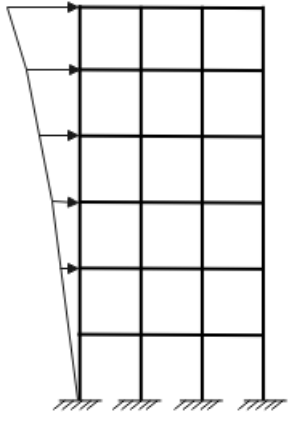


Tableau 22 : Paramètres de calcul du chargement modal

Paramètres	T(s)	δ_y (cm)	δ_u (cm)	K_e (Kn/m)	K_i (Kn/m)	V_y (Kn)	V_u (Kn)	μ
Valeurs	0.317	4.312	20.987	14402.37	250.872	621.073	662.933	4.869

Chargement de Kunnath : $F_i = \sum_{j=1}^n a_{mr} F_j M_i \phi_{ij} S_a(\zeta_j, T_j)$

Tableau 23 : Chargement latéral selon Kunnath

Chargements (kN)		Modèle
F_5	43.66	
F_4	40.17	
F_3	33.18	
F_2	24.01	
F_1	12.22	

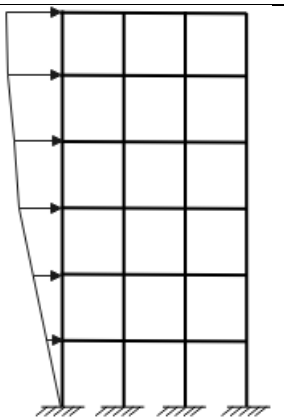


Tableau 24 : Paramètres de calcul du chargement selon Kunnath

Paramètres	T(s)	δ_y (cm)	δ_u (cm)	K_e (Kn/m)	K_i (Kn/m)	V_y (Kn)	V_u (Kn)	μ
Valeurs	0.317	4.458	21.598	14104.43	243.948	628.903	670.691	4.842

Chargement triangulaire inversé : $F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{l=1}^n w_l h_l} V_b$

Tableau 25 : Chargement latéral triangulaire inversé

Chargements (kN)		Modèle
F_5	42.66	
F_4	34.13	
F_3	25.6	
F_2	17.06	
F_1	8.53	

Tableau 26 : Paramètres de calcul du chargement triangulaire inversé

Paramètres	T(s)	δ_y (cm)	δ_u (cm)	K_e (Kn/m)	K_i (Kn/m)	V_y (Kn)	V_u (Kn)	μ
Valeurs	0.317	4.518	22.796	13569.69	219.685	613.128	653.245	5.042

Chargement selon FEMA : $F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{l=1}^n w_l h_l^k} V_b$

Tableau 27 : Chargement latéral selon FEMA

Chargements (kN)		Modèle
F_5	42.66	
F_4	34.13	
F_3	25.6	
F_2	17.06	
F_1	8.53	

Tableau 28 : Paramètres de calcul du chargement selon FEMA

Paramètres	T(s)	δ_y (cm)	δ_u (cm)	K_e (Kn/m)	K_i (Kn/m)	V_y (Kn)	V_u (Kn)	μ
Valeurs	0.317	4.518	22.796	13569.69	219.685	613.128	653.245	5.042

Résultats

En appliquant les différents types de chargement pour chaque méthode non linéaire, on a obtenu les résultats des efforts tranchants comme résumé dans le tableau 31.

Tableau 29 : Résultats des efforts tranchants selon les différentes formes de chargement

Forme de chargement	ATC-40	FEMA 356	RPA 2024	N2
Uniforme	171.3	147.75	233.8	167.52
Modal	166.54	144.42	233.77	159.53
Kunnath	166.14	143.32	229.2	162.91
Triangulaire	164.86	141.43	236.3	164.74
FEMA	164.86	141.43	236.3	164.74

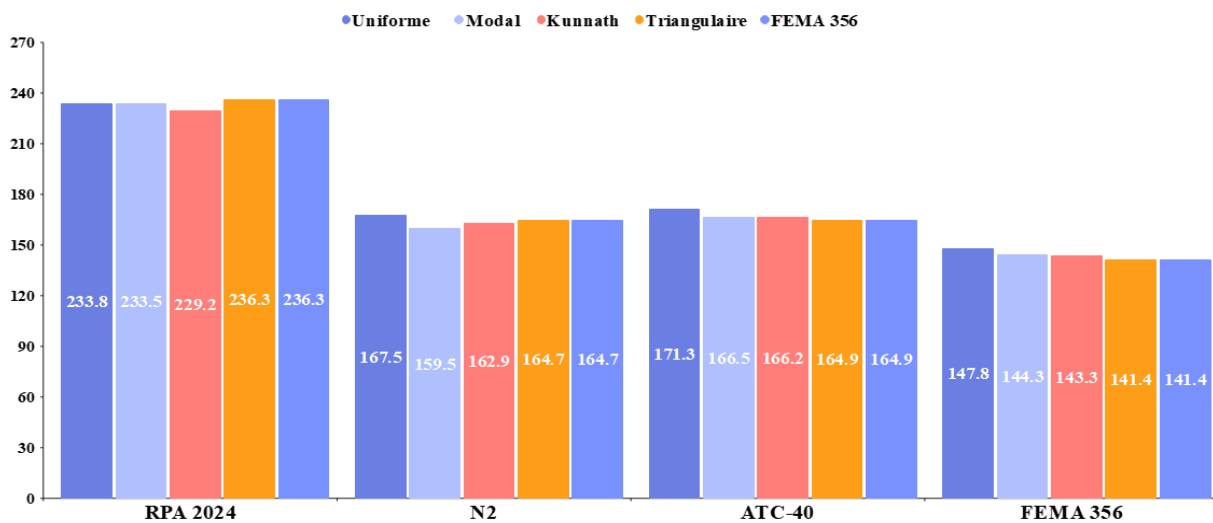


Figure 30 : Présentation graphique des efforts tranchants selon les différentes formes de chargement

Interprétation des résultats

- Chargement uniforme

Cette forme de chargement est la plus sévère, les efforts tranchants sont les plus élevés pour les méthodes (N2, ATC-40 et FEMA 356), la plus importante est celle appliquée par RPA 2024 (233,8 kN), cela montre que cette forme induit une demande maximale.

- Chargement modal

Cette forme de chargement résulte des efforts moins importants, entre 144 kN et 233 kN, avec des écarts modérés entre les méthodes (N2, ATC-40 et FEMA 356) sauf RPA 2024. Cette diminution peut être liée à un chargement concentré en haut (tableau 23), réduisant les efforts dans les étages inférieurs.

- Chargement selon Kunnath

Cette forme fournit des résultats homogènes, autour de 165 kN à 171 kN. La faible variation indique une bonne stabilité des méthodes face à cette forme.

- Chargement triangulaire inversé et chargement selon FEMA

Ces deux formes du chargement donnent des valeurs identiques résultant de la similarité des formules, ces efforts sont les moins importants pour les méthodes ATC-40 et FEMA 356 sachant que ces deux méthodes recommandent l'utilisation de ce type de chargement.

Ainsi, à partir uniquement du type de la structure étudiée, on peut tirer certaines conclusions :

- La forme du chargement peut avoir une influence sur les efforts tranchants calculés. La différence des résultats obtenus varie d'une méthode à une autre.
- La forme du chargement uniforme donne les valeurs de l'effort tranchant les plus importantes et ceci pour toutes les méthodes.
- RPA 2024 semble plus conservatif par rapport aux méthodes et donne les résultats les plus élevés quel que soit la forme du chargement.
- L'utilisation des méthodes N2, ATC-40 et FEMA 356 avec les formes de chargement recommandées conduit à des efforts tranchants les plus faibles.
- Pour tous les types de chargement, c'est la méthode FEMA qui donne des efforts tranchants les moins élevés.

Les conclusions tirées restent valables uniquement pour ce type de structure étudiée. Il est certain que pour d'autres structures, les résultats pourraient être différents.

5.3. Influence de la hauteur

Introduction

Dans cette partie, on va surtout voir l'influence de la hauteur sur le comportement sismique d'une structure donnée. Cette influence, on va la voir à travers l'influence de la hauteur sur le facteur de comportement. Pour cela, cinq configurations de bâtiments à étages (R+2 à R+12) sont examinées, permettant d'évaluer la variation du facteur de comportement en lien avec l'élancement structural. L'objectif est de comprendre comment le nombre d'étages influence les valeurs du facteur de comportement, et par conséquent, une vérification de ses valeurs prédéfinies dans les RPA.

Avec les mêmes hypothèses précédentes, on a les cinq modèles (R+2, R+4, R+6, R+8 et R+12) avec les dimensions suivantes : poteaux (30×30) cm², poutres (30×35) cm²

Le ferrailage est fait avec les sections minimales dictées par RPA 2024

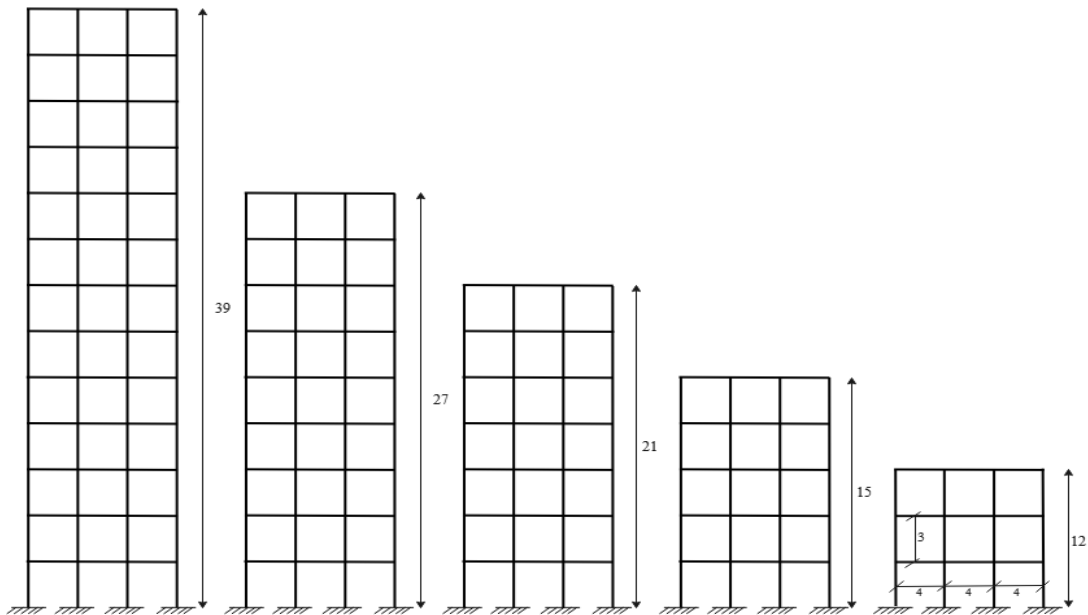


Figure 32 : Plans en élévation des cinq portiques

Courbes de capacité

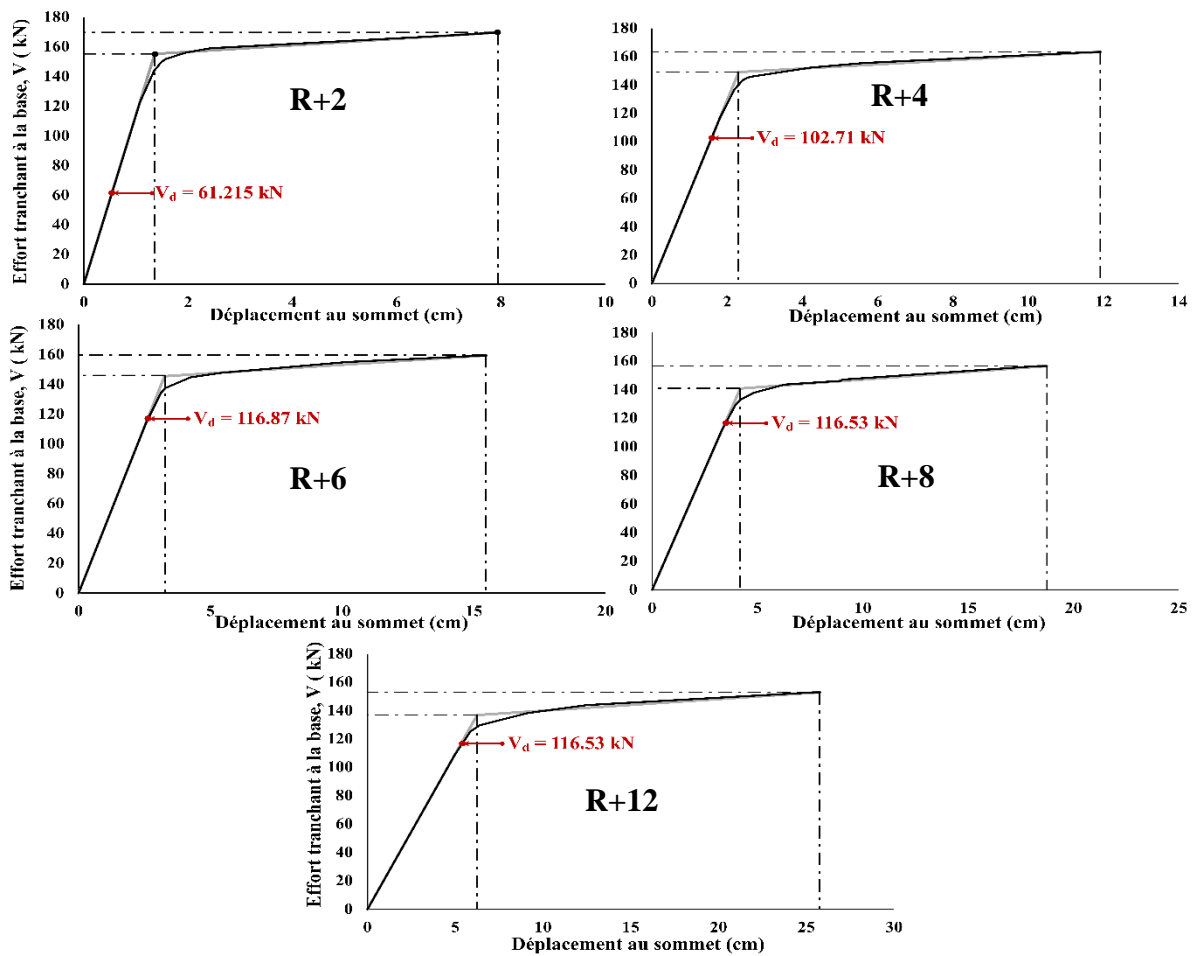


Figure 31 : Courbes de capacité des cinq portiques avec indications d'efforts tranchants de calcul

Chapitre V

Les figures 32 représentent les courbes pushover obtenues par SAP2000 pour les différents portiques. Sur ces courbes, on a relevé les valeurs des efforts de calcul estimés à l'apparition de la première plastification (fin de l'élasticité).

Résultats

En s'appuyant sur les différentes courbes de capacité obtenues, et en utilisant les différentes formules de calcul des ductilités, on a pu déterminer les différentes valeurs des facteurs de comportement correspondantes aux structures étudiées. Les résultats sont résumés dans le tableau 32.

Tableau 30 : Calculs du facteur de comportement avec différence par rapport à RPA 2024 (zone II)

Portique	Méthode	R_{μ}	R_s	R_r	R	R_{moy}	R (RPA 2024)	Différence en (%)
R+2 T=0.203	Fajfar et Vidiç	3.477	2.769	1	9.628	9.160	5.5	66.55 %
	Priestley	2.651			7.342			
	Krawinkler et Nassar	3.238			8.968			
	Newmark et Hal	3.263			9.036			
	Giuffre et Giannini	3.910			10.827			
R+4 T=0.347	Fajfar et Vidiç	4.102	1.591	1	6.524	5.783	5.5	5.14 %
	Priestley	3.068			4.880			
	Krawinkler et Nassar	3.802			6.048			
	Newmark et Hal	3.057			4.863			
	Giuffre et Giannini	4.148			6.598			
R+6 T=0.494	Fajfar et Vidiç	4.759	1.363	1	6.488	5.380	5.5	-2.18 %
	Priestley	3.685			5.023			
	Krawinkler et Nassar	4.294			5.853			
	Newmark et Hal	2.919			3.979			
	Giuffre et Giannini	4.078			5.559			
R+8 T=0.645	Fajfar et Vidiç	4.479	1.344	1	6.019	5.377	5.5	-2.23 %
	Priestley	4.276			5.746			
	Krawinkler et Nassar	4.574			6.146			
	Newmark et Hal	2.821			3.791			
	Giuffre et Giannini	3.859			5.185			
R+12 T=0.766	Fajfar et Vidiç	4.121	1.173	1	4.835	4.804	5.5	-12.66 %
	Priestley	4.121			4.835			
	Krawinkler et Nassar	4.574			5.367			
	Newmark et Hal	4.121			4.835			
	Giuffre et Giannini	3.532			4.144			

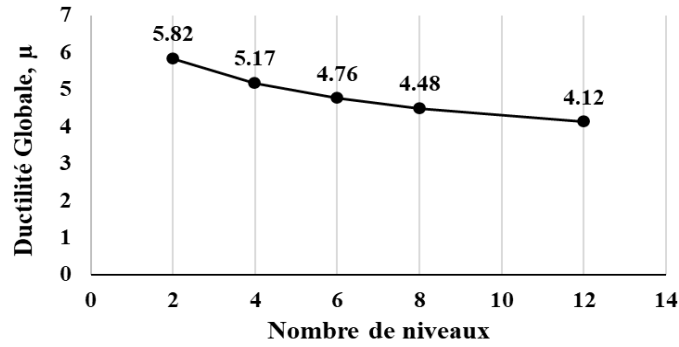


Figure 35 : Valeurs de la ductilité en fonction de nombre de niveau (zone II)

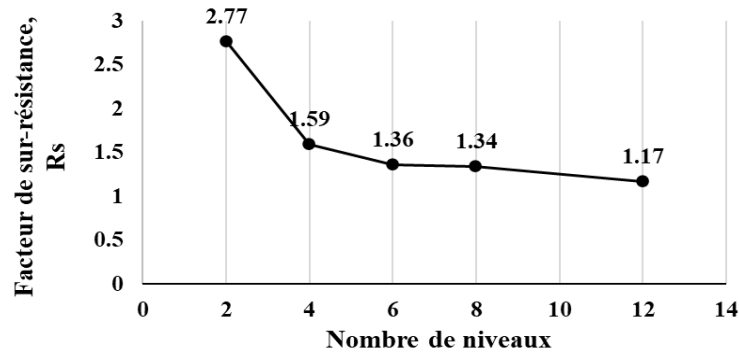


Figure 35 : Valeurs du facteur de sur-résistance en fonction de nombre de niveau (zone II)

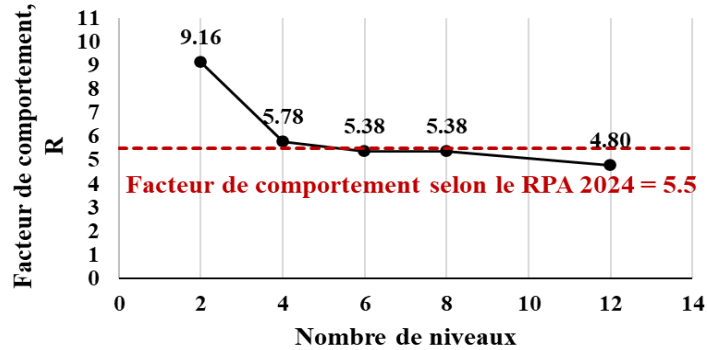


Figure 35 : Valeurs du facteur de comportement en fonction de nombre de niveau (zone II)

Interprétation des résultats

A la base des résultats obtenus dans le tableau 32, on peut tirer certaines interprétations :

- La ductilité diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux.
- La valeur du facteur de sur-résistance R_s pour le portique R+2 (9.16) est significativement importante par rapport à celles des autres modèles, causée par l'éloignement de sa valeur d'effort tranchant de calcul ($V_d = 61.215$ kN) de la limite élastique (figure 32).
- La valeur du coefficient de comportement R obtenue pour le portique R+2 est significativement plus élevée que celle fixée par le RPA 2024 (5.5).

Pour les modèles R+4, R+6 et R+8, les valeurs calculées de R restent proches de la valeur réglementaire. En revanche, pour le portique R+12, le coefficient R diminue et devient inférieur à 5.5, traduisant une réduction de la ductilité globale de la structure à grande hauteur.

Cette remarque nous pousse à réfléchir sur le pourquoi de la limitation des hauteurs dans les RPA selon les zones. Une étude plus poussée pourrait nous répondre.

5.4 Variation de la zone sismique

Dans cette partie, on va essayer de varier la zone sismique de la zone II à la zone VI, ainsi que les caractéristiques du spectre (accélération maximale, forme...), afin de voir comment la nature du mouvement sismique affecte la capacité dissipative des structures et donc la valeur estimée du facteur de comportement. Pour cela, les mêmes cinq configurations de bâtiments à étages (R+2 à R+12) déjà étudiés seront examinées ici, permettant d'évaluer la variation du facteur de comportement en lien avec la zone sismique.

Avec les mêmes hypothèses précédentes, on a les cinq modèles (R+2, R+4, R+6, R+8 et R+12) avec les dimensions suivantes : poteaux (30×30) cm², poutres (30×35) cm²

Spectre de calcul (la demande)

En utilisant un spectre de calcul selon le RPA 2024 (déterminé à l'aide de l'application Spectra) [18].

- Coefficient d'accélération de la zone (A) :

Le site est situé dans la zone VI et la structure appartient au groupe d'usage 2 : **A= 0.3**

- Coefficient d'importance (I) : **I=1**

- Classification du site :

Le sol de notre site de construction est de nature meuble donc il est de classe **S3**.

- Facteur de comportement (R) :

Le spectre doit être élastique : **R=1**

Facteur de qualité (Q_F) : $Q_F = 1 + (0.05) = 1.05$

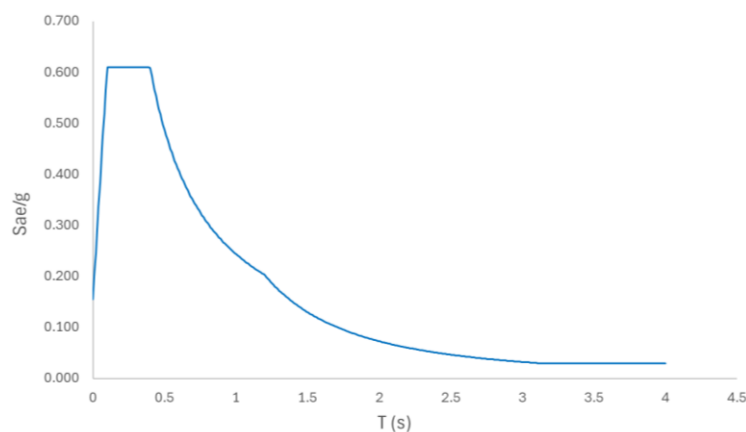


Figure 36 : Spectre de calcul élastique selon RPA 2024 (zone VI)

Résultats

En s'appuyant sur les différentes courbes de capacité obtenues, et en utilisant les différentes formules de calcul des ductilités, on a pu déterminer les différentes valeurs des facteurs de comportement correspondantes aux structures étudiées. Les résultats sont résumés dans le tableau 33.

Tableau 31 : Calculs du facteur de comportement avec différence par rapport à RPA 2024 (zone VI)

Portique	Méthode	R_{μ}	R_s	R_r	R	R_{moy}	R (RPA 2024)	Différence en (%)
R+2 T=0.203	Fajfar et Vidiç	3.477	1.846	1	6.419	5.271	5.5	-4.16 %
	Priestley	2.651			4.895			
	Krawinkler et Nassar	3.238			5.979			
	Newmark et Hal	3.263			1.846			
	Giuffre et Giannini	3.910			7.218			
R+4 T=0.347	Fajfar et Vidiç	4.102	1.060	1	4.349	3.855	5.5	-29.91 %
	Priestley	3.068			3.253			
	Krawinkler et Nassar	3.802			4.032			
	Newmark et Hal	3.057			3.242			
	Giuffre et Giannini	4.148			4.399			
R+6 T=0.494	Fajfar et Vidiç	4.759	0.0909	1	4.325	3.587	5.5	-34.79 %
	Priestley	3.685			3.348			
	Krawinkler et Nassar	4.294			3.902			
	Newmark et Hal	2.919			2.652			
	Giuffre et Giannini	4.078			3.706			
R+8 T=0.645	Fajfar et Vidiç	4.479	0.896	1	4.013	3.585	5.5	-34.82 %
	Priestley	4.276			3.831			
	Krawinkler et Nassar	4.574			4.097			
	Newmark et Hal	2.821			2.527			
	Giuffre et Giannini	3.859			3.457			
R+12 T=0.766	Fajfar et Vidiç	4.121	0.782	1	3.224	3.202	5.5	-41.77 %
	Priestley	4.121			3.224			
	Krawinkler et Nassar	4.574			3.578			
	Newmark et Hal	4.121			3.224			
	Giuffre et Giannini	3.532			2.763			

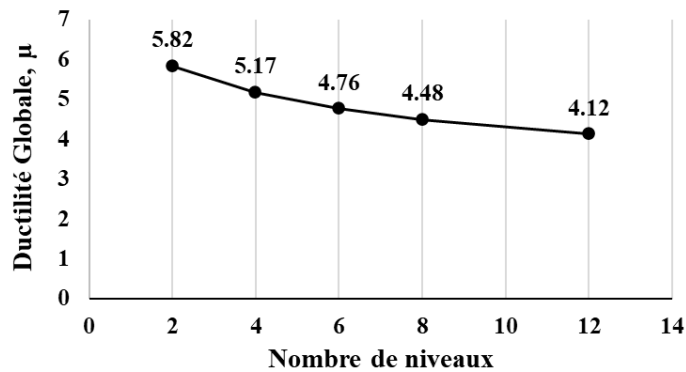


Figure 39 : Valeurs de la ductilité en fonction de nombre de niveau (zone VI)

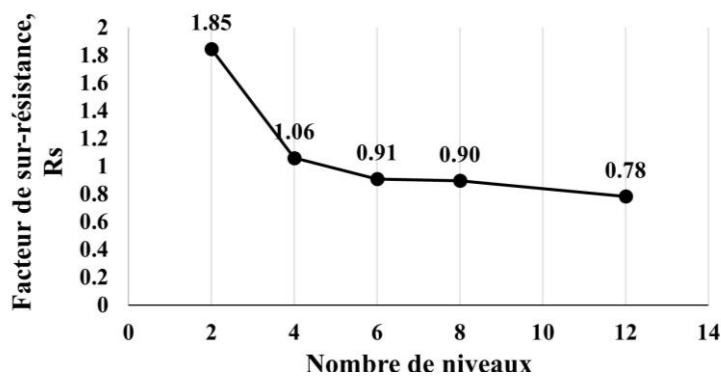


Figure 39 : Valeurs du facteur de sur-résistance en fonction de nombre de niveau (zone VI)

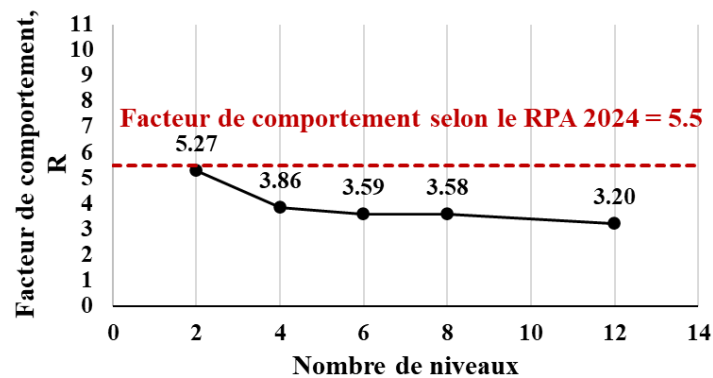


Figure 39 : Valeurs du facteur de comportement en fonction de nombre de niveau (zone VI)

Interprétation des résultats

A la base des résultats obtenus dans le tableau 33, on peut tirer certaines interprétations :

- Les mêmes résultats pour la ductilité mais le facteur de sur-résistance diminue.
- La valeur du coefficient de comportement R obtenue pour le portique R+2 est proche de celle fixée par le RPA 2024 (5.5).

Pour les autres modèles, les valeurs calculées de R sont entre 3.2 et 3.86 qui est considérablement inférieur à 5.5 dans le sens de réduction.

5.5 Conclusion

D'après cette étude simple, sur une seule structure, on a constaté que généralement le coefficient de comportement « R », paramètre important dans les méthodes statiques linéaires, n'est pas constant. Certains facteurs, comme la hauteur, le type de chargement et/ou la zone sismique peut influencer ce facteur.

On observe une diminution progressive du facteur de comportement à mesure que la hauteur de la structure augmente. Ces constats justifient, peut-être, en partie les limitations imposées par le RPA concernant le nombre de niveaux autorisés pour chaque système de contreventement, dans un souci de sécurité et de cohérence avec la réponse réelle des structures.

Aussi, la comparaison entre les résultats obtenus en zone sismique II et en zone VI montre que la demande sismique influence significativement la valeur de ce coefficient.

Ainsi, et on confirme que ces remarques sont propres aux seules structures étudiées ici. Nous jugeons qu'une étude paramétrique plus poussée pourrait nous éclairer sur les limites de ce facteur de comportement, d'où la nécessité d'aller vers l'utilisation des méthodes statiques équivalentes non linéaires basées sur pushover.

Chapitre VI

Étude de cas

6.1 Introduction

Cette étude porte sur la comparaison entre les approches linéaires et non linéaires à travers l'application des six méthodes de calcul parasismique précédemment utilisées. L'analyse vise à mettre en évidence les écarts entre les deux philosophies (linéaire et non-linéaire), en s'appuyant sur plusieurs indicateurs clés, les efforts tranchants, les déplacements horizontaux ainsi que les déplacements inter-étages. L'objectif principal est de mieux comprendre les différences, et de voir l'influence du choix de la méthode adoptée sur la réponse sismique globale de la structure et d'évaluer la pertinence de chaque méthode selon le contexte de cette application.

Hypothèses de la comparaison

- Localisé en Algérie, dans la wilaya de Tlemcen, commune d'El Aricha (qui appartient à la zone I selon RPA99v2003, zone II selon RPA 2024), dans un site meuble.
- Usage d'habitation.
- Système de contreventement à ossatures (portiques auto-stables) en béton armé sans remplissage, avec des planchers rigides.
- Encastré à la base.
- La structure a 3 travées d'une portée constante de 3 mètres dans le sens X, et 4 travées de 4 mètres dans le sens Y, avec une hauteur d'étage $h_e = 3$ mètres et une hauteur totale $H_t = 15$ mètres.
- Dimensions d'éléments d'ossature : Poteaux $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Poutres $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Chainages $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Tableau 32 : Valeurs des chargements de la descente de charge

Chargements	Etage courant	Terrasse
Charge permanente (kN/m^2)	5.416	5.35
Charge d'exploitation (kN/m^2)	1.5	1
Maçonnerie (kN/m^2)	2.98	
Acrotère (kN/ml)		1.755

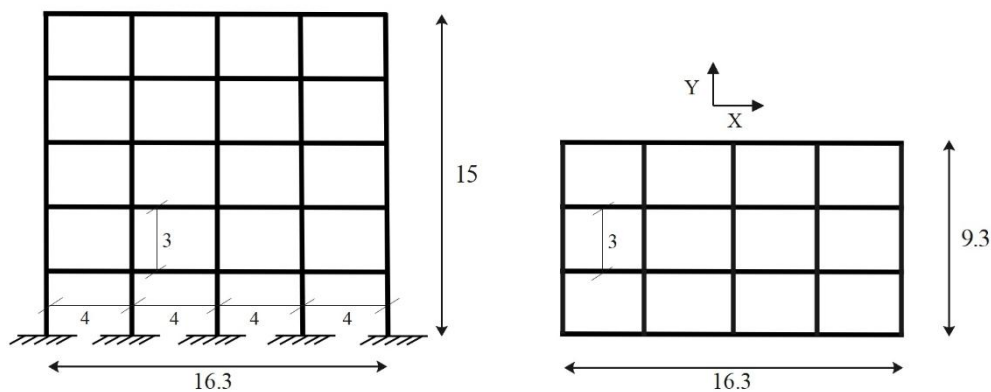


Figure 40 : Vues en plan et en élévation du bâtiment

6.2 Méthodes statiques équivalentes linéaires :

6.2.1 Statique équivalente linéaire (RPA99v2003) :

Selon RPA2003, l'effort tranchant à la base est donné par :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

V : L'effort tranchant à la base.

A : Coef d'accélération.

D : Coef d'amplification dynamique.

Q : Facteur de qualité.

R : Facteur de comportement.

W : Poids total de la structure.

Paramètres du calcul sismique

- Coefficient d'accélération de la zone (A)

Le site est situé dans la zone I et la structure appartient au groupe d'usage 2 : **A= 0.1**

- Classification du site

Le sol de notre site de construction est de nature meuble donc il est de classe **S3**.

Classe	Type de sol	qc (MPa)(c)	N (d)	PI (MPa)(e)	Ep (MPa)(e)	qu (MPa)(f)	Vs (m/s)(g)
S ₃	Meuble	1.4 - 15	10 - 50	1 - 2	5 - 20	0.1 - 0.4	≥200 - <400

- Estimation de la période fondamentale (T) :

$$T_x = \min (C_T h_N^{3/4} ; 0.09 \frac{h_N}{D_x}) ; T_y = \min (C_T h_N^{3/4} ; 0.09 \frac{h_N}{D_y})$$

$$T_x = \min (0.381 ; 0.082) ; T_y = \min (0.381 ; 0.145)$$

$$T_x = 0.082 \text{ s} ; T_y = 0.145 \text{ s}$$

C_T : Coefficient en fonction du type de contreventement et type de remplissage. **C_T=0.05**

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. **h_N=15 m**

-La période est majorée de 30% : → **T_{X empirique}= 1.3×0.082= 0.106 s**

$$\rightarrow T_{Y \text{ empirique}} = 1.3 \times 0.145 = 0.188 \text{ s}$$

-La période numérique tirée depuis SAP2000 : → **T_{x numérique}=0.772 s**

$$\rightarrow T_{y \text{ numérique}} = 0.886 \text{ s}$$

$$T_{\text{numérique}} > T_{\text{empirique}} \text{ donc } T_x = 1.3 T_{X \text{ empirique}} = \mathbf{0.106 \text{ s}}$$

$$T_y = 1.3 T_{Y \text{ empirique}} = \mathbf{0.188 \text{ s}}$$

- Facteur d'amplification dynamique (D) :

Le facteur d'amplification dynamique est en fonction du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période (T) fondamentale de la structure.

Calcul du facteur d'amplification dynamique : Le site est meuble donc, la période **T₂=0.5 s**

$$T_x ; T_y \leq T_2 \rightarrow D = 2.5\eta$$

$$\eta = 1 ; \xi = 5\%$$

$$D_x = D_y = 2.5 \times 1 = \mathbf{2.5}$$

- Facteur de comportement (R) :

La structure est en béton armé et constituée de portiques autos-tables dans les deux sens **R=5**.

Chapitre V

- Facteur de qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Il y a six critères de pénalité qu'on va juger la structure avec.

7- Conditions minimales sur les files	0
8- Redondance en plan	0
9- Régularité en plan	0
10- Régularité en élévation	0
11- Contrôle de la qualité des matériaux.....	0
12- Contrôle de la qualité de l'exécution.....	0

$$Q = 1 + (0.05 + 0.05) = 1$$

- Poids total de la structure (W) : (calculé par SAP2000)

$$W = \sum Wi \quad ; \quad Wi = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W = 6676,368 + (0.2 \times 1058) = 6887.968 \text{ Kn}$$

Récapitulatif

Tableau 33 : Récapitulatif des résultats du RPA 2003 des deux directions

Paramètres	Valeurs/Résultats	
	SENS X	SENS Y
T (s)	0.106	0.188
A	0.1	
D	2.5	
Q	1	
R	5.5	
$C = \frac{A D Q}{R}$	0.05	
W (kN)	6887.968	
V (kN)	344.4	
δ_{\max} (au sommet) (mm)	15.225	18.733

6.2.2 Statique équivalente linéaire (RPA 2024) :

L'effort tranchant à la base est donné par :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} T_0 W$$

V : Force sismique totale appliquée à la base.

λ : Coefficient de correction.

$\frac{S_{ad}}{g} T_0$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 .

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

W : Poids total de la structure.

Paramètres du calcul sismique

- Coefficient d'accélération de la zone (A) :

Le site est situé dans la zone II et la structure appartient au groupe d'usage 2 : **A= 0.1**

- Coefficient d'importance (I) : **I=1**

- Classification du site :

Le sol de notre site de construction est de nature meuble donc il est de classe **S3**.

Classe	Type de sol	qc (MPa)(c)	N (d)	PI (MPa)(e)	Ep (MPa)(e)	qu (MPa)(f)	Vs (m/s)(g)
S ₃	Meuble	1.5 -15	15 - 50	1 - 2	5 - 20	0.1 – 0.4	180 - 360

- Période fondamentale de la structure :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T_X = T_Y = 0.381 \text{ s}$$

C_T : Coefficient en fonction du type de contreventement et type de remplissage. **C_T=0.05**

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. **h_N=15 m**

-La période est majorée de 30% : → **T_{X empirique} = T_{Y empirique} = 1.3×0.381 = 0.495 s**

-La période numérique tirée depuis SAP2000 : → **T_{x numérique} = 0.772 s**

→ **T_{y numérique} = 0.886 s**

T_{numérique} > T_{empirique} donc T_x = T_y = 1.3 T_{X empirique} = 1.3 T_{Y empirique} = **0.495 s**

- Type de spectre de réponse élastique :

Le site est situé dans la zone II :

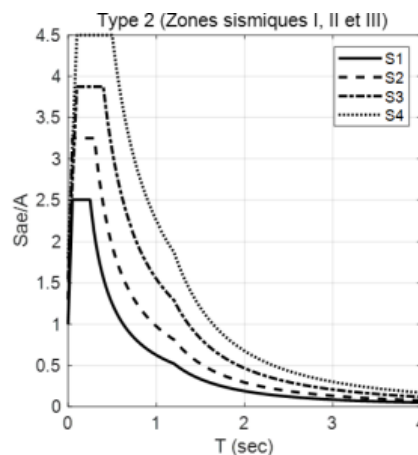


Figure 41 : Type du spectre élastique de réponse (zone II)

- Facteur de comportement (R) :

La structure est en béton armé est constituée d'ossatures (portiques autostables) : **R=5.5^(a)**.

« Les exposants (a), (b) et (c) font référence aux trois catégories de pondérations à prendre en compte selon le système structurel, la redondance, la géométrie des éléments constitutifs de la structure, ainsi que la régularité en plan et en élévation ».

- Facteur de qualité (Q_F) :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Il y a des critères de « q » a vérifiés (selon le système de contreventement ^(a)) :

- 5- Régularité en plan0
- 6- Régularité en élévation0
- 7- Condition minimales sur le nombre étage.....0
- 8- Conditions minimales sur les travées.....0

$$Q_F = 1$$

- Spectre de calcul :

Spectre type 2 (zone II)	S	T ₁	T ₂	T ₃
Site : S ₃	1.55	0.10	0.40	1.20

$$T_2 \leq T_X ; T_Y \leq T_3 \rightarrow \frac{S_{ad}}{g} T = A I S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g} T_0 = 0.1 \times 1 \times 1.55 \left[2.5 \frac{1}{5.5} \right] \left[\frac{0.4}{0.495} \right] = \mathbf{0.089}$$

- Coefficient de correction (λ) :

Si T₀ ≤ 2T₂ et le bâtiment a plus de 2 niveaux : → λ = 0.85. Sinon λ = 1

La période T₂=0.4 s donc λ = **0.85**

- Poids total de la structure (W) : (tiré directement du SAP2000)

$$W = \sum W_i ; W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W = 6676,368 + (0.2 \times 1058) = 6887.968 \text{ Kn}$$

Récapitulatif

Tableau 34 : Récapitulatif des résultats du RPA 2024 des deux directions

Paramètres	Valeurs/Résultats	
	SENS X	SENS Y
T ₀ (s)	0.495	
A	0.1	
λ	1	
I	1	
Q _F	1	
R	5.5	
$\frac{S_{ad}}{g} T$	0.089	
$C = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} T_0$	0.048	
W (kN)	6887.968	
V (kN)	333.14	
δ _{max} (au sommet) (mm)	16.083	19.788

6.3 Méthodes statiques non-linéaires

6.3.1 Spectre de calcul (la demande)

En utilisant un seul spectre selon le RPA 2024 (déterminé à l'aide de l'application Spectra) [18] pour toutes les méthodes afin de les comparer.

- Coefficient d'accélération de la zone (A) :

Le site est situé dans la zone II et la structure appartient au groupe d'usage 2 : **A= 0.1**

- Coefficient d'importance (I) : I=1

- Classification du site :

Le sol de notre site de construction est de nature meuble donc il est de classe **S3**.

- Facteur de comportement (R) :

Le spectre doit être élastique : **R=1**

- Facteur de qualité (Q_F) :

$$Q_F = 1 + (0.05) = \mathbf{1.05}$$

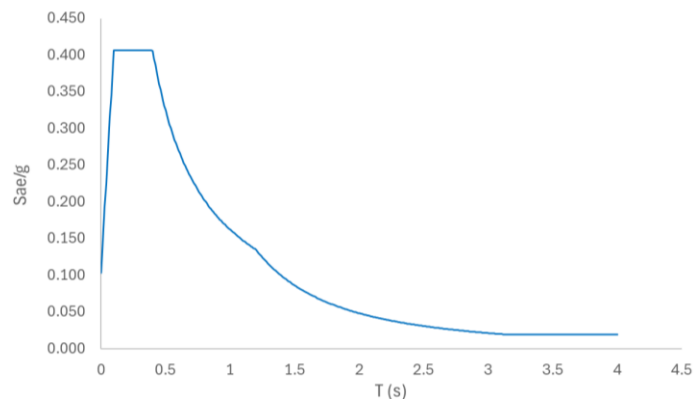


Figure 42 : Spectre de calcul élastique selon RPA 2024

6.3.2 Courbes de capacité (l'offre) :

Après l'introduction des efforts latéraux proportionnels aux modes fondamentaux, les courbes de capacité dans les deux directions ont été déterminées à l'aide du logiciel SAP2000. (figure 43)

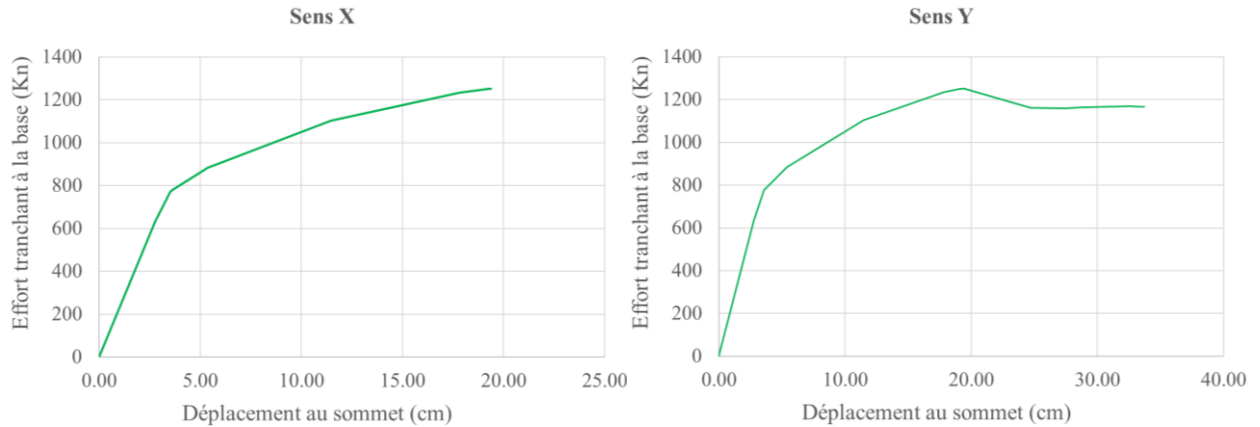


Figure 43 : Courbes de capacité des deux sens (tirées du SAP2000)

6.3.3 Résultats

Efforts tranchants

Tableau 35 : Résultats des efforts tranchants de chaque méthode dans les deux sens

Direction	Méthodes statiques non-linéaires				Méthodes statiques linéaires	
	ATC-40	FEMA 356	RPA 2024	N2	RPA99v2003	RPA 2024
X	1117.46	1194.732	1393.836	1159.307	344.40	333.14
Y	799.06	829.021	854.41	837	344.40	333.14

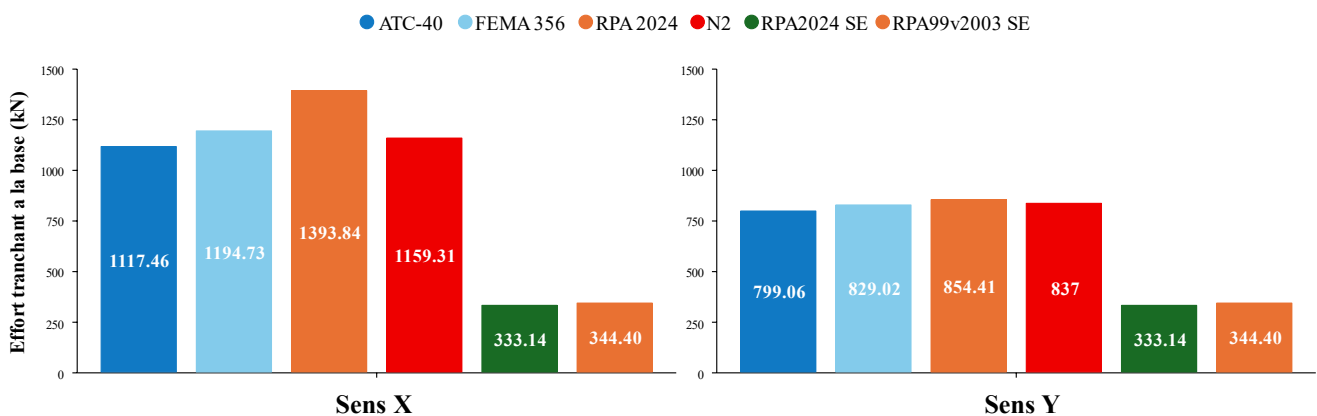


Figure 44 : Représentation graphique des résultats des efforts tranchants

Déplacements horizontaux :

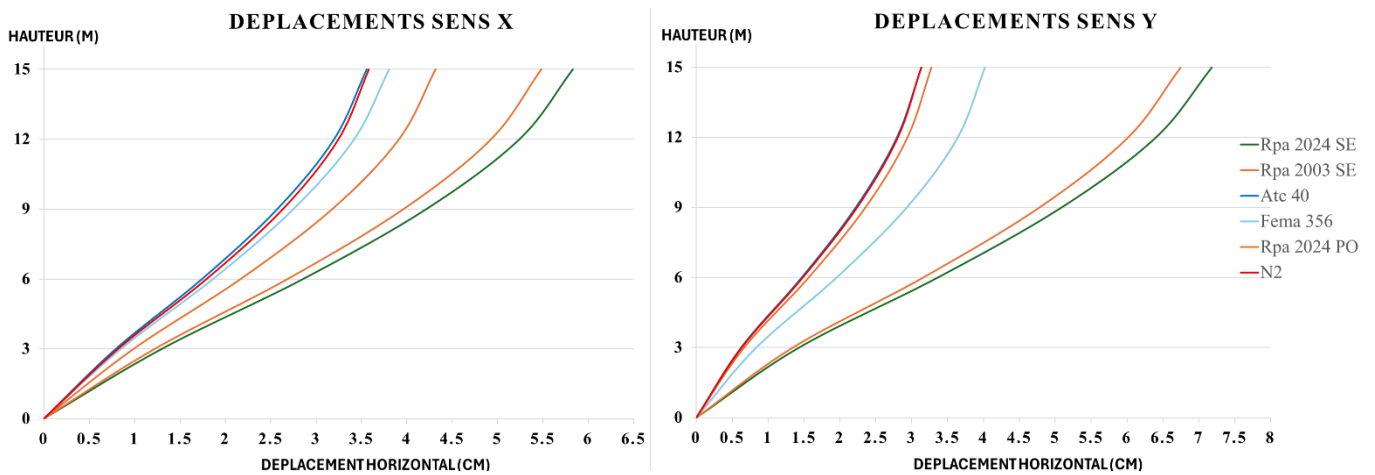


Figure 45 : Représentation graphique des déplacements horizontaux

Déplacements inters-étages :

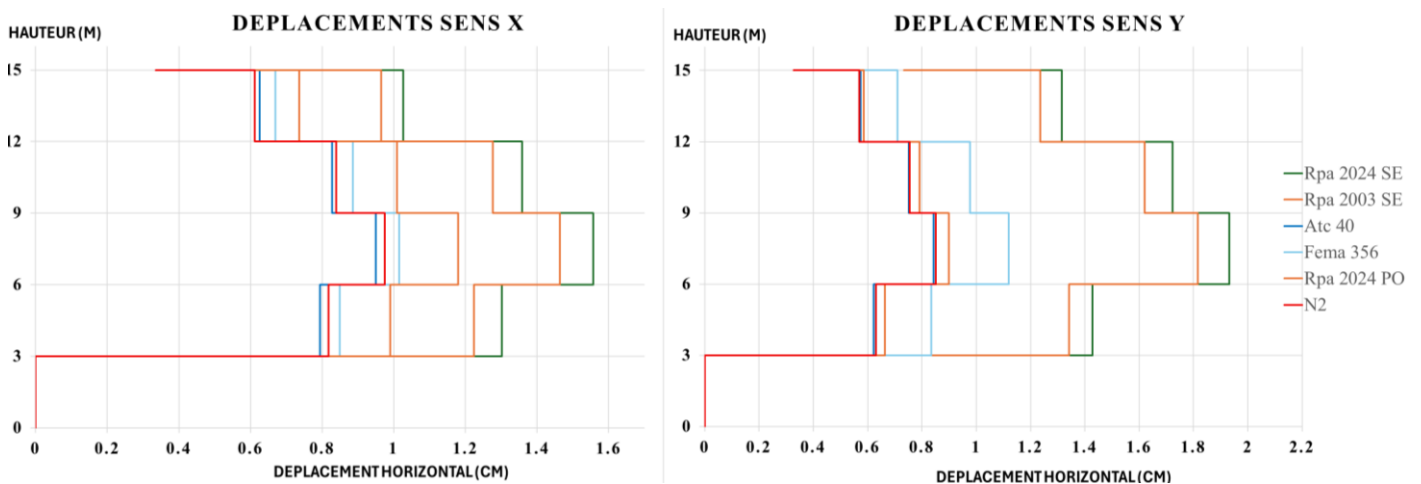


Figure 46 : Représentation graphique des déplacements inter-étages

Interprétation des résultats

- Interprétation pour les efforts tranchant :

Les méthodes basées sur Pushover (N2, ATC-40, FEMA 356, RPA 2024/EC8) donnent des efforts tranchants plus élevés (figure 44), notamment dans la direction X, avec un pic pour la méthode RPA 2024 (1393.84 kN).

Les valeurs sont plus élevées dans le sens X que dans le sens Y, ce qui traduit une rigidité latérale plus faible dans le sens Y ou une répartition de masse différente.

Les valeurs obtenues par les méthodes classiques des deux versions de RPA sont faibles (344.40 KN et 333.14 KN) par rapport aux méthodes non linéaires, dans les deux directions. Ceci se traduit par le fait que les méthodes linéaires sont basées sur des valeurs de calcul à l'état élastique.

La méthode N2 et FEMA 356 donnent des résultats intermédiaires, tandis que ATC-40 semble être la plus conservatrice dans cette étude.

- Interprétation pour les déplacements horizontaux et inters-étages :

Dans les deux directions X et Y, on observe que, les méthodes linéaires (RPA 2024 SE et RPA 2003 SE) présentent les déplacements horizontaux les plus importants (figure 45), la même chose pour les déplacements inter-étages surtout aux étages supérieurs (figure 46), en raison de leur hypothèse de comportement purement élastique et la règle réglementaire qui consiste à multiplier le déplacement élastique par le coefficient de comportement. La méthode ATC-40 produit les déplacements les plus faibles parmi les méthodes non linéaires.

Dans le sens X, c'est la méthode RPA 2024 qui génère les déplacements les plus importants pour les méthodes non-linéaires, tandis que dans le sens Y, ce sont les résultats de la méthode FEMA qui présentent les plus grandes valeurs de déplacement.

Plus la hauteur est importante, plus l'écart entre les méthodes devient plus marqué, ce qui reflète l'importance de bien choisir les types de chargement latéraux selon les méthodes utilisées.

Ainsi, les résultats montrent une différence significative entre les efforts tranchants obtenus par les méthodes linéaires et non linéaires, causé par la différence des deux approches. La méthode statique équivalente s'appuie sur une force de calcul qui n'atteint pas la limite élastique (apparition de la 1^{ère} rotule plastique), comme illustré dans la figure (47). En revanche, les méthodes non linéaires basées sur Pushover permettent de dépasser cette limite en exploitant la réserve de ductilité disponible avant la rupture. En conséquence il y a un potentiel d'optimisation des dimensions des éléments structuraux, tout en maintenant un niveau de sécurité élevé.

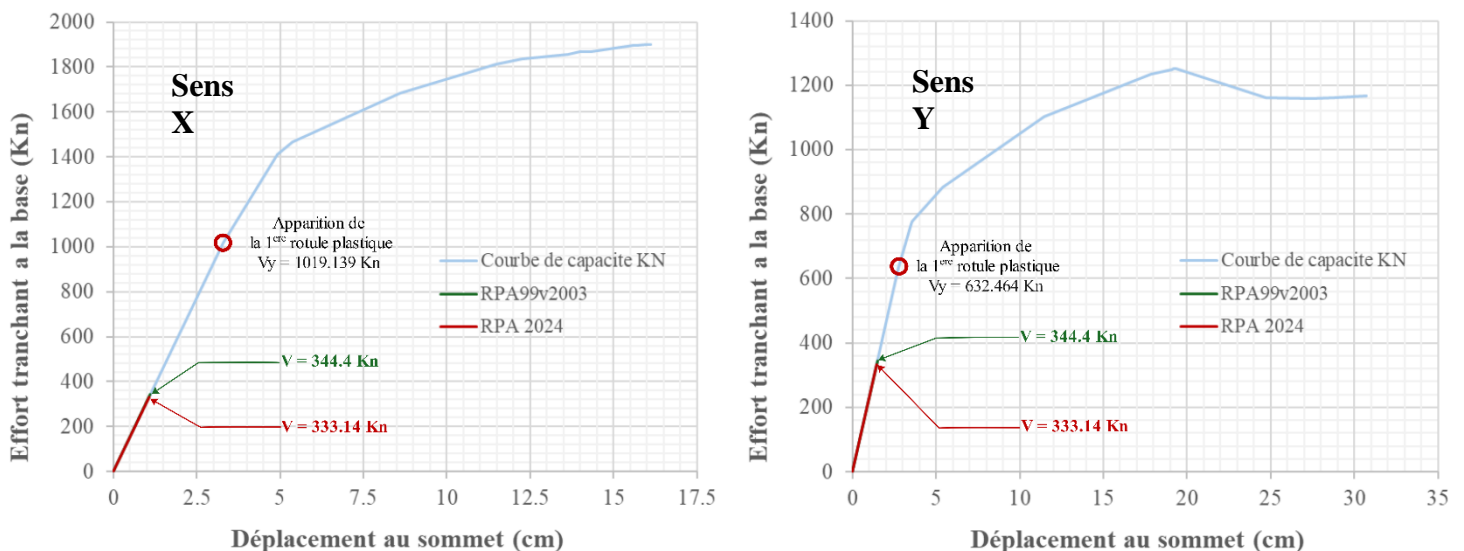


Figure 47 : Représentation graphique des courbes de capacité des deux sens avec indications des efforts tranchants de la méthode statique équivalente

6.4 Conclusion

L'étude de cas présenté dans ce chapitre nous a permis de voir les différences qui peuvent exister dans l'utilisation des différentes méthodes statiques linéaires et/ou non linéaires. Il s'est avéré que les résultats des méthodes linéaires sont inférieurs à ceux des méthodes non linéaires montrant la philosophie de réduction de l'effort tranchant par le biais du comportement de comportement. Normalement la différence entre les valeurs de la méthode linéaire et non linéaire est compensée par l'imposition des dispositions constructives des règlements. Il serait intéressant de voir les conséquences sur les ferrailages en adoptant les deux méthodes linéaires et non linéaires.

Aussi, on remarque que les résultats de la méthode statique RPA2024 sont inférieurs à ceux des RPA2003. Il y a eu, pour ce cas, un gain de 3,3 %, bien que les zones aient changé et l'amplification a été faite pour les RPA2003.

Enfin, on note une légère différence dans les résultats des méthodes non linéaires représentée par 19,8 % dans le sens X et 6,4% dans le sens y. Cette différence pourrait être compensée par l'imposition du type de chargement pour chaque méthode et l'utilisation des spectres de calcul correspondant à chaque méthode.

Chapitre VII

Conclusion générale

Chapitre VII

En Algérie, comme dans d'autres zones sismiques, la sécurité des structures est essentielle. Les méthodes linéaires classiques sont simples et réglementées, mais elles ne représentent pas bien le comportement réel des bâtiments en cas de séisme. Elles ignorent les dommages progressifs et utilisent des facteurs globaux comme « R », souvent approximatifs. Les méthodes non linéaires, comme l'analyse Pushover, sont plus précises et commencent à être adoptées dans de nombreux règlements internationaux.

Ce mémoire a porté sur l'évaluation comparative de différentes méthodes de calcul parasismique, avec une attention particulière portée aux méthodes non linéaires basées sur l'analyse Pushover, appliquées à des portiques en béton armé. L'objectif principal était d'apprécier la pertinence de ces approches par rapport à la méthode statique équivalente proposées par le RPA, encore largement utilisée en Algérie.

L'application des variantes Pushover (RPA/EC8, N2, ATC-40 et FEMA 356) a permis d'analyser la capacité réelle des structures à travers une modélisation plus fidèle du comportement post-élastique. Contrairement aux méthodes linéaires, ces approches permettent de prendre en compte la redistribution des efforts, l'apparition des articulations plastiques et l'évolution de la rigidité au fur et à mesure de la sollicitation. Les résultats ont clairement montré que les méthodes Pushover donnent une évaluation plus réaliste de la ductilité et de la performance structurelle.

L'étude paramétrique a mis en évidence plusieurs aspects clés. D'abord, le choix d'une distribution de charge à appliquer pour l'obtention de la courbe pushover a une influence sur les résultats obtenus. Bien que dans notre exemple traité les différences n'étaient pas significatives, mais la plupart des règlements insistent sur le bon choix de ces charges latérale. La hauteur de la structure, aussi, influence significativement la valeur du facteur de comportement « R ». Celui-ci augmente pour des structures basses et tend à diminuer à partir d'un certain seuil de hauteur, traduisant une réduction de la capacité dissipative des bâtiments élancés. Le type de zonage sismique, via l'impact du spectre de calcul, joue aussi un rôle déterminant dans l'évaluation de « R », notamment par l'interaction entre la période fondamentale de la structure et les différentes formes du spectre. Cette sensibilité remet en question l'utilisation d'une valeur constante de « R » dans les règlements actuels.

En comparant les résultats obtenus avec les deux versions du RPA (2003 et 2024) et pour les cas étudiés, une évolution réglementaire claire se dessine. Le RPA 2024, tout en conservant la méthode statique équivalente pour sa simplicité, tend à s'aligner progressivement avec la philosophie des méthodes Pushover. Cela se traduit par une attention accrue aux dispositions constructives, au contrôle de la ductilité, et à l'approche par capacité, traduisant une orientation vers une conception fondée sur la performance.

En résumé, ce travail confirme l'intérêt croissant pour les méthodes Pushover dans le contexte de l'ingénierie parasismique. Ces approches sont particulièrement efficaces pour les structures régulières, et offrent une alternative robuste aux méthodes linéaires classiques. Il est donc nécessaire que les normes, comme le RPA, évoluent pour intégrer pleinement ces pratiques avancées, en tenant compte de la variabilité des paramètres structurels et sismiques, afin

Chapitre VII

d'assurer une meilleure sécurité et une conception plus rationnelle des bâtiments en zone sismique.

Ce travail n'est pas une fin en soi, d'autres travaux en perspective peuvent être menés afin de comprendre mieux ces méthodes non linéaires et surtout leur intérêt dans le calcul et la conception parasismique. On peut citer à titre indicatif, d'étendre ce travail :

- A d'autres types de contreventement de structures, surtout celles faisant intervenir des voiles ou bien même des structures mixtes acier-béton ou encore pour les bâtiments avec isolateurs sismiques ou dispositifs d'amortissement.
- Aux structures irrégulières en plan ou en élévation pour évaluer la pertinence de chaque méthode face à des comportements complexes.
- Faire des comparaisons avec des analyses dynamiques non linéaires temporelles pour juger la précision des méthodes basées sur pushover en situation réelle, notamment en termes de déplacement, de ductilité ou de mécanismes de rupture.

Bibliographie

- [1] RPA 99 V2003, "Règles parasismiques Algériennes", Document technique réglementaire, D.T.R – B.C 48, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, Algérie, 2003.
- [2] RPA 2024, "Règles parasismiques Algériennes", Document technique réglementaire, D.T.R - B.C 2.48, Ministère de l'habitat, de l'urbanisme et de la ville, 2024.
- [3] V.Gioncu, Framed structures. Ductility and seismic response. General Report, Journal of Constructional Steel Research, vol 55, pp.125-154, 2000.
- [4] Krawinkler, H. (1996). "Pushover Analysis: Why, How, When, and When Not to Use It".
- [5] Fardis, M. N. (2009). "Seismic Design, Assessment, and Retrofitting of Concrete Buildings".
- [6] Louzai, A, Abed, A. (2016). "Evaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique nonlinéaires ", Bull Earthquake Eng, 13:1773–1793.
- [7] Newmark, Hall, W.J. (1982) "Earthquake Spectra and Design, EERI Monograph Series", EERI, Oakland, CA, U.S.A
- [8] Freeman S.A., (1998). "Development and Use of Capacity Spectrum Method" Proceedings of 6 US National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington, U.S.A., Paper No. 269.
- [9] Jingjiang S., Ono T., Yangang Z., Wei W., (2003), 'Lateral load pattern in pushover analysis.' Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 2(1), 99-107.
- [10] Inel M., Tjhin T., Aschheim A., (2003), "The significance of lateral load pattern in pushover analysis". Fifth National Conference on Earthquake Engineering, May 26-30, Istanbul, Turkey, Paper AE-009.
- [11] Kalkan E., Kunnath S.K., (2004) 'Lateral load distribution in nonlinear static procedures for seismic design', Structures ASCE, <http://www.ascelibrary.org/>.
- [12] Applied technology council (1996). ATC-40 « Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ». Vol. 1. Seismic Retrofit Practices Improvement Program. Redwood city, California.
- [13] Federal Emergency Management Agency. FEMA. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA 356). Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- [14] Federal Emergency Management Agency. FEMA. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* (FEMA 440). Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- [15] Chopra, A.K. (2017). "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (5th ed.)". Pearson Education.
- [16] European Committee for Standardization. (2024). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – *Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings* (EN 1998-1-1:2024). Brussels: CEN.
- [17] Oğuz, Sermin. (2005). « Evaluation of pushover analysis procedures for frame structures ». Middle east technical university.
- [18] Saez, Esteban. (2006). « Conception des batiments basse sur la notion de performance », s. d.
- [19] Kuria, K.K, Orsolya, K.K.B, (2023). « Pushover Analysis in Seismic Engineering: A Detailed Chronology and Review of Techniques for Structural Assessment ». Applied Sciences 14, n° 1 (23 Decembre 2023): 151. <https://doi.org/10.3390/app14010151>.
- [20] <https://www.gcalgerie.com/rpa-2024-spectra/>
- [21] <https://abdellatif-megnounif.com/?action=sismique>

- [22] Fajfar, P. (2000). "A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design". *Earthquake Spectra*, 16(3), 573–592. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>
- [23] Zuo, Zhanxuan, Yiting He, and Shuang Li. "Rational Use of Idealized Shear-Building Models to Approximate Actual Buildings." *Buildings* 12, no. 3 (February 26, 2022): 273. <https://doi.org/10.3390/buildings12030273>.
- [24] "CSI Analysis Reference Manual," n.d.
- [25] *International Journal of Scientific & Engineering Research*, Volume 5, Issue 7, July-2014 ISSN 2229-5518 "A-Study-on-Pushover-Analysis-Using-Eurocode-Based-Capacity-Spectrum-Method"
- [26] Sheikh S.A. and Uzemri S.M (1980), "Strength and ductility of tied concrete columns". *Journal of the structural division*, vol 108, pp.1079-1102, May-1980.
- [27] Park.R, Priestly MNJ, and Gill W.D, (1980) "Ductility of square confined concrete columns", *Journal of the structural division*, vol 106, pp.929-954, Apr-1982.
- [28] Priestly MNJ, and Park R, "Strength and ductility of reinforced and prestressed concrete".