

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Par : DJAFOUR Soumia

Thème

**Evaluation des demandes sismiques par la procédure
statique non linéaire des RPA2024**

Soutenu publiquement le 23/06/2025 devant le jury composé de :

Mustapha BENREDOUANE	MAA, ENSTP	Président
Abdellatif MEGNOUNIF	Professeur, Univ Tlemcen	Encadreur
Benazouz CHIKH	MCA, ENSTP	Encadreur
Khaled TOUNSI	MAA, ENSTP	Examineur
Mohamed ANNAD	MAA, ENSTP	Membre
Amina ZAHAFI	MCB, ENSTP	Membre

Promotion 2024/2025

Remerciements

J'adresse mes sincères remerciements à toutes personnes ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadrant, le Pr Abdellatif MEGNOUNIF, pour m'avoir orienté vers ce sujet de recherche, pour la rigueur de son encadrement, sa disponibilité, la richesse de ses conseils, ainsi que pour son accompagnement constant tout au long de ce travail.

Je remercie également le Dr Benazouz CHIKH pour avoir accepté de co-encadrer ce travail, pour m'avoir encouragé dans cette voie, ainsi que pour les ressources bibliographiques précieuses qu'il a mises à ma disposition.

Mes remerciements s'adressent aussi à l'ensemble des enseignants de l'ENSTP, pour la qualité de leur enseignement, leur implication et les connaissances qu'ils ont su transmettre tout au long de mon parcours.

Enfin je remercie mes collègues et camarades, pour leur soutien, leur esprit de collaboration et les échanges constructifs partagés durant cette année.

À toutes et à tous, merci.

Dédicaces

Je dédie ce travail, avant tout, à mes parents, sans qui — après la volonté de Dieu — je ne serai jamais arrivée là où je suis aujourd’hui. Leur amour, leurs sacrifices et leurs prières m’ont porté tout au long de mon parcours.

À mes frères, Hammadi et Abdelhadi, pour leur soutien constant, leur confiance et leurs encouragements.

Je tiens à remercier tous les membres de ma famille, avec une reconnaissance toute particulière pour la famille Gaouar. Leur accueil chaleureux et leur bienveillance ont grandement facilité mon intégration à Alger.

À tous mes amis, qui ont enrichi mon parcours par leur présence et leur soutien et tout particulièrement à Manel, pour son amitié sincère et son appui sans faille.

Enfin, une pensée émue et une dédicace toute particulière vont à la mémoire de mon oncle le Pr. DJAFOUR Mustapha *Allah yerhamou*. Son dévouement à la recherche scientifique dans le domaine du génie parasismique et de la dynamique des structures – thématiques qui sont au cœur même de ce mémoire – a été pour moi une source d’inspiration constante. Que ce modeste travail puisse honorer son héritage intellectuel et son précieux souvenir.

Résumé

Ce mémoire est centré sur l'évaluation de la performance sismique des structures en béton armé, avec un accent particulier sur l'utilisation de la méthode statique non linéaire (pushover) récemment introduite dans une annexe des RPA 2024. Une étude paramétrique a été conduite pour positionner cette nouvelle approche des RPA 2024 par rapport aux méthodologies établies de l'Eurocode 8, de l'ATC 40 et du FEMA 356, tout en examinant l'influence de certains paramètres sur la réponse globale. En complément, une étude tridimensionnelle a confronté les méthodes d'analyse linéaire et non linéaire.

Mots clés :

Ductilité, Facteur de comportement, Conception Parasismique, Pushover.

Abstract

This thesis focuses on the evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structures, with particular emphasis on the use of the nonlinear static method (pushover) recently introduced in an annex of the RPA 2024. A parametric study was conducted to position this new approach of the RPA 2024 in relation to the established methodologies of Eurocode 8, ATC 40 and FEMA 356, while examining the influence of certain parameters on the overall response. In addition, a three-dimensional study compared the linear and nonlinear analysis methods.

Keywords:

Ductility, Behavior Factor, Seismic Design, Pushover.

ملخص

تركز هذه الأطروحة على تقييم الأداء الزلزالي للهياكل الخرسانية المسلحة، مع التركيز بشكل خاص على تحليل طريقة السكون غير الخطي (الدفع الزائد) التي تم تقديمها مؤخرًا في ملحقات النظام المقاوم للزلازل الجزائري 2024. أجريت دراسة معيارية لتحديد موضع هذا النهج فيما يتعلق بالمنهجيات المعمول بها في Eurocode 8 و ATC 40 و FEMA 356، مع فحص تأثير معاملات معينة على الاستجابة الكلية. بالإضافة إلى ذلك، أجريت دراسة ثلاثية الأبعاد لمقارنة طرق التحليل الخطية وغير الخطية.

الكلمات المفتاحية:

اللدونة، معامل السلوك، التصميم المقاوم للزلازل، الدفع الزائد.

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : Méthodes de résolution d`un problème dynamique.....	4
1.1 Introduction.....	5
1.2 Méthodes exactes.....	6
1.2.1 Méthode dynamique non linéaire	6
1.2.2 Méthode dynamique linéaire	7
1.3 Méthodes approchées.....	7
1.3.1 Méthode statique linéaire (statique équivalente)	7
1.3.2 Méthode statique non linéaire.....	12
Chapitre 2 : Analyse push over et description des méthodes statiques non linéaires	14
2.1 Introduction	15
2.2 Définition de la push over	15
2.3 Contexte historique.....	15
2.4 But de l`analyse push over	16
2.5 Types d`analyse push over	17
2.6 Choix de la méthode push over	18
2.7 Le schéma de chargement latérale.....	19
2.8 Les étapes de la méthode statique non linéaire	21
2.8.1 La Courbe de Capacité	21
2.8.2 La Courbe de Demande.....	23
2.8.3 Le point de performance	23
2.9 Description des méthodes statiques non linéaires	24
2.9.1 Méthode des RPA2024	24
2.9.2 Méthode de l`Eurocode 8	28
2.9.3 Méthode du spectre de capacité de l`ATC40	31
2.9.4 Méthode des coefficients de déplacement FEMA356	34
2.10 Conclusion.....	36
Chapitre 3 : Application des méthodes non linéaires sur une structure 2D	38
3.1 Introduction	39
3.2 Analyse pushover	40
3.3 Détermination du point de performance	43
3.3.1 RPA2024	43
3.3.2 Eurocode 8.....	47
3.3.3 ATC40.....	48
3.3.4 FEMA 356.....	49

3.3.5	Interprétations des résultats	50
3.4	Conclusion.....	55
Chapitre 4 : Étude paramétrique		57
4.1	Influence du chargement latéral	58
4.1.1	Contexte.....	58
4.1.2	Résultats obtenus	59
4.1.3	Interprétation des résultats.....	61
4.2	Influence du nombre d'étages	61
4.2.1	Contexte.....	61
4.2.2	Résumé des résultats	62
4.2.3	Interprétation des résultats.....	64
4.3	Influence des dimensions des poteaux.....	66
4.3.1	Contexte.....	66
4.3.2	Résumé des résultats	67
4.3.3	Interprétation des résultats.....	68
4.4	Influence de la résistance à la compression du béton, f_{c28}	69
4.4.1	Contexte.....	69
4.4.2	Résumé des résultats	69
4.4.3	Interprétation des résultats.....	70
4.5	Conclusion.....	71
Chapitre 5 : étude d'une structure tridimensionnelle		73
5.1	Introduction	74
5.2	Prédimensionnement des éléments.....	76
5.2.1	Plancher	76
5.2.2	Poutres.....	77
5.2.3	Poteaux.....	77
5.2.4	Mur périphérique	79
5.2.5	Acrotère.....	79
5.3	La méthode statique équivalente	80
5.3.1	Calcul du poids propre de la structure.....	80
5.3.2	Règlement parasismique algérien version 2024	80
5.3.3	Règlement parasismique algérien version 2003	83
5.4	Méthode statique non linéaire	85
5.4.1	Point de performance	85
5.4.2	Limite élastique.....	86
5.5	Interprétation des résultats	87
5.6	Conclusion.....	88

Conclusion générale.....	89
Perspectives.....	91

Listes des figures

Figure 1-1 : Courbe pushover	13
Figure 2-1 : Principe de la pushover	15
Figure 2-2 : Niveaux de performance d'une structure	22
Figure 2-3 : Transformation du spectre du format classique au format ADRS.....	23
Figure 2-4 : Point de performance	24
Figure 2-5 : Idéalisation de la courbe de capacité.....	25
Figure 2-6 : Spectre de réponse inélastique en fonction de la ductilité	26
Figure 2-7 : Spectre inélastique en format ADRS	27
Figure 2-8 : Déplacement cible pour un système 1DDL.....	28
Figure 2-9 : Transformation du système SPDDL au S1DDL.....	29
Figure 2-10 : Bi linéarisation de la courbe 1DDL	29
Figure 2-11 : Transformation au format ADRS	30
Figure 2-12 : Modèle de transformation bilinéaire pour les période courtes et moyennes	30
Figure 2-13 : Point de performance pour les périodes courtes	31
Figure 2-14 : Point de performance pour les périodes moyennes et longues	31
Figure 2-15 : Conversion de la courbe de capacité au format Sa-Sd.....	32
Figure 2-16 : Bi linéarisation de la courbe en utilisant l'équivalence des surfaces	33
Figure 2-17 : Réduction du spectre élastique	34
Figure 2-18 : Bi linéarisation de la courbe pushover	35
Figure 3-1 : Portique 2D.....	39
Figure 3-2 : Déplacement du mode fondamental.....	40
Figure 3-3 : Courbe pushover ETABS	41
Figure 3-4 : Première étape de la pushover	42
Figure 3-5 : Dernière étape de la pushover	42
Figure 3-6 : Courbe de capacité du système 1DDL.....	43
Figure 3-7 : Bi linéarisation de la courbe de capacité.....	44
Figure 3-8 : Spectre élastique du RAP2024	45
Figure 3-9 : Superposition de la courbe de demande et de la courbe de capacité	46
Figure 3-10 : Point de performance du RPA2024 sur ETABS.....	47
Figure 3-11 : Point de performance de N2 sur ETABS	48
Figure 3-12 : Introduction du spectre sur SAP2000	49
Figure 3-13 : Point de performance de ATC40 sur SAP2000.....	49

Figure 3-14 : Point de performance de FEMA356 sur SAP2000.....	50
Figure 3-15: Point de performance du R+2 situé à Tlemcen.....	52
Figure 3-16 : Point de performance du R+4 situé à Tlemcen.....	53
Figure 3-17 : Point de performance du R+2 situé à Alger	55
Figure 4-1 : Courbe pushover pour les 5 types de chargements.....	59
Figure 4-2 : Histogramme de l'effort tranchant en fonction du type de chargement	60
Figure 4-3 : Histogramme de l'effort tranchant en fonction du nombre d'étages	64
Figure 4-4 : Diagramme de la ductilité en fonction de la période propre	64
Figure 4-5 : Portique avec des poteaux 25x25.....	66
Figure 4-6 : Portique avec des poteaux 30x30.....	66
Figure 4-7 : Portique avec des poteaux 35x35.....	67
Figure 4-8: Portique avec des poteaux 40x40	67
Figure 4-9 : Histogramme de l'effort tranchant en fonction des dimensions des poteaux.....	68
Figure 4-10 : Portique utilisé pour la variation du f_{c28}	69
Figure 5-1 : Structure tridimensionnelle	75
Figure 5-2 : Vue en plan.....	75
Figure 5-3 : Plancher corps creux	76
Figure 5-4 : Poutre x-x	77
Figure 5-5 : Poutre y-y	77
Figure 5-6 : Acrotère.....	79
Figure 5-7 : Courbe pushover dans le sens x.....	86
Figure 5-8 : Courbe pushover dans le sens y.....	86

Listes des tableaux

Tableau 1-1 : Coefficient d'accélération RPA99/2003	8
Tableau 1-2: Facteur de qualité RPA99/2003	9
Tableau 1-3: Facteur de qualité RPA2024	10
Tableau 1-4 : Coefficient de site (Spectre type 1)	10
Tableau 1-5: Coefficient de site (Spectre type 2)	10
Tableau 1-6 : Coefficient d'importance	10
Tableau 1-7: Coefficient d'accélération RPA2024.....	11
Tableau 1-8 : Période fondamentale	11
Tableau 2-2 : Valeur du coefficient C_0	35
Tableau 2-3 : Valeur du coefficient C_2	36
Tableau 3-1 : Vecteur propre fondamental.....	40
Tableau 3-2 : Distribution des efforts de la 2 ^{ème} pushover.....	45
Tableau 3-3 : Résultats de l'analyse pushover	51
Tableau 3-4 : Résultats obtenus pour R+4 situé à Tlemcen	53
Tableau 3-5 : Résultats obtenus pour R+2 située à Alger	54
Tableau 4-1 : Point de performance suivant le type de chargement	60
Tableau 4-2 : Période propre	62
Tableau 4-3 : Point de performance suivant le nombre d'étages.....	63
Tableau 4-4 : Évolution de l'effort tranchant et de la ductilité suivant le nombre d'étages ...	63
Tableau 4-5 : Point de performance suivant les dimensions des poteaux.....	67
Tableau 4-6 : Point de performance suivant le f_{c28}	70
Tableau 4-7 : Évolution de l'effort tranchant et de la ductilité en fonction du f_{c28}	70
Tableau 5-1 : Surcharge de la terrasse accessible.....	76
Tableau 5-2 : Surcharge de l'étage courant.....	76
Tableau 5-3 : Poids de la terrasse accessible revenant au poteau central	78
Tableau 5-4 : Poids de l'étage courant revenant au poteau central.....	78
Tableau 5-5 : Poids total repris par le poteau central du RDC	78
Tableau 5-6 : Poids propre des étages.....	80
Tableau 5-7 : Période fondamentale sens x.....	80
Tableau 5-8 : Critère du facteur de qualité dans le sens x suivant RPA24	81
Tableau 5-9 : Effort tranchant à la base dans le sens x suivant RPA2024	81
Tableau 5-10 : Période fondamentale sens y.....	82

Tableau 5-11 : Critère du facteur de qualité dans le sens y suivant RPA24	82
Tableau 5-12 : Effort tranchant à la base dans le sens y suivant RPA2024	83
Tableau 5-13 : Critère du facteur de qualité dans le sens x suivant RPA2003.....	83
Tableau 5-14 : Effort tranchant a la base dans le sens x suivant RPA99/2003	84
Tableau 5-15 : Critère du facteur de qualité dans le sens y suivant RPA2003.....	84
Tableau 5-16 : Effort tranchant a la base dans le sens y suivant RPA99/2003	85
Tableau 5-17 : Résultats obtenus par la MSE dans les deux sens	85

Introduction générale

Dans le domaine de l'ingénierie parasismique, la sécurité des ouvrages en zones sismiques repose sur des principes de conception rigoureux, établis à travers des référentiels normatifs nationaux et internationaux. Ces normes visent à garantir la résilience des structures face aux aléas sismiques, en minimisant les pertes humaines, économiques et fonctionnelles.

En Algérie, la réglementation parasismique a constamment évolué, reflétant une volonté d'intégrer les avancées scientifiques et les enseignements tirés des séismes passés pour affiner les exigences de conception.

L'avènement du Règlement Parasismique Algérien 2024 (RPA 2024) marque une étape décisive dans cette évolution. Succédant à la version 99/2003, il introduit des mises à jour conceptuelles et méthodologiques notables, parmi lesquelles l'intégration formalisée d'approches d'analyse non linéaires.

L'analyse statique non linéaire (pushover) occupe une place de choix, permettant d'évaluer la performance réelle des structures au-delà de leur comportement purement élastique. Contrairement aux méthodes linéaires classiques, l'analyse pushover offre une représentation plus fidèle de la redistribution des efforts et de l'endommagement progressif des éléments structuraux jusqu'à l'atteinte d'un état limite.

Cette prise en compte explicite du comportement inélastique dans la conception constitue une avancée significative. Elle permet de passer d'un dimensionnement basé uniquement sur un comportement linéaire majoré par des coefficients de sécurité, à une approche plus réaliste orientée sur la performance, dans laquelle les niveaux de dommages admissibles sont étroitement associés à la philosophie de conception.

Ce travail s'inscrit dans une démarche d'analyse du comportement des structures soumises à des sollicitations sismiques, en combinant les méthodes analytiques classiques, les modélisations numériques ainsi que les approches modernes d'évaluation de la performance.

Une attention particulière est portée à la comparaison entre les méthodes linéaires traditionnelles et les méthodes non linéaires basées sur l'analyse pushover. Au-delà de cette comparaison fondamentale, ce travail s'attache également à évaluer et à positionner spécifiquement l'approche pushover telle que définie dans les RPA 2024 par rapport aux cadres

méthodologiques établis par des normes internationales de référence comme FEMA356, ATC40 et l'Eurocode 8.

L'objectif principal est d'examiner de manière critique les apports, les limites et les implications pratiques de ces différentes approches afin d'améliorer la conception parasismique, en termes de précision, de pertinence et de robustesse. Le mémoire inclut également une étude paramétrique visant à évaluer l'influence de certains facteurs clés tels que la hauteur de la structure, les dimensions des poteaux, la caractéristique du béton 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.

Ce mémoire est structuré en cinq chapitres, en plus d'une introduction et d'une conclusion générales

Une introduction générale permet d'introduire le travail, en mettant l'axe sur la problématique et les objectifs tracés.

Chapitre I présente les principes des méthodes relevant des approches exactes et approchées, en mettant en évidence les avantages et les limites propres à chacune.

Chapitre II est consacré à la présentation de l'analyse Pushover, en décrivant ses étapes principales ainsi que les procédures de calcul associées à certaines de ses variantes, comme celles des RPA2024, EC8, ATC40 et FEMA356.

Chapitre III est consacré à l'application des différentes méthodes non linéaires présentées dans les chapitres précédents, sur des portiques en 2D en béton armé.

Chapitre IV présente une étude paramétrique portant sur l'influence de la hauteur, des dimensions des poteaux, de la caractéristique du béton et de la forme du chargement sur les résultats, avec un focus sur la variation du facteur « R ».

Chapitre V est dédié à une comparaison globale effectuée, après analyse d'une structure simple réelle en 3D, 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

Une conclusion générale conclue ce travail en mettant en évidence les résultats obtenus et certaines recommandations quant à la continuité de ce travail.

Chapitre 1 : Méthodes de résolution d'un problème dynamique.

1.1 Introduction

Le comportement des structures soumises à des sollicitations sismiques peut varier considérablement selon l'intensité des efforts et les propriétés des matériaux, ce qui conduit à distinguer des régimes linéaires et non linéaires.

Un problème est dit linéaire lorsque les équations qui le décrivent respectent les principes de superposition et d'homogénéité, ce qui signifie que la réponse d'un système soumis à plusieurs sollicitations est la somme des réponses individuelles, et que toute multiplication des sollicitations entraîne une variation proportionnelle de la réponse. En génie parasismique, une structure est considérée linéaire si les déformations sont proportionnelles aux charges appliquées, les matériaux suivent un comportement élastique (loi de Hooke), et les conditions de fonctionnement restent constantes. Cependant, concevoir une structure strictement linéaire pour résister à un séisme intense est souvent économiquement irréaliste, car cela nécessite une robustesse coûteuse. Permettre à la structure d'entrer en domaine plastique après un certain seuil offre une solution plus économique tout en assurant la sécurité.

Les problèmes non linéaires, en revanche, sont caractérisés par des équations qui ne respectent ni la superposition ni l'homogénéité, impliquant que la réponse du système ne varie pas proportionnellement aux sollicitations, générant des comportements complexes. On distingue principalement la non-linéarité géométrique, due aux grandes déformations modifiant la géométrie et les équations d'équilibre (comme les effets P- Δ dans les structures élancées), et la non-linéarité matérielle, qui apparaît lorsque les matériaux quittent le domaine élastique pour entrer en phase plastique, avec plastifications, fissurations ou endommagement progressif. Pour bénéficier des avantages économiques d'une conception non linéaire, il est crucial que la structure développe un comportement inélastique contrôlé, dissipant l'énergie sismique sans effondrement, et acceptant un certain niveau de dommage post-sismique grâce à la ductilité des matériaux [1].

Dans ce cadre, plusieurs méthodes d'analyse parasismique ont été développées pour modéliser et prédire le comportement des structures face aux sollicitations sismiques. Ces méthodes se divisent en deux grandes familles : **les méthodes dites exactes**, basées sur une modélisation rigoureuse de la dynamique structurelle, et **les méthodes approchées**, qui simplifient l'analyse en remplaçant les effets dynamiques par des équivalents statiques.

Les **méthodes exactes** reposent sur la résolution de l'équation différentielle du mouvement d'un système soumis à une excitation sismique. Elles permettent d'analyser la réponse d'une structure dans le domaine temporel ou fréquentiel, avec une grande précision, notamment pour les comportements linéaires. Parmi elles, on retrouve les analyses modales, l'intégration directe dans le domaine temporel, et les formulations spectrales.

En parallèle, les **méthodes approchées**, offrent une alternative plus simple, souvent suffisante en phase de conception ou d'évaluation de la performance. L'une des plus utilisées dans ce cadre est l'analyse statique équivalente, qui transforme l'action sismique en un ensemble de forces horizontales appliquées de manière statique. Plus récemment, des approches non linéaires comme l'analyse pushover ont émergé, permettant de mieux appréhender le comportement post-élastique des structures de façon simplifiée mais pertinente.

Ce chapitre a pour objectif de présenter et de comparer ces deux types de méthodes, en mettant en évidence leurs principes, leurs domaines d'application, ainsi que leurs avantages et limitations. Il constituera ainsi le socle des analyses comparatives développées dans les chapitres suivants.

1.2 Méthodes exactes

1.2.1 Méthode dynamique non linéaire

L'**analyse temporelle**, également connue sous le nom de **Time-History Analysis**, est une méthode de calcul dynamique linéaire et non linéaire utilisée pour évaluer la réponse des structures soumises à des actions transitoires, telles que les séismes. Contrairement aux méthodes statiques qui considèrent uniquement l'effet global des forces sismiques, l'analyse temporelle permet de suivre l'évolution de la réponse de la structure (déplacement, vitesse, accélération) à chaque instant en utilisant des enregistrements sismiques appelés **accélérogrammes**.

L'Eurocode 8 recommande d'utiliser au moins trois accélérogrammes dont les spectres de réponse couvrent adéquatement le spectre de calcul. Cependant, en l'absence d'enregistrements régionaux adaptés, il est possible de générer des accélérogrammes **artificiels** conformes aux exigences normatives.

Parmi les différentes approches de résolution utilisées en analyse temporelle, **la méthode pas à pas** se distingue comme l'une des plus puissantes et précises. Elle permet d'intégrer numériquement l'équation du mouvement d'un à plusieurs degrés de liberté (SPDDL) :

$$[M]\{u''(t)\} + [C]\{u'(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{F(t)\}$$

où : $[M]$ est la matrice de masse.

$[C]$ la matrice d'amortissement.

$[K]$ la matrice de rigidité.

$\{F(t)\}$ le vecteur des forces extérieures appliquées.

Cette méthode repose sur la résolution pas à pas de l'équation du mouvement, grâce à des algorithmes numériques comme ceux de Newmark- β ou Wilson- θ . Bien que très précise et capable de modéliser les comportements non linéaires complexes, cette méthode est couteuse en calculs et nécessite des outils performants, limitant son usage à des études avancées plutôt qu'à une utilisation systématique dans les bureaux d'études classiques.[2]

1.2.2 Méthode dynamique linéaire

La méthode modale spectrale (ou analyse modale spectrale) est une approche dynamique linéaire utilisée pour évaluer la réponse sismique des structures, notamment les plus complexes. Elle repose sur la décomposition de la réponse structurelle en plusieurs modes de vibration indépendants, chacun est analysé séparément puis combiné pour obtenir la réponse globale.[3] Cette méthode adaptée aux structures à plusieurs degrés de liberté, suit trois étapes : analyse modale (détermination des fréquences et modes propres), calcul des réponses modales via un spectre de réponse, et combinaison des réponses modales. Chaque mode est alors traité comme un système à un seul degré de liberté (S1DDL).

Bien que rapide et efficace, cette méthode suppose un comportement linéaire de la structure, ce qui limite sa pertinence pour les cas où apparaissent des effets non linéaires ou plastiques importants.

1.3 Méthodes approchées

1.3.1 Méthode statique linéaire (statique équivalente)

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement parasismique des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle repose sur l'hypothèse que la réponse sismique est dominée par le mode fondamental de vibration, permettant ainsi de remplacer les effets dynamiques d'un séisme par un système de forces statiques fictives appliquées selon les axes principaux de la structure. Bien qu'efficace pour des structures simples, cette méthode suppose un comportement élastique et devient inadaptée

pour les bâtiments élevés, irréguliers ou complexes, où les contributions des modes supérieurs deviennent significatives. Dans ce cas, des méthodes plus avancées comme l'analyse modale spectrale ou l'analyse pushover sont préférées.

Dans ce cadre, les RPA proposent une formule empirique pour calculer l'effort tranchant à la base de la structure.

a) RPA99/version2003

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

A : coefficient d'accélération de zone

Tableau 1-1 : Coefficient d'accélération RPA99/2003

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	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

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

Q : Facteur de qualité

Tableau 1-2: Facteur de qualité RPA99/2003

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

R : coefficient de comportement global de la structure (prend en compte la ductilité de la structure).

W : Poids total de la structure [4]

b) RPA2024

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

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases}$$

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

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

Tableau 1-3: Facteur de qualité RPA2024

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

S : coefficient de site

Tableau 1-4 : Coefficient de site (Spectre type 1)

Spectre type 1	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
<i>(Zones IV, V et VI)</i>				
site: S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Tableau 1-5: Coefficient de site (Spectre type 2)

Spectre type 2	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
<i>(Zones I, II et III)</i>				
site: S_1	1.00	0.05	0.25	1.20
site: S_2	1.30	0.05	0.30	1.20
site: S_3	1.55	0.10	0.40	1.20
site: S_4	1.80	0.10	0.50	1.20

I : coefficient d'importance

Tableau 1-6 : Coefficient d'importance

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

A : Coefficient d'accélération

Tableau 1-7: Coefficient d'accélération RPA2024

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

T_0 : Période fondamentale

Avec $T_{\text{empirique}} = CT \cdot (h_n)^{3/4}$

Tableau 1-8 : Période fondamentale

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

 [5]

Définition et Rôle du Coefficient de Comportement R

Le coefficient de comportement noté R dans les RPA (ou q dans les Eurocodes), est un paramètre fondamental en ingénierie parasismique. Il permet de réduire les forces sismiques de calcul tout en tenant compte de la capacité des structures à dissiper l'énergie par des déformations inélastiques. [6]

Bien que les règlements, comme les RPA 2024 et RPA99/2003, proposent des valeurs tabulées en fonction du type de contreventement et du système structural utilisé (béton armé, acier, maçonnerie, etc.), ces valeurs ne sont pas toujours suffisantes car elles ne tiennent pas compte de la complexité réelle du comportement structural.

Le coefficient **R** représente trois aspects fondamentaux du comportement inélastique d'une structure :

- **R_μ**: Facteur de **ductilité**, qui tient compte de la capacité de la structure à se déformer plastiquement,
- **R_s**: Facteur de **surcharge en résistance** (overstrength), qui reflète la réserve de résistance de la structure due aux coefficients de sécurité des matériaux, à la redistribution des efforts, et aux facteurs non pris en compte dans l'analyse élastique.
- **R_η**: Facteur de **redondance**, représentant la capacité d'une structure à redistribuer les charges sismiques en cas de défaillance partielle d'un élément.

Ainsi, le coefficient total **R** est souvent exprimé sous la forme suivante :

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}_\mu \cdot \mathbf{R}_s \cdot \mathbf{R}_\eta$$

où :

\mathbf{R}_η est proche de **1,0** pour les structures peu redondantes et peut atteindre **1,3** pour les structures très redondantes

\mathbf{R}_μ dépend de la période et de la ductilité définie par le rapport entre le déplacement ultime δ_u et le déplacement élastique δ_y : $\frac{\delta_u}{\delta_y}$

\mathbf{R}_s est le rapport entre l'effort tranchant maximal et l'effort tranchant à la limite élastique : $\frac{V_{max}}{V_y}$

En conclusion, si la méthode statique équivalente reste simple, rapide et efficace pour les structures régulières de faible hauteur, son principal point faible réside dans l'utilisation d'un coefficient **R** souvent trop généralisé. Pour une évaluation plus réaliste du comportement sismique des structures complexes ou irrégulières, des méthodes avancées comme l'analyse modale spectrale ou l'analyse dynamique non linéaire sont recommandées.[7]

1.3.2 Méthode statique non linéaire

La **méthode Pushover**, ou **analyse statique non linéaire**, est une technique largement utilisée pour évaluer la performance sismique des structures en tenant compte de leur comportement inélastique. Contrairement aux méthodes linéaires qui supposent une réponse élastique des bâtiments, cette approche permet d'identifier la formation des plastifications et d'évaluer la capacité ultime des structures sous des charges sismiques croissantes.

Son principe repose sur l'application progressive d'une force statique horizontale, suivant une distribution bien définie, jusqu'à l'apparition d'un mécanisme d'effondrement ou l'atteinte d'un seuil de déformation critique.

Cette analyse permet ainsi de construire une **courbe de capacité** reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure (figure 1.1), facilitant l'évaluation de sa résistance et de sa ductilité. Il existe plusieurs variantes reposant sur l'analyse push over selon les différents codes parasismiques, tels que l'**Eurocode 8**, l'**ATC-40**, **FEMA356** ou encore **RPA2024**, qui définissent des critères spécifiques pour la modélisation des charges et l'interprétation des résultats.

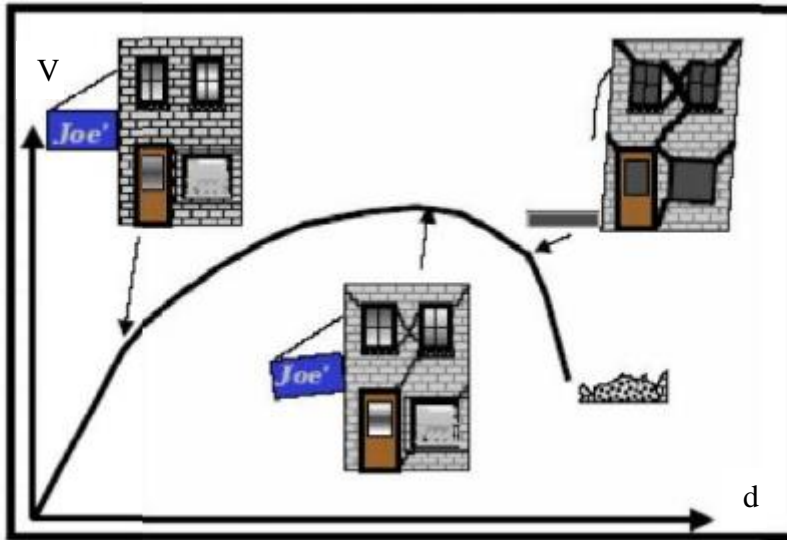


Figure 1-1 : Courbe pushover

Chapitre 2 : Analyse push over et description des méthodes statiques non linéaires

2.1 Introduction

L'analyse dynamique temporelle, bien que précise, reste difficile à appliquer couramment en raison de la complexité des modèles et de la sensibilité aux caractéristiques du sol et des matériaux utilisés. L'analyse pushover se présente comme une alternative fiable pour évaluer la performance des structures face aux séismes.

2.2 Définition de la méthode push over

L'analyse 'Push over' est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure est soumise à des charges latérales croissantes selon un schéma prédéfini. La charge augmente jusqu'à apparition de plastification (rotules plastiques), et le processus se poursuit jusqu'à un déplacement limite au sommet de la structure ou une instabilité. Le résultat est une courbe de capacité (effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure) (figure 2.1).

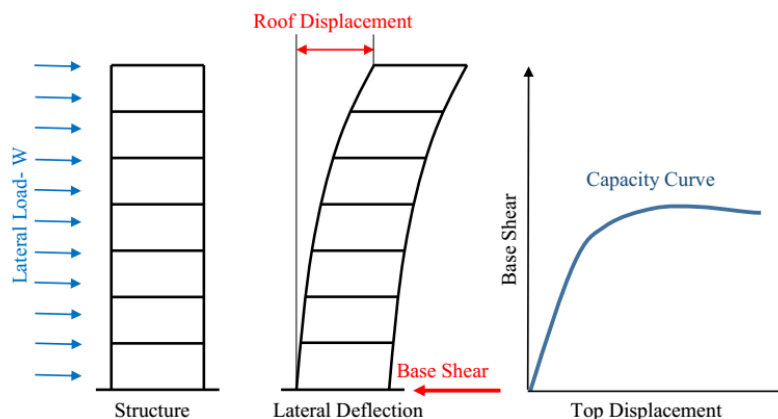


Figure 2-1 : Principe de la pushover

2.3 Contexte historique

Développée dès les années 1970 (Freeman, 1975), la méthode Pushover a été présentée comme une approche simplifiée permettant d'analyser la réponse non linéaire des structures soumises à des charges sismiques. À l'origine, cette méthode visait à offrir une alternative moins complexe aux analyses dynamiques temporelles, tout en tenant compte des effets inélastiques. Cependant, ce n'est qu'au cours des années 1990 qu'elle a réellement été formalisée et popularisée, notamment avec la publication de documents de référence tels que l'ATC-40 (1996) et le FEMA 273 (1997) aux États-Unis, qui ont établi les bases des procédures d'évaluation de la performance structurelle. Ces premières formulations ont contribué à son

intégration progressive dans les codes parasismiques internationaux, favorisant ainsi son adoption dans les bureaux d'études et les réglementations de conception.

Dans les années 2000 et au-delà, la méthode Pushover a continué d'évoluer avec le développement de techniques avancées visant à surmonter certaines de ses limitations initiales, notamment en ce qui concerne la prise en compte des modes supérieurs de vibration et des effets non linéaires complexes. Des variantes améliorées ont ainsi vu le jour, telles que la MPA (Modal Pushover Analysis), qui introduit une analyse modale pour mieux représenter l'influence des différents modes de vibration, la UBPA (Uncoupled Modal Pushover Analysis), qui affine encore davantage la prise en compte des contributions modales, et la APA (Adaptive Pushover Analysis), qui ajuste progressivement la distribution des charges au fur et à mesure que la structure évolue sous l'effet du chargement sismique. Ces développements récents ont permis d'améliorer considérablement la précision de la méthode, la rendant plus robuste et mieux adaptée aux structures complexes.[8]

2.4 But de l'analyse push over

Le but d'une analyse Pushover est d'évaluer la performance attendue d'une structure en estimant ses demandes (forces, déplacements, déformations) lors d'un séisme par l'intermédiaire d'une analyse statique non linéaire et en comparant ces demandes aux capacités existantes aux niveaux de performance présentant un certain intérêt. [9]

L'évaluation est basée sur une analyse des paramètres de performance les plus importants, y compris les déplacements entre les niveaux, déformations anélastiques dans les éléments, les déformations entre les éléments, et les forces dans les éléments et les assemblages.

L'analyse non linéaire Pushover est une méthode permettant de prédire les demandes sismiques en termes de forces et de déformation, tout en tenant compte de manière approximative de la redistribution des forces internes qui survient lorsque la structure dépasse son comportement élastique linéaire. Contrairement aux analyses linéaires classiques, elle permet d'accéder à des informations essentielles sur la réponse inélastique de la structure, comme la formation de rotules plastiques, les déplacements non linéaires et la perte progressive de rigidité – des phénomènes souvent invisibles dans les analyses purement élastiques ou dynamiques linéaires.[10]

2.5 Types d`analyse push over

Selon la littérature, les analyses pushover peuvent être classées suivant les modèles de charge latérale appliqués, en trois groupes principaux : les vecteurs d'inertie du premier mode, les vecteurs multimodaux et les vecteurs de mode adaptatifs.

2.5.1 Inertie du premier mode

C'est l'approche la plus simple et la plus couramment utilisée en ingénierie parasismique. Elle repose sur l'application de forces latérales croissantes suivant une distribution proportionnelle au mode fondamental de vibration. Cette méthode convient bien aux bâtiments réguliers et de hauteur modérée. On peut citer comme exemples de méthodes associées :

- La méthode du spectre de capacité (CSM, ATC40)
- La méthode améliorée du spectre de capacité
- La méthode N2 (Eurocode 8)
- La méthode du coefficient de déplacement (FEMA 356, FEMA 440, FEMA 273 et ASCE 41)
- La méthode du coefficient améliorée
- La méthode d'analyse Pushover basée sur l'énergie
- La méthode N1
- L'analyse Pushover proportionnelle à la masse
- L'analyse Pushover basée sur le premier mode modifié

2.5.2 Vecteurs multimodaux invariants

Cette approche intègre plusieurs modes de vibration, ce qui améliore la précision de l'analyse, notamment pour les bâtiments irréguliers ou de grande hauteur. Les charges latérales sont déterminées par la combinaison des contributions modales pertinentes selon une distribution fixe. Parmi les méthodes correspondantes, on peut citer :

- L'analyse pushover modale (MPA)
- Analyse Pushover améliorée
- Analyse Pushover modifiée
- L'analyse Pushover généralisée (GPA)

- L'analyse pushover modale consécutive (CMP)
- Analyse pushover modale consécutive modifiée
- Analyse pushover de la limite supérieure (UBPA)
- Analyse de la limite supérieure modifiée et étendue (MUB)
- Analyse pushover de la borne supérieure améliorée (IUB)
- L'extension de la procédure d'analyse Pushover améliorée (EIUB)
- La méthode N2 étendue

2.5.3 Vecteurs de charge adaptatifs

Cette catégorie représente les approches les plus avancées. Elle intègre la mise à jour progressive des charges au fil de la réponse non linéaire de la structure. Cela permet de mieux tenir compte de l'influence des **modes supérieurs** et de l'évolution du comportement inélastique de la structure car elle implique un modèle de charge dynamique qui se met à jour en temps réel pendant l'analyse, reflétant la réponse continue de la structure. Parmi les méthodes correspondantes, on peut citer :

- La méthode pushover adaptative (APA)
- L'analyse pushover modale adaptative (AMPA)
- La méthode de combinaison modale adaptative
- Analyse pushover adaptative à borne supérieure (AUB)
- Procédure d'analyse Pushover multimodale adaptative basée sur le déplacement pour l'estimation des contraintes sismiques des bâtiments en béton armé.
- Analyse pushover en mode optimal.[8]

2.6 Choix de la méthode push over

Parmi les différentes approches d'analyse pushover, la méthode basée sur le premier mode d'inertie, également appelée pushover classique, a été retenue dans cette étude. Ce choix repose sur plusieurs considérations pratiques et théoriques.

Tout d'abord, cette méthode se distingue par sa **simplicité de mise en œuvre** et sa **robustesse**. Elle permet une estimation raisonnable de la réponse sismique globale d'une structure, en particulier pour les bâtiments **réguliers** et **de hauteur moyenne**, où le **premier mode de vibration** domine le comportement dynamique.

Cette approche est donc bien adaptée aux structures courantes et constitue un **compromis efficace entre précision et accessibilité**.

En revanche, les méthodes avancées, comme l'analyse pushover modale (MPA) ou les méthodes de type limite supérieure (UBPA : uncoupled bilinear pushover analysis), offrent une prise en compte plus fine des effets non linéaires, des modes supérieurs, des effets torsionnels et de l'évolution inélastique des structures. Toutefois, ces méthodes nécessitent une modélisation plus complexe, des ressources informatiques plus importantes et une expertise technique approfondie, ce qui les rend moins pratiques dans le cadre d'une étude standard.

Ainsi, l'analyse pushover classique reste largement utilisée dans les pratiques d'ingénierie et dans les codes parasismiques, notamment dans les règlements ATC40, FEMA, Eurocode et RPA2024. Elle constitue une base solide pour l'évaluation des performances sismiques dans le cadre d'une approche simplifiée, sans négliger la rigueur analytique.

2.7 Le schéma de chargement latérale

Afin d'effectuer une analyse pushover sur un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL), un schéma de charges latérales croissantes est appliqué aux masses des étages. Ce chargement simule l'effet des forces d'inertie induites par un séisme. L'objectif est de faire évoluer la structure dans le domaine inélastique, révélant ainsi la redistribution des efforts et les mécanismes de plastification.

Le **choix du schéma de chargement** est crucial, car il influe fortement les résultats, notamment en ce concerne les déplacements et les forces internes. Plusieurs distributions de charges sont utilisées :

1 Distribution selon la forme modale

Basée sur la forme du mode fondamental ou d'autres modes importants :

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

où W_i est le poids de l'étage i et ϕ_{ij} est la composante de la forme modale du mode j à l'étage i .

2 Distribution triangulaire inversée

Proportionnelle à la hauteur des étages et au poids.

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V_b$$

où h_i est la hauteur de l'étage i et V_b est l'effort tranchant à la base défini par : $V_b = S(T_n)W$
 Avec $S(T_n)$ l'ordonnée spectrale d'accélération du spectre de conception à la période fondamentale T_n , et W le poids total de la structure.

3 Distribution selon FEMA

Similaire à la triangulaire inversée, mais avec un exposant « k » dépendant de T_n .

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k} V_b$$

où k dépend de la période fondamentale T_n . On prend $k=1$ pour $T_n < 0,5$ s et $k=2$ pour $T_n > 2,5$ s, et une variation linéaire entre les deux pour les valeurs intermédiaires.

4 Distribution uniforme

Chaque étage reçoit une force proportionnelle à son poids.

$$F_i = W_i$$

5 Distribution de Kunnath (2004)

Combine les effets modaux et spectraux.

$$F_i = \sum a \Gamma_j M_i \phi_{ij} S_a(T_j, \xi)$$

où a est un facteur de pondération (souvent ± 1), Γ_j le facteur de participation modal pour le mode j , M_i la masse de l'étage i , ϕ_{ij} la forme modale, et $S_a(T_j, \xi)$ l'accélération spectrale pour le mode j .

6 Distribution en deux phases (Jingjiang et al., 2003)

Une distribution triangulaire inversée est d'abord appliquée jusqu'au niveau de performance visé pour déterminer le cisaillement de base maximal. Ensuite, une seconde analyse pushover est effectuée avec cette même distribution jusqu'à atteindre une fraction β de ce cisaillement maximal, puis on applique une distribution de type exponentiel :

$$\left(\frac{x}{H}\right)^\eta$$

où x est la hauteur de l'étage, H la hauteur totale de la structure et η un paramètre caractéristique.

7 Chargements adaptatifs

Ces schémas sont mis à jour selon les propriétés dynamiques instantanées du système. Par exemple, Bracci et al. (1997) ont proposé :

$$\Delta F_i^{k+1} = V_b^k \left(\frac{F_i^k}{V_b^k} - \frac{F_i^{k-1}}{V_b^{k-1}} \right) + \Delta V_b^{k+1} \left(\frac{F_i^k}{V_b^k} \right)$$

Lefort (2000), cité par Antoniou (2002), l'a modifié pour inclure les effets des modes supérieurs :

$$F_i = \frac{W_i \sqrt{\sum_{j=1}^n (\phi_{i,j} \Gamma_j)^2}}{\sum_{L=1}^N W_L \sqrt{\sum_{j=1}^n (\phi_{L,j} \Gamma_j)^2}} \cdot \Delta V_b + F_i^{old}$$

où i est le numéro de l'étage, j le numéro du mode, Γ_j le facteur de participation modal, ϕ_{ij} la forme modale, et ΔV_b l'incrément de l'effort tranchant à la base.[11]

2.8 Les étapes de la méthode statique non linéaire

L'analyse pushover s'inscrit dans une approche de conception basée sur la performance, reposant sur l'équilibre entre :

- Demande : mouvement du sol induit par le séisme.
- Capacité : aptitude de la structure à résister à cette demande sismique.[12]

La performance dépend de la manière dont la capacité parvient à gérer la demande. En d'autres termes, la structure doit avoir une capacité suffisante pour résister aux sollicitations sismiques afin que sa performance soit conforme aux objectifs de conception.

La méthode nécessite trois éléments fondamentaux : La capacité, La demande et la performance.[13]

2.8.1 La courbe de capacité

La courbe de capacité décrit la relation entre la force appliquée et le déplacement global de la structure. Elle est obtenue par application de charges latérales progressives et sert à évaluer le comportement inélastique de la structure.

La courbe de capacité est un diagramme force-déplacement, généralement représenté par :

- L'axe des ordonnées (Y) : Représente l'effort tranchant à la base (V_b).
- L'axe des abscisses (X) : Représente le déplacement au sommet du bâtiment (Δ), indiquant l'évolution de la structure sous charge croissante.

Cette courbe montre comment la structure évolue depuis son comportement élastique initial jusqu'à sa rupture.

Étapes de la courbe de capacité

Cette courbe met en évidence l'évolution du comportement structural, de l'élasticité à la rupture (Figure 2.2).

◆ 1^{ère} Phase : Comportement Élastique

- La structure répond de manière linéaire aux forces appliquées.
- La relation force-déplacement est proportionnelle (pente constante).
- Aucun endommagement n'est observé.

◆ 2^{ème} Phase : Apparition des Premières Plasticités

- Certains éléments commencent à plastifier (rotules plastiques).
- La courbe commence à s'infléchir (perte de rigidité).
- La structure entre en régime non linéaire, mais reste encore stable.

◆ 3^{ème} Phase : Comportement Inélastique Avancé

- Plusieurs éléments atteignent leur limite élastique et deviennent plastiques.
- La rigidité de la structure diminue considérablement.
- Ce segment de la courbe est quasi horizontal, indiquant une forte déformation avec une faible augmentation de force.

◆ 4^{ème} Phase : Effondrement Imminent

- La structure atteint sa capacité maximale (déplacement maximal supporté).
- Au-delà de ce point, une chute rapide de résistance, signalant un effondrement structurel.



Figure 2-2 : Niveaux de performance d'une structure

2.8.2 La courbe de demande

La courbe de demande représente la réponse attendue d'un système S1DDL équivalent face à un séisme, exprimée en déplacement spectral.

- L'axe des ordonnées (Y) : Représente l'accélération spectrale S_a .
- L'axe des abscisses (X) : Représente le déplacement spectral S_d .

Elle est obtenue à partir du spectre de réponse sismique, tenant compte :

- ✓ De la zone sismique du sol.
- ✓ Du coefficient d'amortissement.
- ✓ De la période fondamentale.

Étapes de Construction de la Courbe de Demande

◆ 1^{ère} Étape : Définition du Spectre

- Utilisation d'un spectre élastique (accélération), converti au format ADRS (S_a, S_d) (Figure 2.3)

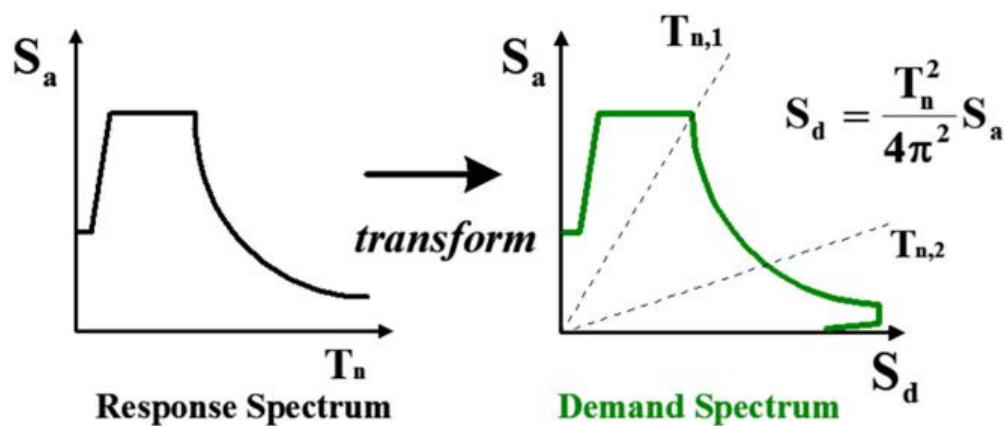


Figure 2-3 : Transformation du spectre du format classique au format ADRS

◆ 2^{ème} Étape : Réduction du spectre élastique

- Le spectre élastique sera réduit pour obtenir un spectre inélastique. Selon les règlements, cette réduction se fera par un amortissement effectif ou bien par la ductilité.

2.8.3 Le point de performance

Le point de performance est l'intersection entre la courbe de capacité et la courbe de demande (Figure 2.4). Il correspond au déplacement cible que la structure devrait atteindre sous séisme.

- ✓ Si ce point est sous la limite d'effondrement, la structure est capable de résister au séisme.
- ✓ S'il dépasse un seuil critique, la structure risque de s'effondrer et nécessite un renforcement.

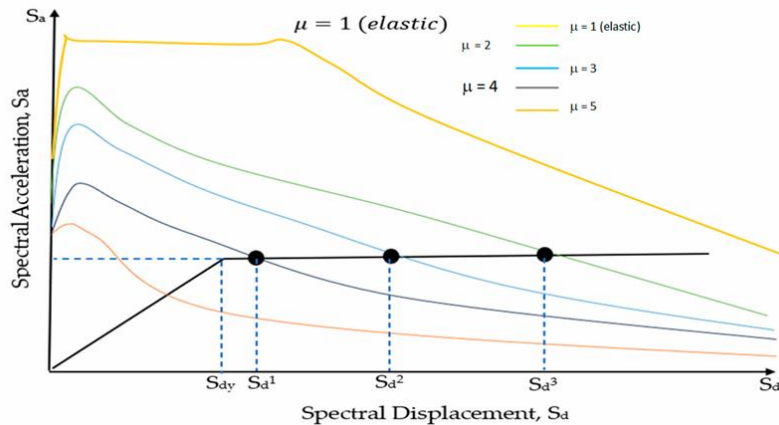


Figure 2-4 : Point de performance

2.9 Description des méthodes statiques non linéaires

2.9.1 Méthode des RPA2024

La méthode pushover exige une justification rigoureuse du modèle développé (solicitation sismique, loi de comportement, interprétation des résultats, etc.) et impose que le modèle tienne compte du comportement post-élastique des éléments structuraux. Pour cette analyse les RPA2024, la force latérale appliquée à chaque nœud est donnée par :

$$F_i = m_i \phi_i$$

- ✓ m_i : masse du nœud "i".
- ✓ ϕ : mode de vibration qui correspond à la plus grande valeur de la masse modale effective pour la direction d'action considérée.
- ✓ ϕ_i : valeur du déplacement du mode ϕ au nœud "i" dans la direction considérée de l'action sismique.

L'analyse permet de tracer la courbe de capacité (Figure 2.5), reliant l'effort tranchant à la base au déplacement de contrôle (généralement pris au centre de gravité de la toiture, en évitant les appentis)

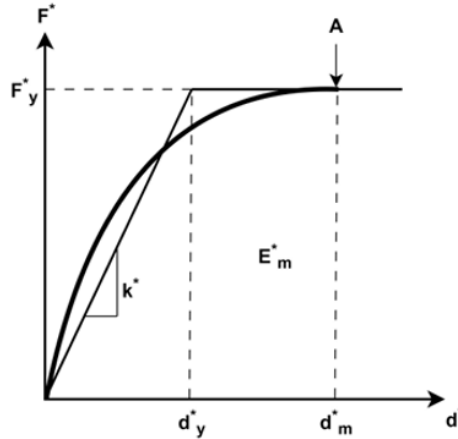


Figure 2-5 : Idéalisation de la courbe de capacité

A partir de cette courbe, un système équivalent à un seul degré de liberté (S1DDL) est défini, dont la masse est $m^* = \sum m_i \phi_i = \sum F_i$ et le facteur de transformation du SPDDL au S1DDL est donné par :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}$$

Les grandeurs équivalentes sont alors :

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \text{ et } d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

Ce système équivalent à 1 DDL est ensuite idéalisé par un modèle élasto-plastique parfait, avec une période donnée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

où : k^* la rigidité élastique du système équivalent à 1 DDL.

L'effort plastique F_y^* correspond à l'effort tranchant maximal atteint au moment de la formation du mécanisme plastique.

Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté, est donné par :

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

La demande sismique est exprimée à travers un spectre inélastique, obtenu à partir du spectre élastique par l'équation (figure 2.6) :

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

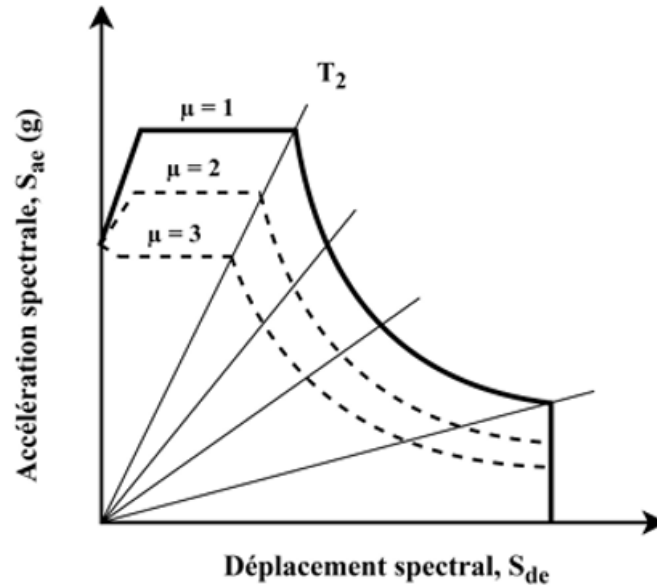


Figure 2-6 : Spectre de réponse inélastique en fonction de la ductilité

Où $S_{ae}(T, \xi)$: accélération dans le spectre élastique, correspondant à la période T et $\xi = 5\%$.

Sachant que : $S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}$ et $S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}$ on peut écrire :

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

- $S_a(T, \xi)$: Accélération inélastique
- $S_d(T, \xi)$: Déplacement inélastique
- μ : Facteur de ductilité
- R_μ : Facteur de réduction donné par :

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_2} + 1 & \text{si } T < T_2 \\ \mu & \text{si } T \geq T_2 \end{cases}$$

- T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté
- T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

Le déplacement cible d_t^* du S1DDL dépend du domaine spectral et de la valeur du déplacement d_{et}^* donnée par (Figure 2.8) :

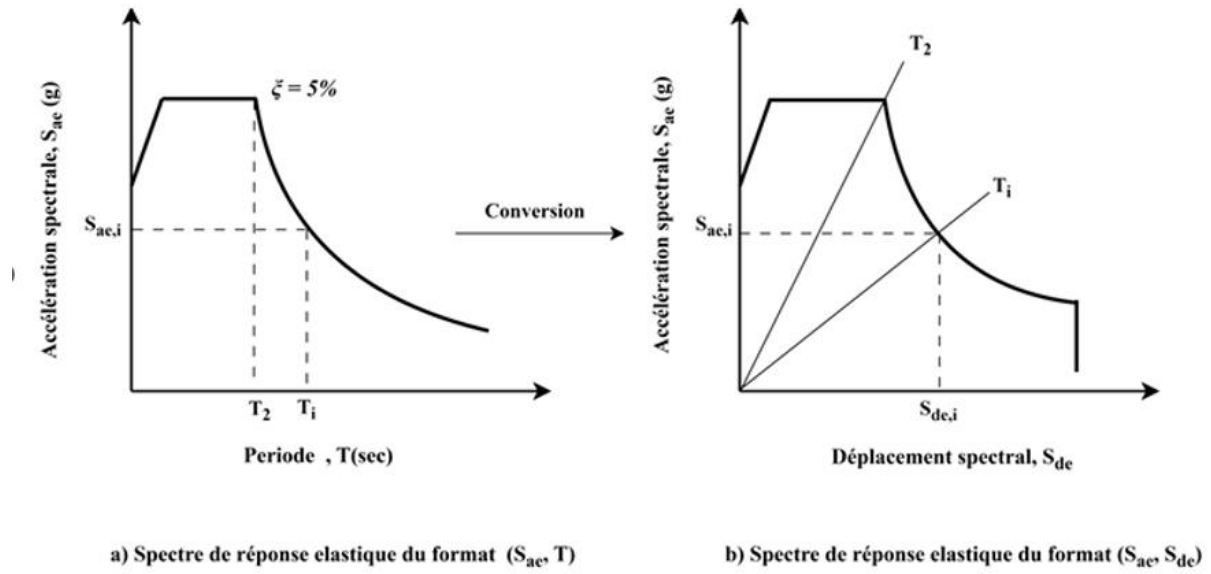


Figure 2-7 : Spectre inélastique en format ADRS

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

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

1. Si $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$: la réponse est élastique soit donc $d_t^* = d_{et}^*$

2. Si $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$: la réponse est non linéaire, et :

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

$$R\mu = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

- Domaine des périodes moyennes et longues : $T^* \geq T_2$ on a $d_t^* = d_{et}^*$

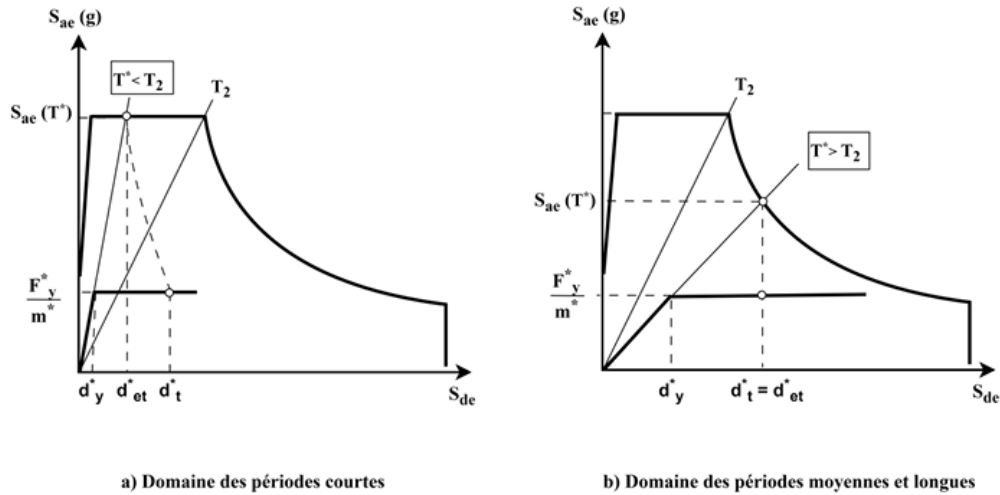


Figure 2-8 : Déplacement cible pour un système IDDL

Enfin, le déplacement cible du système réel à N DDL est obtenu par $d_t = \Gamma d_t^*$, au niveau du nœud de contrôle (5)

2.9.2 Méthode de l'Eurocode 8

La méthode N2 de l'Eurocode 8 (EC8), issue des travaux de Fajfar (1999), repose sur une analyse pushover statique non linéaire appliquée à un modèle de bâtiment en cisaillement (shear building), avec planchers rigides dans leur plan. Des forces latérales pseudo-statiques croissantes, représentant le mouvement sismique du sol, sont appliquées selon deux schémas de charge :

- **Un schéma de charge "modal"**, proportionnel à la matrice de masse multipliée par la forme modale du premier mode élastique : $P1=M\phi I P$
- **Un schéma de charge "uniforme"**, correspondant à une distribution proportionnelle aux masses : $P2=MI$

où M est la matrice des masses, ϕ est la forme du premier mode, et I est un vecteur de 1 correspondant aux degrés de liberté parallèles à la direction du séisme, et de 0 pour les autres DDL.

Dans la méthode N2, la forme modale ϕI est normalisée de manière à ce que le déplacement de l'étage supérieur soit égal à 1, soit :

$$\phi I_{i,n=1} = 1$$

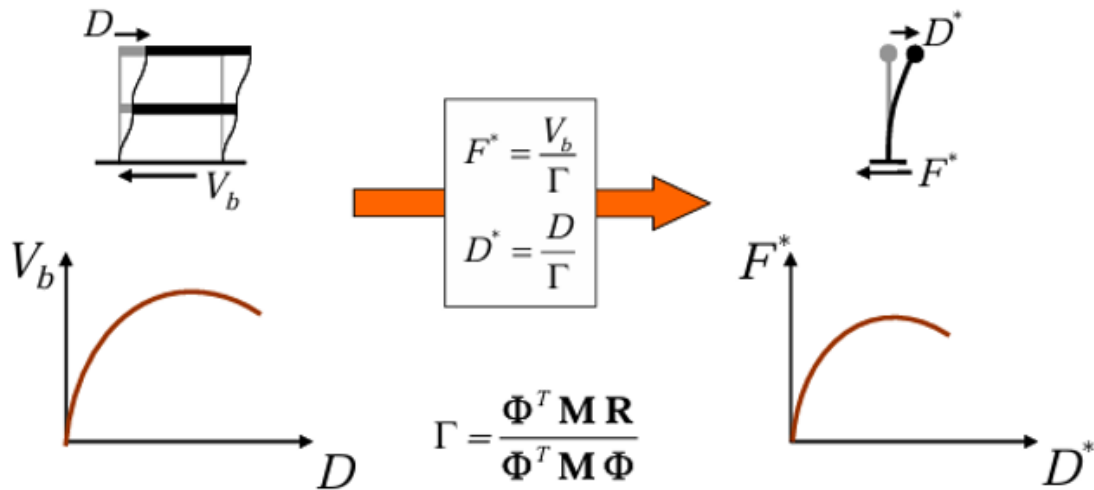


Figure 2-9 : Transformation du système SPDDL au S1DDL

Le modèle peut être 2D pour les structures régulières ou 3D pour les irrégulières, mais le chargement reste unidirectionnel. La transformation du SPDDL en un système équivalent à S1DDL est illustrée par la **Figure 2.9**. Afin de comparer la courbe de capacité à la courbe de demande spectrale, la réponse non linéaire est bilinéarisée en suivant le principe d'égalité d'énergie (Annexe B de l'EC8), où la force de plastification F_y^* correspond à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique (**Figure 2.10**). La force de plastification F_y^* est égale à la force de cisaillement à la base au moment de la formation du mécanisme plastique.[14]

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

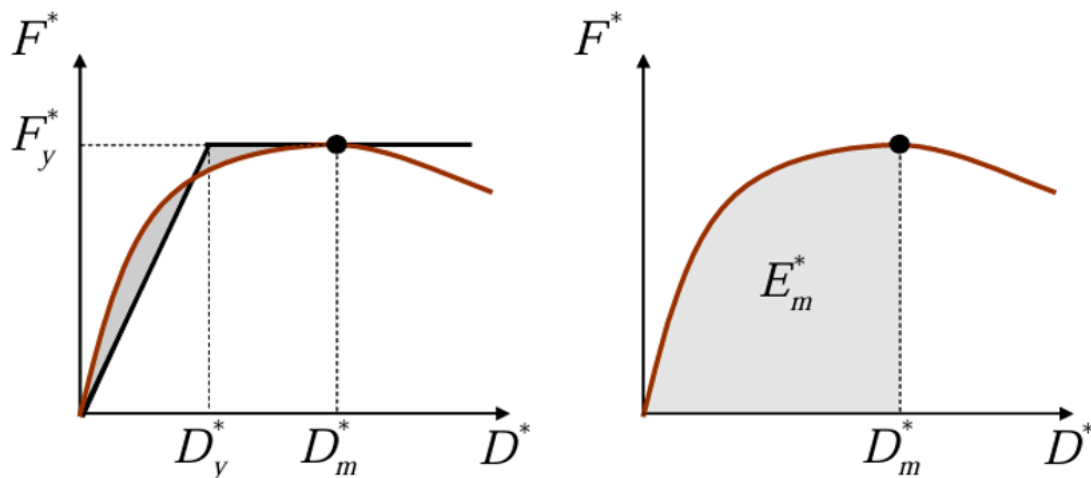


Figure 2-10 : Bi linéarisation de la courbe IDDL

Le spectre de réponse est transformé du format Accélération-Période (T) au format ADRS (Figure 2.11), permettant d'identifier graphiquement le **point de performance** par l'intersection entre la partie élastique prolongée de la courbe de capacité (point A) et le spectre, puis le point réel sur la courbe bilinéaire (point B), comme présenté dans la Figure 2.12.

$$S_D = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_A$$

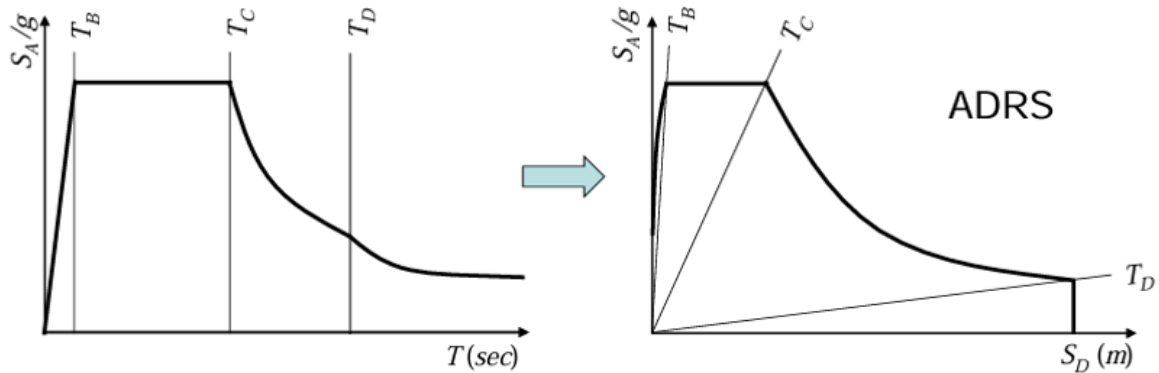


Figure 2-11 : Transformation au format ADRS

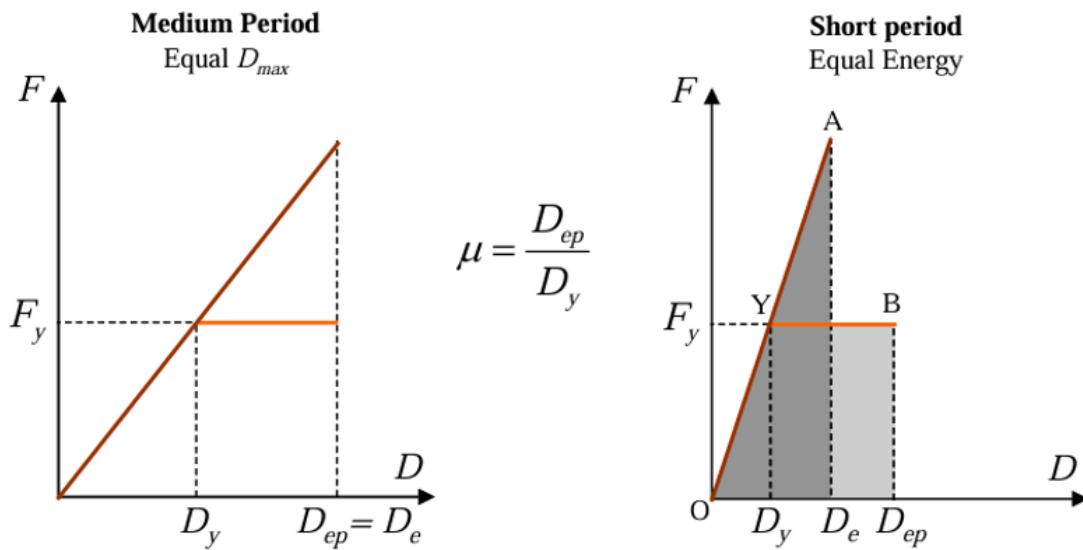


Figure 2-12 : Modèle de transformation bilinéaire pour les période courtes et moyennes

Cette méthode permet d'évaluer si la structure doit augmenter sa ductilité ou sa rigidité. Le traitement diffère selon la période équivalente T^* : pour les périodes courtes $T^* < T_C$, le point de performance est déterminé comme en Figure 2.13, et pour les périodes moyennes à longues $T^* \geq T_C$ selon la Figure 2.14.[15]

$T^* < T_c$ (Short periods)

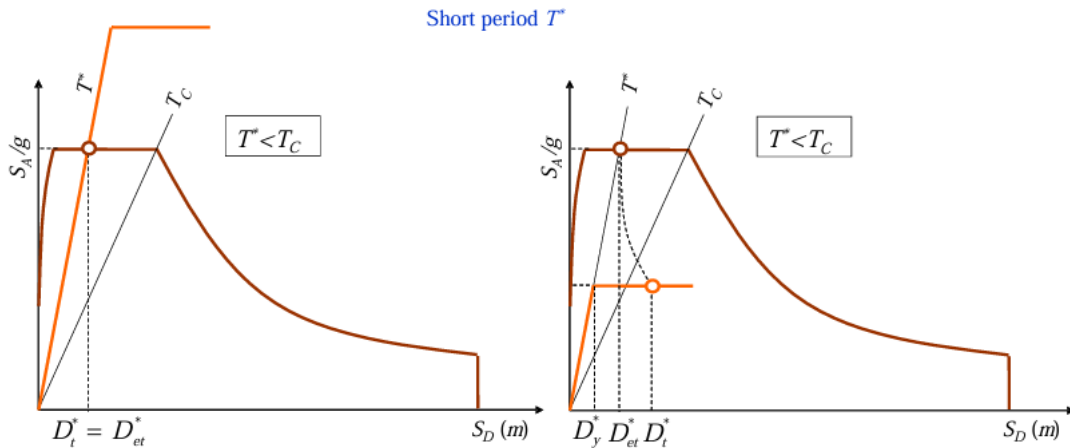


Figure 2-13 : Point de performance pour les périodes courtes

$T^* \geq T_c$ (Medium and long periods)

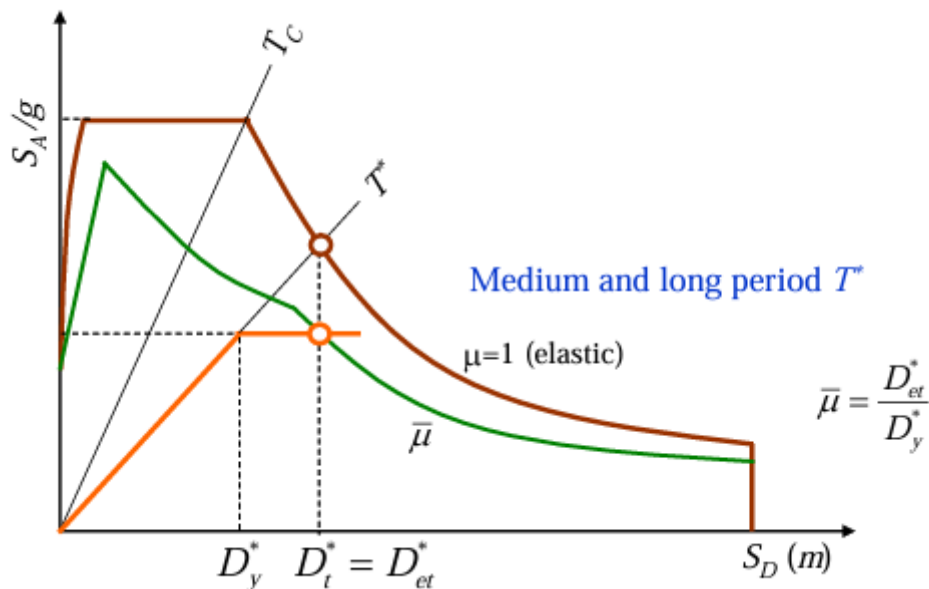


Figure 2-14 : Point de performance pour les périodes moyennes et longues

2.9.3 Méthode du spectre de capacité de l'ATC40

La méthode du spectre de capacité (CSM - Capacity Spectrum Method) a émergé dans les années 1970 comme une approche simplifiée pour évaluer la réponse non linéaire des structures sous séisme, mais c'est avec la publication de ATC-40 en 1996 qu'elle a été formalisée et largement adoptée. Son principe repose sur la transformation de la courbe de capacité d'une structure en un format spectral pour la comparer au spectre de réponse du sol, permettant ainsi une évaluation graphique et itérative des performances sismiques.

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.

Étapes de la méthode ATC40

1. Faire une analyse Pushover du SPDDL (déterminer la relation effort tranchant à la base-déplacement au sommet) (V_b - δ)
2. 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

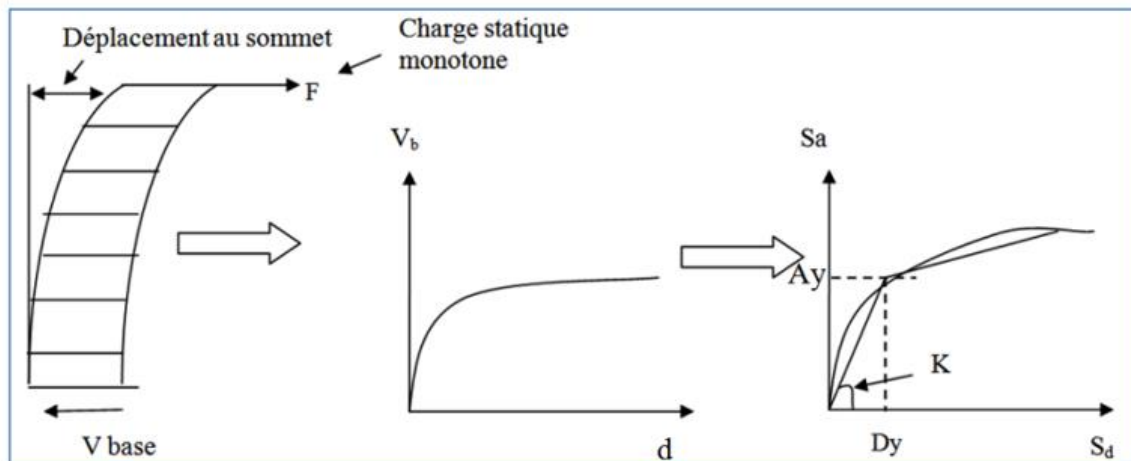


Figure 2-15 : Conversion de la courbe de capacité au format S_a - S_d

3. Linéarisation de la courbe de capacité spectrale (1DDL) : La bi-linéarisation se fera selon les étapes suivantes :

- i. La pente $\alpha_1 K_e$ représente la raideur moyenne dans la zone où la résistance structurelle devient stable après le premier fluage.
- ii. 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 .
- iii. 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 $0,6V_y$.

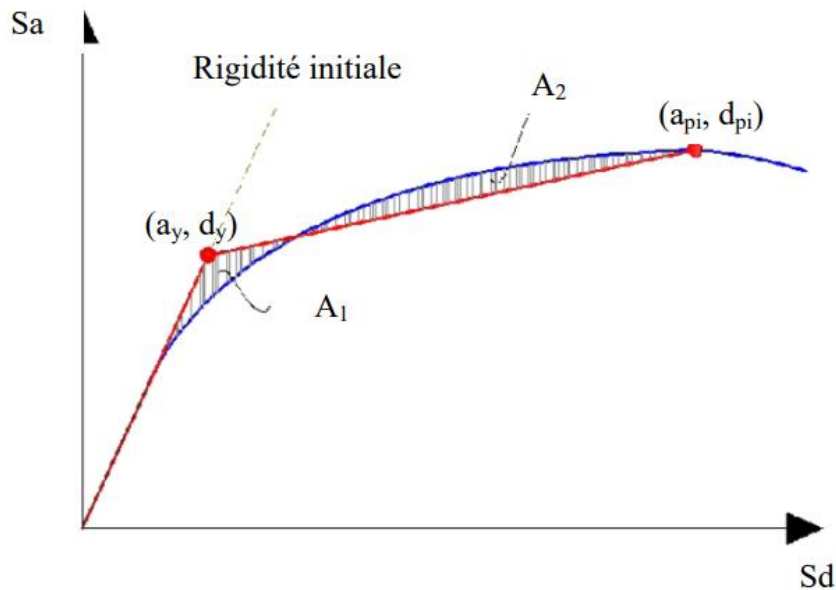


Figure 2-16 : Bi linéarisation de la courbe en utilisant l'équivalence des surfaces

4. Transformer la courbe effort tranchant-déplacement ($V_b^*-\delta^*$) en accélération-déplacement ($S_a-\delta^*$) (figure 2.16).

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

5. 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.
6. 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} ».[16]

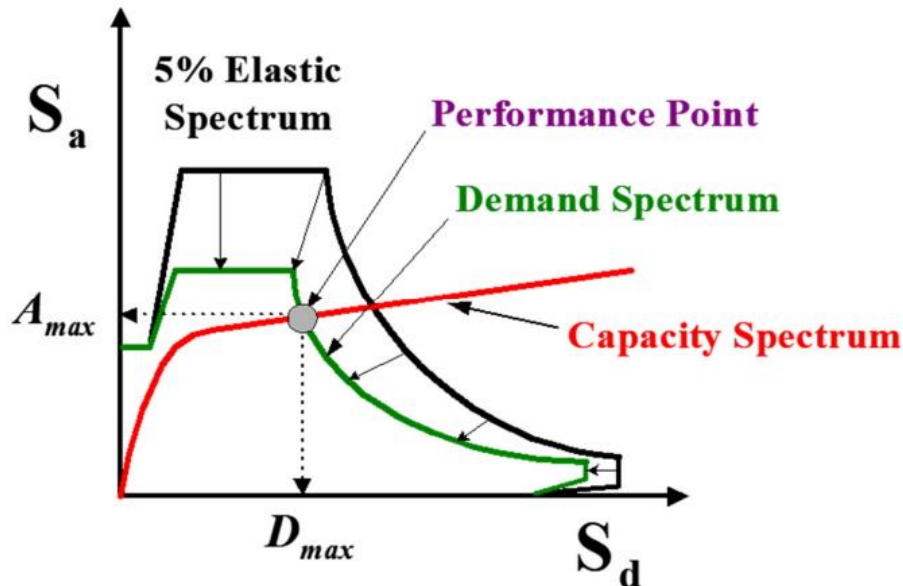


Figure 2-17 : Réduction du spectre élastique

7. La courbe de demande est superposée à la courbe de capacité pour identifier l'intersection des deux courbes → le point de performance.[17]

2.9.4 Méthode des coefficients de déplacement FEMA356

La **méthode FEMA 356**, développée par la Federal Emergency Management Agency (2000), constitue une norme de référence pour l'évaluation et la réhabilitation sismique des bâtiments existants.

L'analyse pushover dans ce document repose sur la **méthode du coefficient de déplacement (DCM)** pour déterminer le déplacement cible. Cette méthode, introduite initialement dans le **FEMA 273**, diffère de la méthode du spectre de capacité ou de la méthode N2, car elle n'exige pas la transformation de la courbe de capacité en spectre de capacité.

Au lieu de cela, la DCM estime directement le point de performance structurel sous la forme d'un déplacement cible au sommet, qui représente le déplacement maximal attendu sous l'effet d'un séisme donné. Ce calcul intègre plusieurs coefficients correctifs prenant en compte l'amortissement, la forme de la distribution des charges latérales, la dégradation des résistances et le comportement inélastique global.

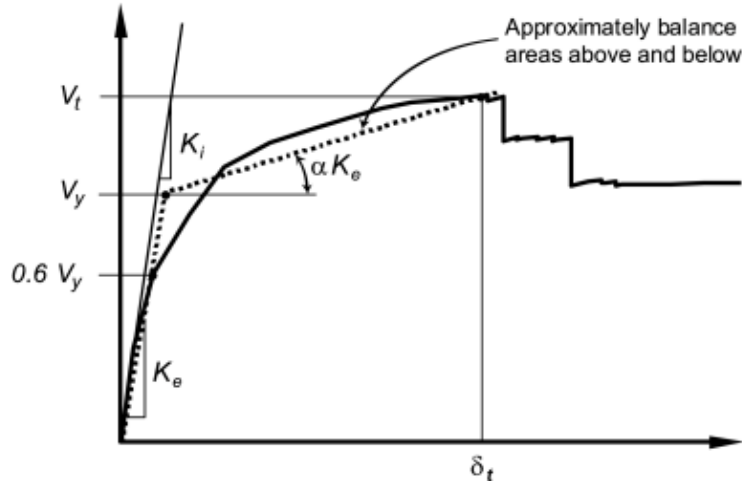


Figure 2-18 : Bi linéarisation de la courbe pushover

L'équation générale pour calculer le déplacement cible :

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

Où, T_e est la période fondamentale effective (en secondes) du bâtiment dans la direction étudiée.

S_a est l'accélération du spectre de réponse à la période fondamentale effective et le facteur d'amortissement du bâtiment dans la direction étudiée, et g l'accélération de la pesanteur.[18]

Les facteurs correctifs sont définis comme suit :

Tableau 2-1 : Valeur du coefficient C_0

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

Le facteur C_1 , est le facteur de modification pour relier entre les déplacements inélastiques maximaux prévus et les déplacements calculés pour la réponse élastique linéaire

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{for } T_e \geq T_C \\ [1.0 + (R-1)T_C / T_e] / R & \text{for } T_e < T_C \end{cases}$$

Avec :

$$R = \frac{S_a / g}{V_y / W} \cdot \frac{1}{C_0}$$

C_1 ne doit pas être moins de 1.0, et ne doit pas dépasser les valeurs données dans (FEMA-273) en fonction de la période fondamentale du bâtiment T :

$$C_1 = 1.5 \text{ for } T < 0.10 \text{ second}$$

$$C_1 = 1.0 \text{ for } T \geq T_0 \text{ second}$$

Le facteur C_2 est le facteur de modification pour représenter l'effet de la forme d'hystérésis sur la réponse de déplacement maximale. Les valeurs varient entre 1 et 1.5 selon le type du système de contreventement et le niveau de performance.

Tableau 2-2 : Valeur du coefficient C_2

Structural Performance Level	$T \leq 0.1 \text{ second}^3$		$T \geq T_S \text{ second}^3$	
	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

Le facteur C_3 est le facteur de modification pour représenter les effets de $P-\Delta$, croissants. Pour les bâtiments à rigidité positive après la plastification, C_3 sera placé égal à 1.0. Pour les bâtiments à rigidité négative après la plastification, il est calculé en utilisant l'équation suivante :

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e}$$

Les valeurs ne doivent pas dépasser ce qui suit :

$$C_3 = 1.0 \quad \text{pour} \quad \theta_m \leq 0.1$$

$$C_3 = 1 + 5(\theta_m - 0.1) \quad \text{pour} \quad \theta_m \geq 0.1$$

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i}$$

La période fondamentale effective est calculée comme suit :

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

2.10 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 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 3 : Application des méthodes non linéaires sur une structure 2D

3.1 Introduction

Dans le cadre de cette étude, nous avons appliqué différentes méthodes non linéaires (RPA2024, Eurocode 8, ATC40 et FEMA356) à un portique 2D de type R+2 situé à Tlemcen, une zone de sismicité moyenne selon les RPA2024 (zone sismique III), sur un sol meuble (S3). La structure, constituée de poteaux 35x35 cm et de poutres 35x40 cm, a été modélisée sous SAP2000 et ETAPS (Figure 3.1).

Une analyse linéaire initiale a donné une période fondamentale de $T=0,203$ s et un mode propre qui a été normalisé suivant la plus grande valeur (Tableau 3.1, Figure 3.2).

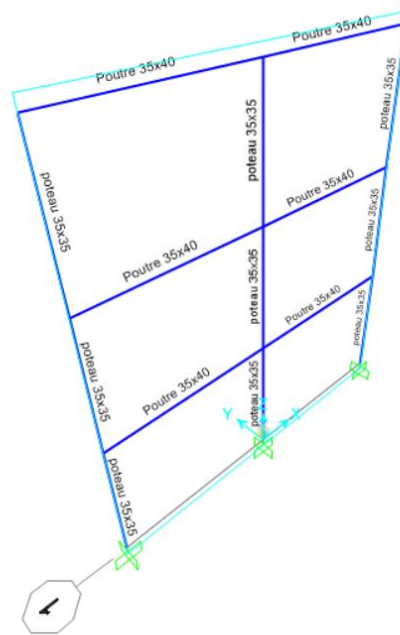


Figure 3-1 : Portique 2D

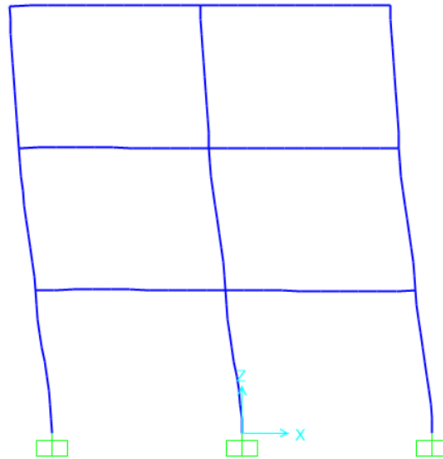


Figure 3-2 : Déplacement du mode fondamental

Tableau 3-1 : Vecteur propre fondamental

Etage	Vecteur ϕ_i	Vecteur normalise
1	0,131	0,358
2	0,282	0,77
3	0,366	1

Enfin, une analyse non linéaire de type pushover a été réalisée afin d'évaluer le comportement réel de la structure sous séisme. Les méthodes RPA2024, N2, ATC40 et FEMA356 ont été utilisées successivement pour déterminer les points de performance de la structure.

3.2 Analyse pushover

Pour représenter de manière réaliste le comportement sismique de la structure, une analyse pushover a été réalisée avec un chargement proportionnel au mode fondamental, tel que recommandé par les RPA2024. Cette méthode consiste à appliquer des forces horizontales aux différents niveaux de la structure en tenant compte à la fois du poids propre de chaque étage et de la participation modale correspondante.

La répartition des forces adoptée est donnée par la relation suivante :

$$F_i = m_i \phi_i$$

Avec :

- F_i : force latérale appliquée à l'étage i
- m_i : masse de l'étage i
- ϕ_i : valeur de la forme modale fondamentale à l'étage i

Ce choix de chargement modal est pertinent pour une structure régulière de hauteur modérée, car il permet une répartition plus réaliste des efforts inertiels dus au séisme. En effet, l'utilisation de la forme modale fondamentale intègre les effets dynamiques dominants du système, assurant une meilleure représentation de la réponse globale.

Le déplacement de contrôle est appliqué au sommet du portique, avec une valeur cible fixée à 4% de la hauteur totale de la structure, conformément aux recommandations pour les structures en béton armé. Cette approche a permis de tracer la courbe capacité (effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet) (figure 3.3), de localiser les rotules plastiques (Figure 3.4) et d'évaluer le comportement global de la structure jusqu'au point de performance (Figure 3.5).

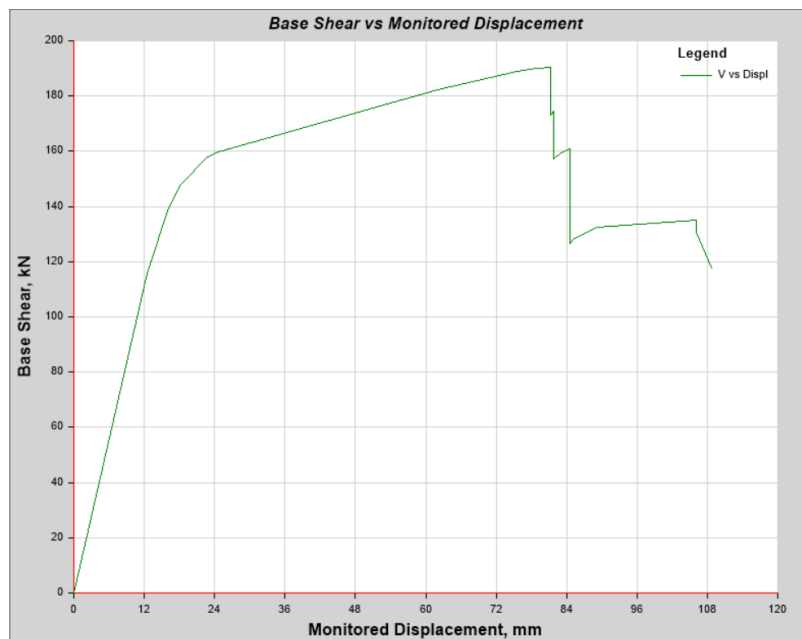


Figure 3-3 : Courbe pushover ETABS

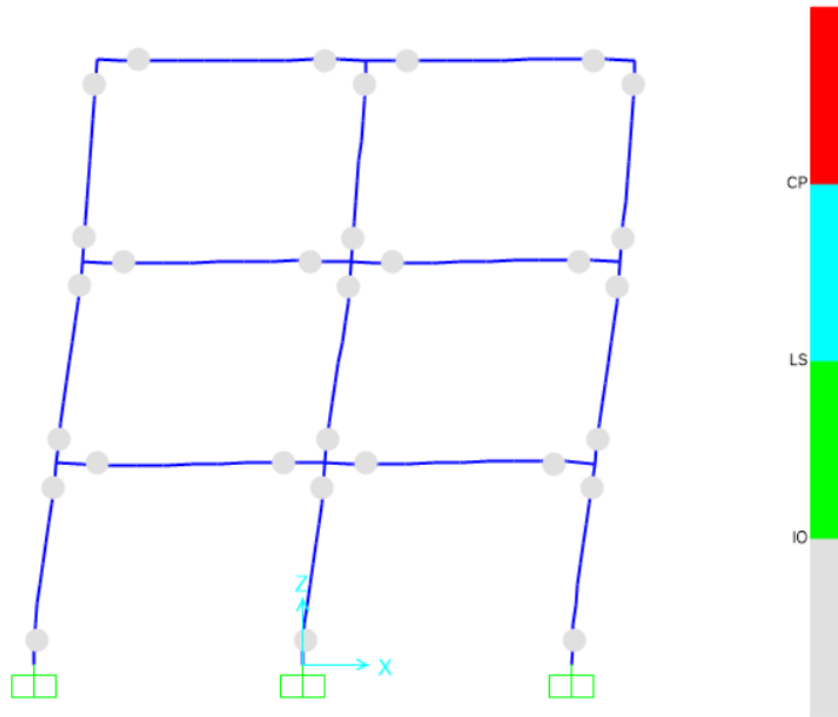


Figure 3-4 : Première étape de la pushover

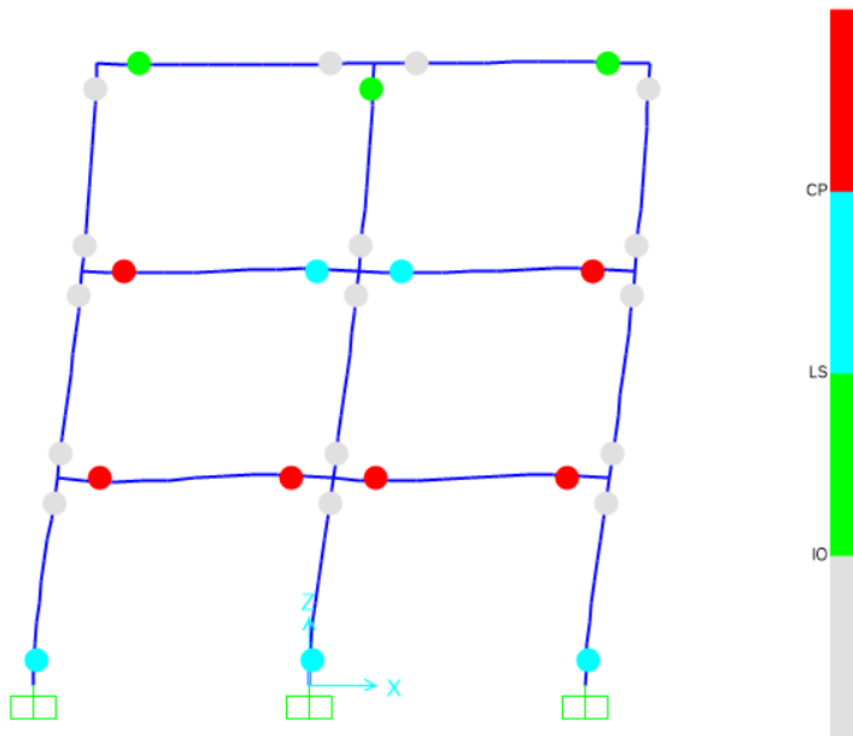


Figure 3-5 : Dernière étape de la pushover

3.3 Détermination du point de performance

Dans ce qui suit, nous allons déterminer le point de performance de notre structure 2D en utilisant les 04 méthodes statiques non linéaires (RPA2024, Eurocode 8, ATC40 et FEMA356)

3.3.1 RPA2024

Dans cette section, l'évaluation du point de performance selon RPA2024 a été détaillée pour montrer les procédures utilisées. Pour cela, deux approches ont été utilisées en plus d'un calcul direct en utilisant le logiciel ETAPS : l'approche analytique et l'approche graphique.

3.3.1.1 Approche analytique

- La structure est d'abord ramenée à un S1DDL, avec les transformations suivantes (Figure 3.6) :

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \text{ et } d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

avec : $\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}$

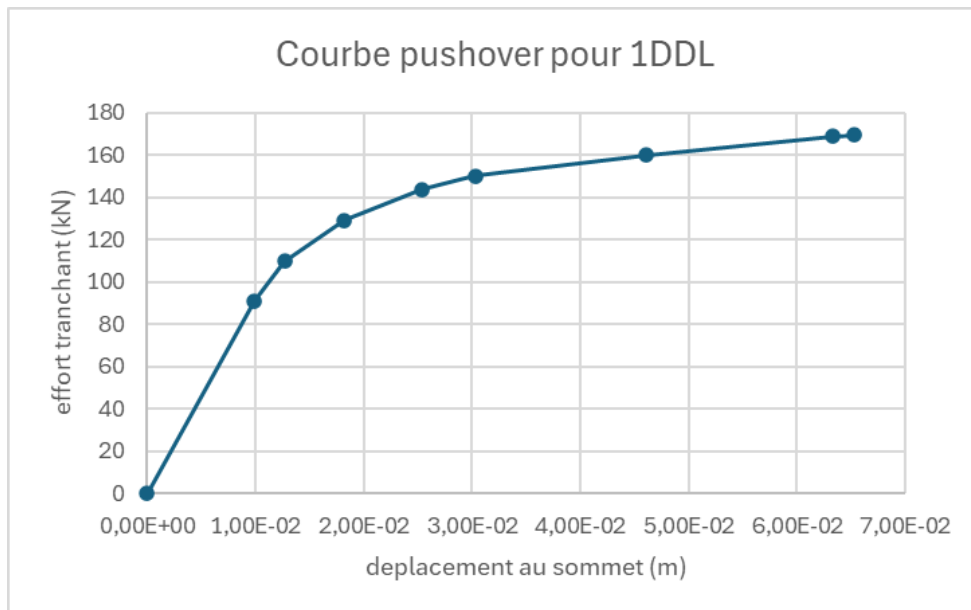


Figure 3-6 : Courbe de capacité du système 1DDL

- La valeur F_y^* utilisée pour la bi linéarisation de la courbe de capacité correspond, selon les normes parasismiques, au point d'apparition du mécanisme plastique. En pratique, ce point peut être identifié à partir des résultats des logiciels de modélisation, car il coïncide avec l'effort tranchant à la base au moment de l'apparition de la première rotule plastique dans les poteaux suivant la théorie de « poteau fort et poutre faible »

(les poutres se plastifie en premier), on aura $F_y^* = 143,61 \text{ KN}$ avec un déplacement associé d_y^* obtenu en utilisant l'égalité des énergies entre la courbe initiale et la courbe bilinéarisée (Figure 3.7) :

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

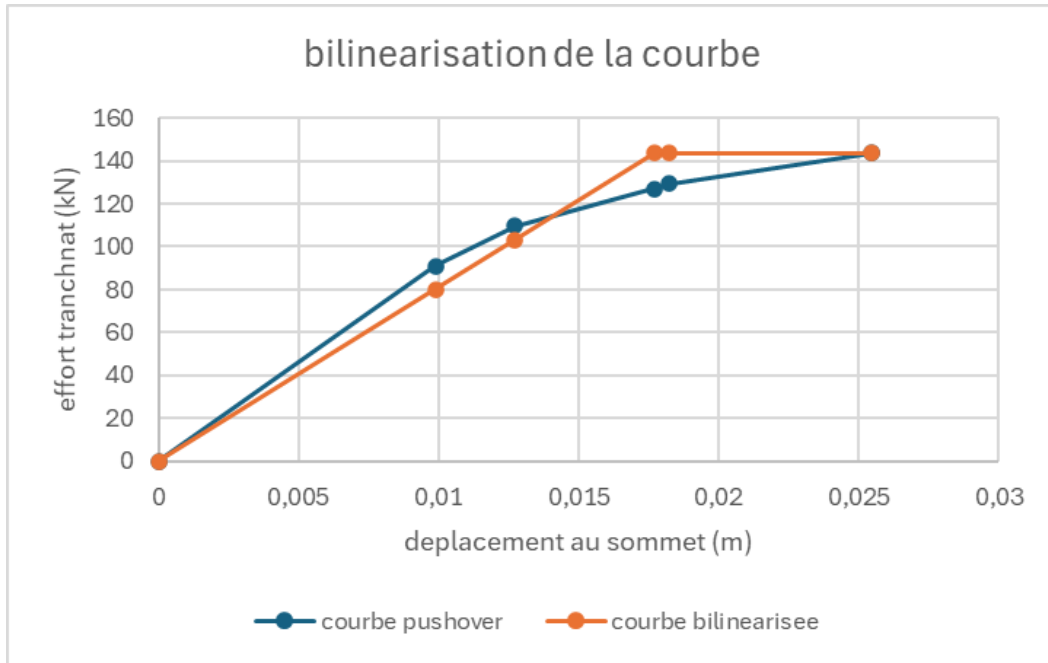


Figure 3-7 : Bi linéarisation de la courbe de capacité

La période propre du S1DDL équivalent est donnée par

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 0,217 \text{ s}$$

Le système étant dans le domaine des périodes courtes ($T^* < T_2$) et avec $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$, la réponse reste élastique :

$$d_t^* = d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad \text{d'où } d_t^* = 7 \text{ mm}$$

En revenant au SPDDL, le déplacement cible sera :

$$d_t = \Gamma d_t^* = 8,8 \text{ mm}$$

Pour identifier l'effort tranchant au point de performance on a suivi les recommandations de Eurocode 8 : refaire une seconde analyse pushover en distribuant $V_b = F_y^* \Gamma = 182,39 \text{ KN}$ sur les étages et en fixant le déplacement de contrôle $d_t = 8,8 \text{ mm}$.

Les forces par étage sont calculées par (Tableau 3.2) :

$$F_i = \frac{W_i \phi_i}{\sum W_i \phi_i} V_b$$

Tableau 3-2 : Distribution des efforts de la 2^{ème} pushover

Étage	M_i	ϕ_i	$M_i \phi_i$	F_i
1	51,04 KN	0,358	18,3 KN	34,98 KN
2	51,04 KN	0,77	39,3 KN	75,13 KN
3	37,8 KN	1	37,8 KN	72,27 KN

→ $V=79,87$ KN

3.3.1.2 Approche graphique

Un spectre élastique est extrait via l'application *RPA2024 Spectra* (Figure 3.8), en intégrant les paramètres sismiques de la région de Tlemcen (zone de sismicité moyenne, site meuble) et du groupe d'importance de l'ouvrage (groupe 2).

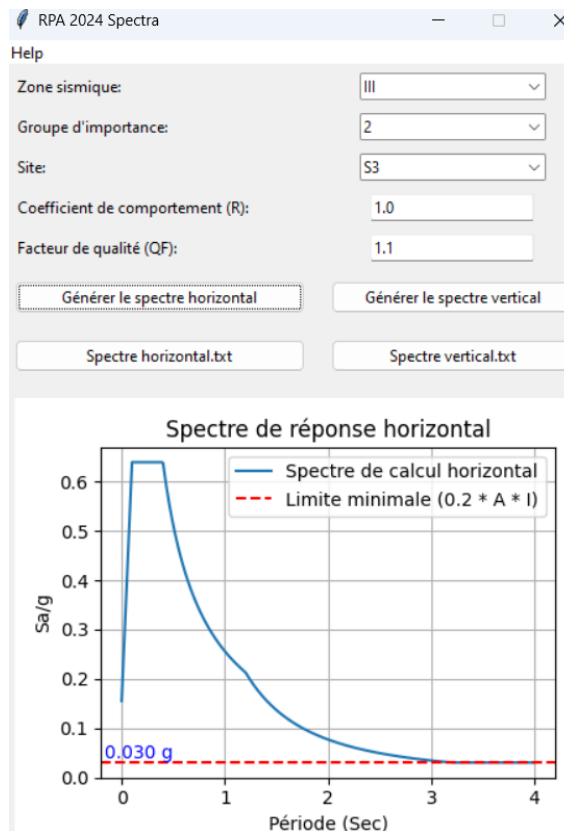


Figure 3-8 : Spectre élastique du RAP2024

Le spectre est ensuite converti du format classique ($S_a/g - T$) au format ADRS ($S_a - S_d$), avec la relation :

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

La courbe de capacité (F^*-d^*) bilinéarisée est transformée au repère (S_a-S_d) et superposée au spectre de demande pour obtenir le point d'intersection d_t^* (Figure 3.9).

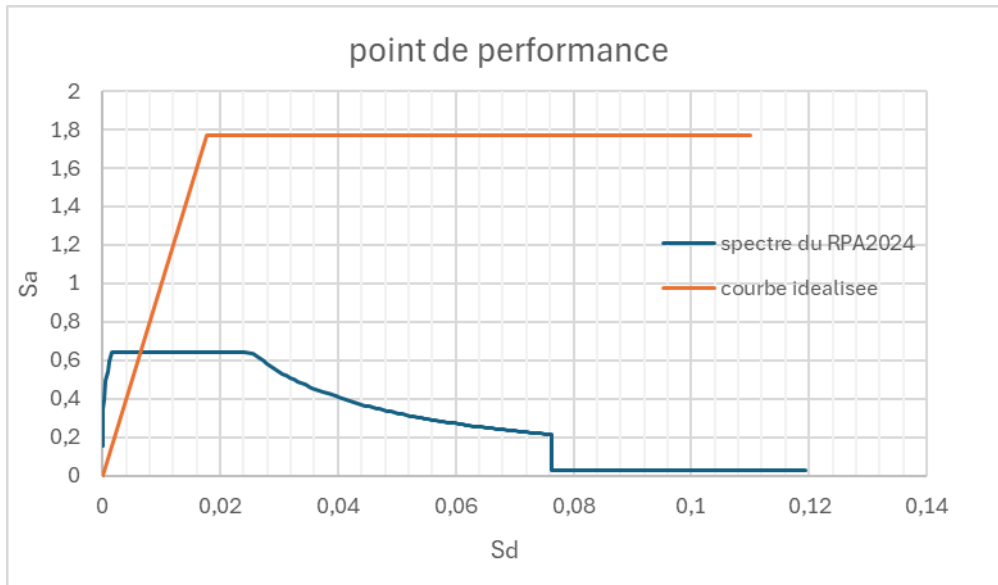


Figure 3-9 : Superposition de la courbe de demande et de la courbe de capacité

D'après la courbe, $d_t^* = 8 \text{ mm}$ d'où $d_t = \Gamma d_t^* = 9 \text{ mm}$

3.3.1.3 Résultats via ETABS

Le logiciel ETABS permet une détermination directe du point de performance en intégrant le spectre élastique des RPA2024 dans l'analyse (Figure 3.10)

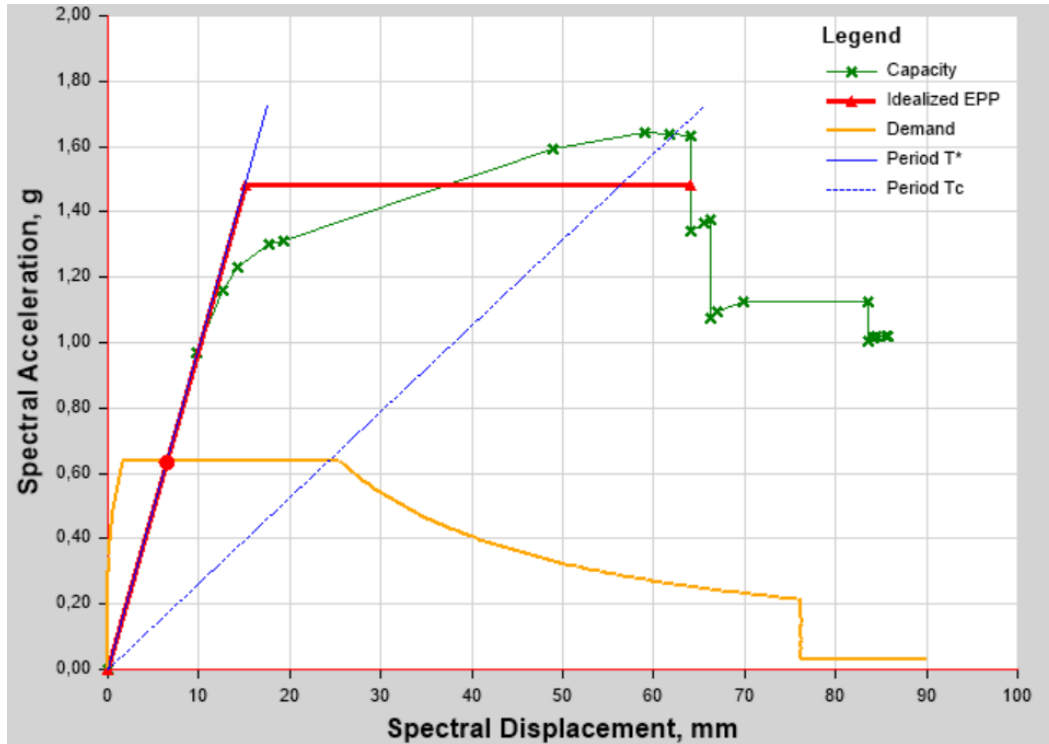


Figure 3-10 : Point de performance du RPA2024 sur ETABS

Les résultats lus directement sont :

$$d_t = 8,3 \text{ mm} \text{ et } V = 76,57 \text{ KN}$$

De ces trois approches, on peut dire que les résultats obtenus sont presque identiques. Dans ce cas, pour la suite des analyses, on utilise directement ETABS pour l'analyse des structures à étudier.

3.3.2 Eurocode 8

Pour appliquer la méthode de l'Eurocode 8 dans le cadre d'une analyse pushover avec ETABS, il est nécessaire d'utiliser un spectre sismique conforme à l'Eurocode. Toutefois, le projet étant initialement fondé sur la réglementation algérienne RPA 2024, une équivalence entre les normes doit être établie.

Les hypothèses retenues dans ce cas seront :

- La structure est située en zone sismique III, soit à une accélération au sol de 0,15g (1,5 m/s²).
- Le spectre de type 2 est adopté, approprié pour les zones sismiques à activité modérée.
- Le sol de type S3 (RPA2024) est assimilé au sol de type C selon l'Eurocode 8.

Sur cette base, les paramètres spectraux nécessaires ont été définis dans ETABS pour construire un spectre de réponse conforme à l'Eurocode.

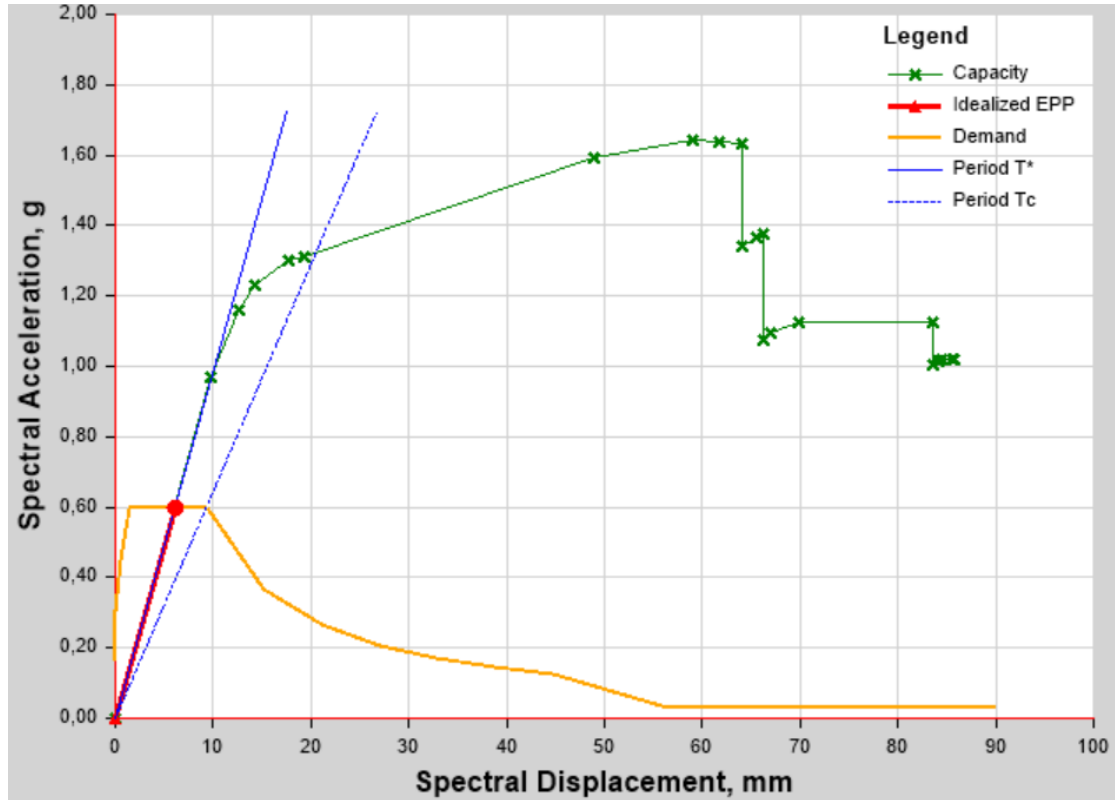


Figure 3-11 : Point de performance de N2 sur ETABS

Les résultats obtenus directement (Figure 3.11) en lisant l’output de ETABS sont :

$$d_t = 7,8 \text{ mm} \text{ et. } V = 71,86 \text{ KN}$$

3.3.3 ATC40

La méthode ATC40 permet de déterminer le point de performance en prenant en compte le comportement non linéaire de la structure. Cette approche a été appliquée automatiquement à l’aide du logiciel SAP2000, qui dispose d’un module intégré dédié.

Dans ce cadre (Figure 3.12) :

- Le spectre élastique correspondant à la zone sismique de Tlemcen a été inséré dans le logiciel.
- L’approche B de l’ATC40 a été retenue, adaptée aux structures présentant un comportement non-linéaire modéré, comme le portique en béton armé situé à Tlemcen (zone à sismicité moyenne et sur un site meuble). Cette approche prend en compte à la fois la ductilité et l’amortissement supplémentaire dus à la dissipation d’énergie.[19]

Figure 3-12 : Introduction du spectre sur SAP2000

Après saisie des données, SAP2000 détermine automatiquement le point d'intersection entre le spectre de capacité et le spectre inélastique obtenue par réduction du spectre élastique. Ce point est lu directement des résultats (Figure 3.13) :

$$d_t = 9,14 \text{ mm} \text{ et } V = 82,636 \text{ KN}$$

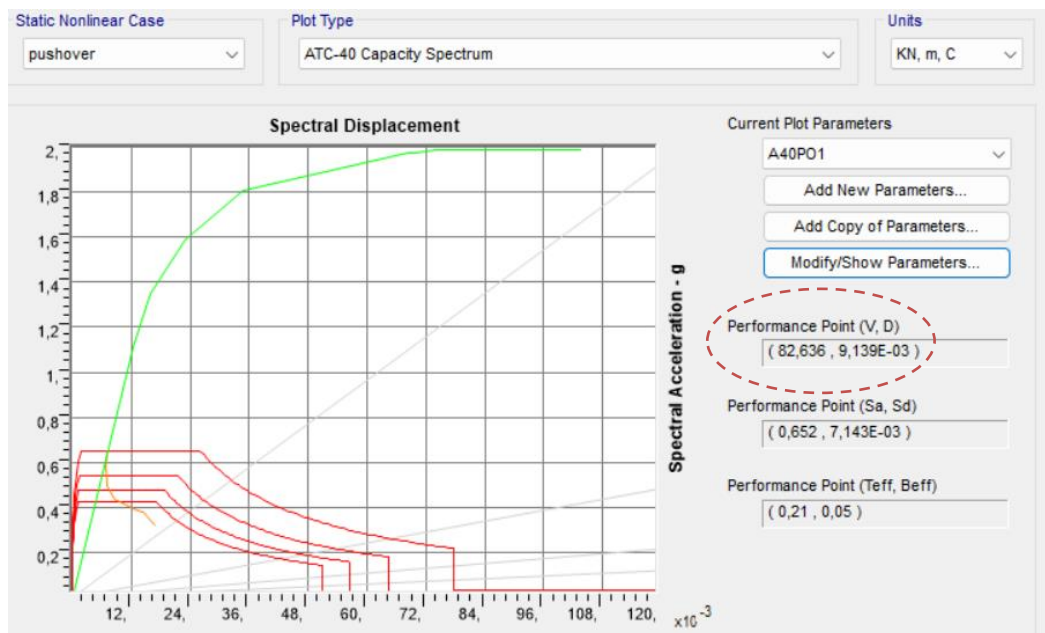


Figure 3-13 : Point de performance de ATC40 sur SAP2000

3.3.4 FEMA 356

La méthode FEMA 356, destinée à l'évaluation de la performance sismique des structures, a été appliquée à l'aide du module intégré dans SAP2000, qui permet une mise en œuvre directe et automatisée de cette approche.

Les étapes sont les suivantes :

- Insertion du spectre élastique appropriée à la région sismique concernée,
- Génération automatique par SAP2000 du spectre de réponse selon FEMA 356.
- Intersection de ce spectre avec la courbe capacité issue de l'analyse pushover.

Ce processus aboutit à l'identification directe du point de performance, défini par un déplacement et un effort tranchant qui traduisent la réponse sismique réelle de la structure selon les critères FEMA 356.

Les résultats obtenus directement (Figure 3.14) en lisant sur le graphe de SAP2000 sont :

$$d_t = 8,49 \text{ mm} \text{ et. } V = 76,767 \text{ KN}$$

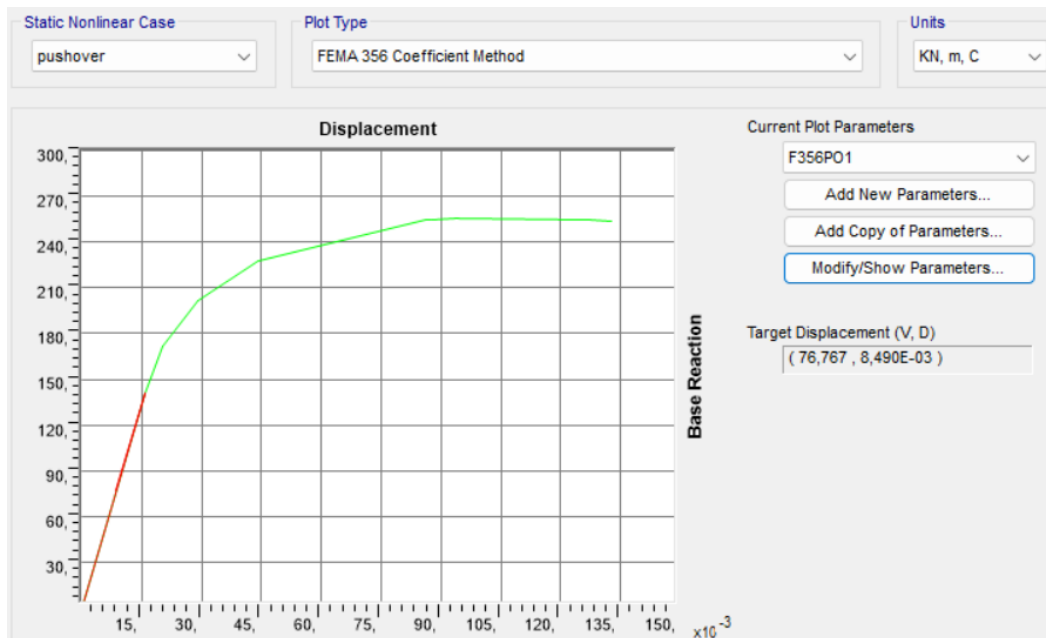


Figure 3-14 : Point de performance de FEMA356 sur SAP2000

3.3.5 Interprétations des résultats

Dans le tableau (3.3) nous avons résumé les résultats obtenus du point de performance pour les 04 méthodes utilisées.

Tableau 3-3 : Résultats de l'analyse pushover

Méthode utilisée	Effort tranchant à la base	Déplacement au sommet	Écart (%) entre V_i et $V_{RPA2024}$
RPA 2024	76,57 KN	8,3mm	0%
Eurocode 8	71,86 KN	7,8mm	-6,14%
ATC 40	82,63 KN	9,13 mm	+7%
FEMA356	76,76 KN	8,48 mm	+ 0,47%

L'analyse comparative des résultats issus de différentes méthodes non linéaires (RPA 2024, Eurocode 8, ATC 40 et FEMA 356) révèle une convergence notable, tant pour l'effort tranchant à la base que pour le déplacement au sommet. En effet, l'effort tranchant calculé varie de moins de 7 % entre la méthode RPA2024 et les autres méthodes.

Cette similitude suggère que, malgré leurs divergences méthodologiques, notamment concernant la bilinéarisation de la courbe de capacité, ces approches fournissent des estimations globales proches pour la structure étudiée.

Cette observation soulève une interrogation pertinente : cette proximité des résultats s'explique-t-elle par un point de performance se situant encore dans le domaine élastique de la courbe de capacité ? Si c'était le cas, la procédure de bilinéarisation principale source de distinction entre les méthodes n'aurait qu'un impact limité, le comportement structural étant alors dominé par sa réponse linéaire.

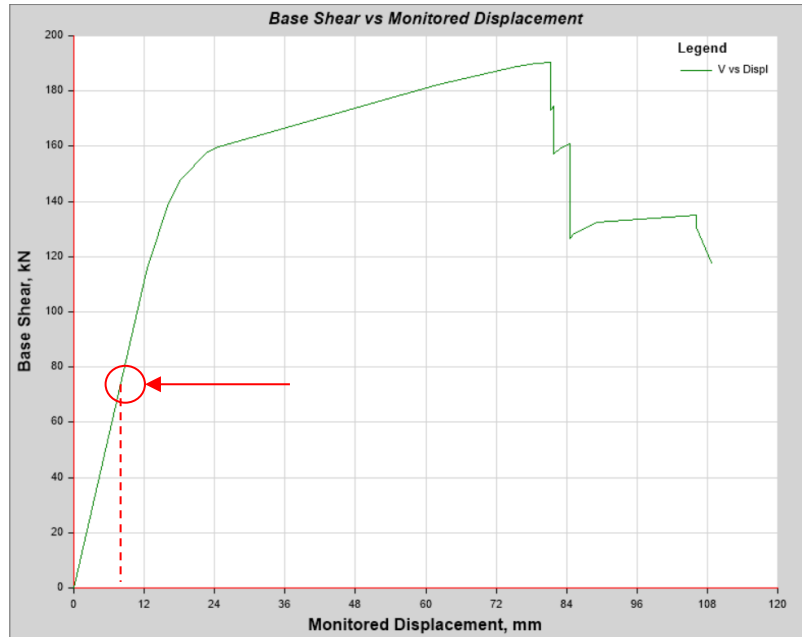


Figure 3-15: Point de performance du R+2 situé à Tlemcen

Afin de vérifier cette hypothèse, il est proposé d'étendre l'investigation à des structures présentant des caractéristiques distinctes. Deux cas d'étude supplémentaires sont ainsi envisagés :

1. Une structure plus élancée (R+4, poteaux 35x35 cm) implantée à Tlemcen (zone de sismicité moyenne). L'objectif est d'induire une demande en ductilité plus importante et d'atteindre potentiellement un comportement post-élastique plus marqué.
2. Une structure de même hauteur (R+2) située à Alger (zone de sismicité plus élevée). Cette configuration permettra d'évaluer l'influence du niveau de sismicité sur la position du point de performance et, par conséquent, sur la convergence ou la divergence des résultats issus des différentes méthodes.

Ces analyses complémentaires viseront à déterminer plus précisément les conditions dans lesquelles les écarts entre les méthodes non linéaires deviennent significatifs, et à confirmer si la convergence initialement observée est effectivement liée à un comportement structural demeuré majoritairement élastique.

Nous présenterons dans ce qui suit les résultats directement sans détailler les étapes de calcul qui restent similaires à celles du 1^{er} exemple. D'où

➤ Structure R+4 située à Tlemcen

Tableau 3-4 : Résultats obtenus du R+4 situé à Tlemcen

Méthode utilisée	Effort tranchant à la base	Déplacement au sommet	Ecart (%) entre V_i et $V_{RPA2024}$
RPA 2024	117,95 KN	24,8 mm	0%
Eurocode 8	91,83 KN	17,5 mm	-22,1%
ATC 40	125,46 KN	28 mm	+ 6,4%
FEMA356	130,45 KN	30 mm	+10,6 %

Pour la structure R+4 située à Tlemcen, volontairement conçue pour augmenter la demande en ductilité, les résultats obtenus mettent en évidence une dispersion plus prononcée par rapport à l'étude initiale (R+2), où les différentes méthodes fournissaient des résultats relativement proches.

On observe en particulier que l'Eurocode 8 conduit à des valeurs nettement inférieures pour l'effort tranchant et de déplacement, avec un écart de $-22,1\%$ pour l'effort tranchant à la référence RPA 2024. À l'inverse, les méthodes américaines (ATC 40 et FEMA 356) produisent des estimations plus élevées, avec des écarts respectifs de $+6,4\%$ et $+10,6\%$.

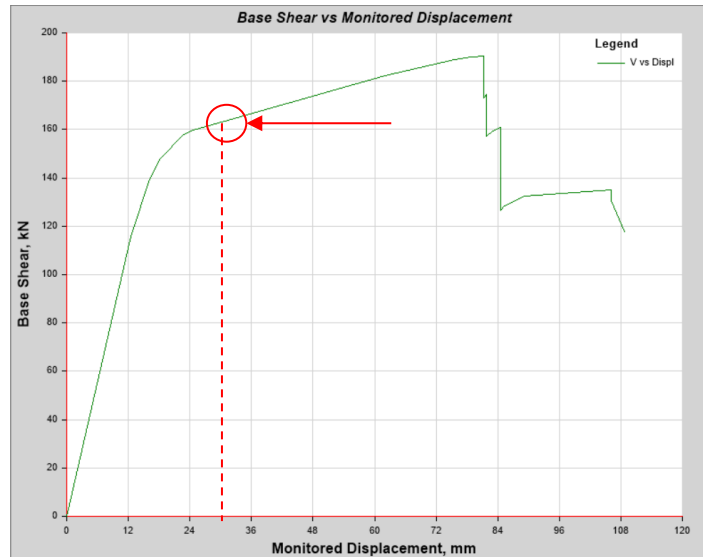


Figure 3-16 : Point de performance du R+4 situé à Tlemcen

Ces écarts marqués confirment que, lorsque le point de performance se situe clairement dans le domaine post-élastique, les hypothèses de bilinéarisation de la courbe de capacité ainsi que les modalités de définition du spectre de demande ont un impact significatif sur les résultats.

➤ Structure R+2 située à Alger

Tableau 3-5 : Résultats obtenus du R+2 située à Alger

Méthode utilisée	Effort tranchant à la base	Déplacement au sommet	Ecart (%) entre V_i et $V_{RPA2024}$
RPA 2024	123,65 KN	15 mm	0%
Eurocode 8	129,56 KN	15,8 mm	+4,7%
ATC 40	132,12 KN	16 mm	+7%
FEMA356	149,6 KN	21 mm	+20,9 %

Dans le cas de la structure R+2 située à Alger, exposée à une sismicité plus élevée, les écarts entre les méthodes non linéaires restent relativement modérés comparativement à ceux observés pour la structure R+4. L'Eurocode 8 fournit des résultats très proches de ceux des RPA 2024, avec un écart de seulement +4,7 % pour l'effort tranchant à la base, et un déplacement au sommet quasiment identique. De même, la méthode ATC 40 donne une estimation légèrement supérieure avec un écart de +7 %, ce qui demeure dans une marge acceptable.

En revanche, la méthode FEMA 356 continue de produire des valeurs sensiblement plus élevées, avec une surestimation de +20,9 % de l'effort tranchant, ainsi qu'un déplacement plus important. Cette tendance confirme le caractère plus conservateur de cette méthode, y compris dans des contextes de forte sismicité.

La bonne concordance entre les résultats des RPA 2024, de l'Eurocode 8 et de l'ATC 40 peut s'expliquer par rigidité globale de la structure R+2, qui limite l'apparition de non-linéarités structurelles significatives. Ainsi, le point de performance demeure dans la zone faiblement non linéaire de la courbe de capacité, réduisant l'influence des différences de bilinéarisation entre les méthodes.

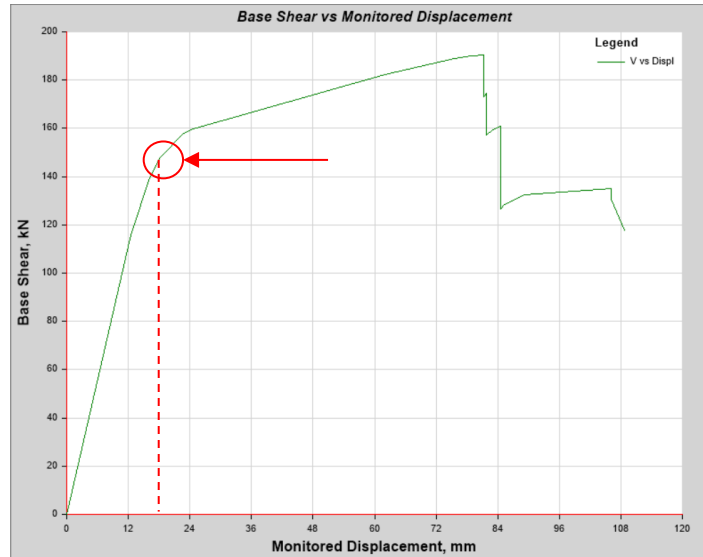


Figure 3-17 : Point de performance du R+2 situé à Alger

Ce constat met en évidence que la convergence ou la dispersion des résultats entre méthodes ne dépend pas uniquement du niveau de sismicité, mais également de la configuration structurelle. En effet, une structure plus rigide et de faible hauteur tend à présenter un comportement sismique plus homogène, quel que soit le référentiel normatif utilisé.

3.4 Conclusion

De cette étude, on peut dire que les analyses menées sur des structures aux caractéristiques différentes confirment que la convergence des méthodes non linéaires n'est pas systématique, et qu'elle dépend fortement du niveau de sollicitation de la structure.

L'hypothèse initiale, selon laquelle la convergence observée dans le premier cas d'étude (R+2 à Tlemcen) était liée à un comportement structurel majoritairement élastique, se voit renforcée. En effet, lorsque la structure est poussée au-delà de son domaine élastique, comme la structure R+4 à Tlemcen, les écarts entre les méthodes s'accroissent de manière significative. L'Eurocode 8, en particulier, se distingue par des estimations nettement inférieures de l'effort tranchant et du déplacement au sommet par rapport aux autres méthodes.

Inversement, la structure R+2 à Alger, bien que soumise à une sismicité plus élevée, présente une meilleure cohérence entre les méthodes (RPA 2024, EC8, ATC 40), probablement en raison de sa rigidité globale qui limite le développement de non-linéarités marquées. Seule la méthode FEMA 356 se démarque par son caractère conservateur, fournissant systématiquement des résultats plus élevés.

Ces constats montrent que les écarts entre les méthodes non linéaires tiennent principalement aux procédures de bilinéarisation de la courbe de capacité et à la détermination du spectre de

demande au point de performance. Bien que leur influence reste modérée dans certains cas, notamment lorsque le comportement reste proche du domaine élastique, ces différences deviennent plus sensibles lorsque la structure entre en phase non linéaire avancée. Cela souligne l'intérêt de bien comprendre les fondements théoriques de chaque méthode afin d'interpréter les résultats avec justesse, en fonction du niveau de sollicitation attendu.

Chapitre 4 : Étude paramétrique

Cette étude paramétrique examine l'influence de certains facteurs jugés importants, comme la forme du chargement latéral, le nombre d'étage, les dimensions des poteaux ou la caractéristique du béton Fc28, sur les résultats des méthodes basées sur l'analyse Pushover. Ces 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.

4.1 Influence du chargement latéral

4.1.1 Contexte

Le type de chargement latéral est le premier paramètre que nous avons choisi de faire varier dans le cadre de notre étude pushover, en raison de son impact déterminant sur la répartition des efforts internes, la forme de la courbe de capacité et, par conséquent, l'estimation du point de performance.

Dans un premier temps, les distributions classiques ont été utilisées :

- La **distribution uniforme** : $F_i = W_i$
- La **distribution modale simplifiée** : $F_i = W_i \phi_i$

Ces méthodes sont faciles à mettre en œuvre, mais leur capacité à représenter fidèlement la distribution réelle des forces sismiques peut s'avérer limitée, en particulier dans le cas des structures irrégulières ou sensibles aux effets de mode supérieurs.

Pour aller au-delà de ces simplifications, nous avons introduit des distributions plus réalistes, afin d'évaluer dans quelle mesure les schémas classiques (uniforme ou modale) restent représentatifs :

- Une **distribution linéaire en hauteur** : $F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V_b$
- Une **distribution avec un exposant k** accentuant la charge dans les niveaux supérieurs : $F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k} V_b$
- La **distribution de type Kunnath**, basée sur une représentation modale améliorée des accélérations latérales attendues.

Cette approche comparative vise à évaluer la sensibilité des différentes méthodes non linéaires (RPA 2024, Eurocode 8, ATC 40, FEMA 356) à la forme du chargement latéral appliqué, et à mesurer la robustesse des hypothèses simplificatrices couramment utilisées.

Les analyses ont été menées sur une structure de type R+3, implanté à Tlemcen, sur un site meuble, composée de poteaux 40×40 cm.

4.1.2 Résultats obtenus

La figure 4.1 représente les courbes de capacité des 05 types de chargement. A une exception près, celle du chargement uniforme, toutes les autres courbes sont identiques.

Le tableau 4.1 résume les résultats obtenus des points de performance pour différents types de chargement et pour les 04 méthodes d'analyse non linéaire retenues. Les valeurs des efforts tranchants sont tracées sous forme d'histogramme dans la figure 4.2 afin d'apprécier la comparaison.

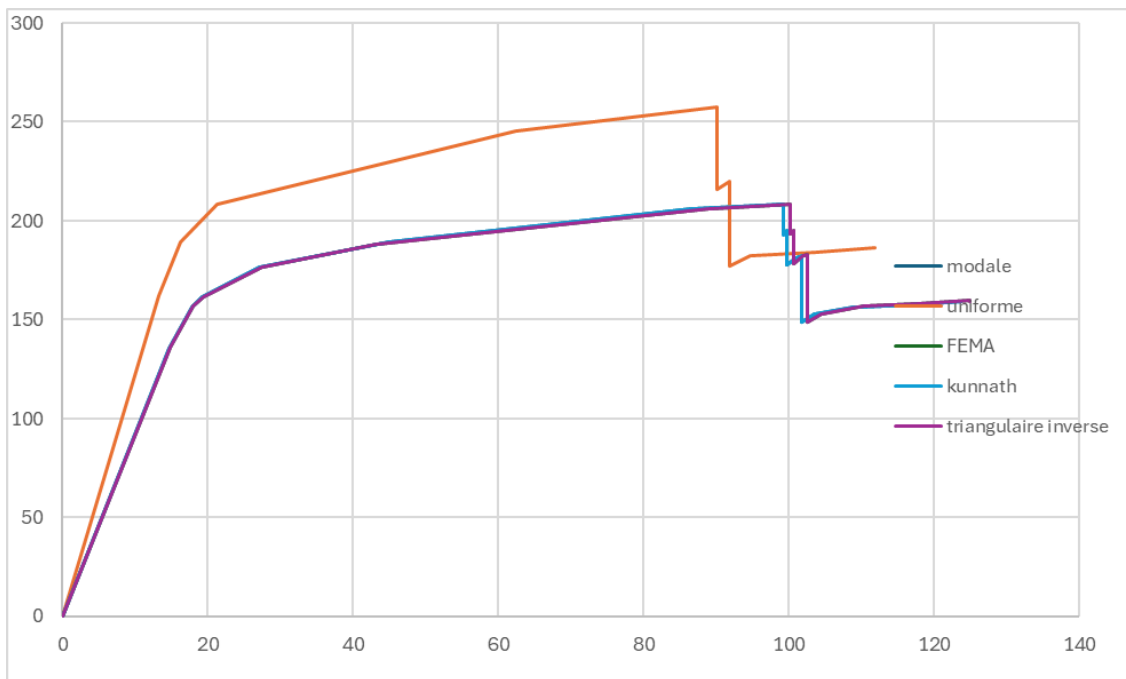


Figure 4-1 : Courbe pushover pour les 5 types de chargements

Tableau 4-1 : Point de performance suivant le type de chargement

	RPA 2024	Eurocode 8	ATC 40	FEMA356
Uniforme $F_i = W_i$	126,11 KN 11mm	118,34 KN 10,4mm	135,18 KN 12mm	137,59 KN 13mm
Modale $F_i = W_i \phi_i$	122,63 KN 13,2mm	114,1 KN 12,5mm	131,45 KN 14mm	133,9 KN 15mm
Triangulaire inversé $F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V_b$	122,32KN 13,2mm	113,63 KN 12,3mm	131,12 KN 14mm	133,012 KN 15mm
FEMA $F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k} V_b$	122,32KN 13,2mm	113,63 KN 12,3mm	131,12 KN 14mm	133,012 KN 15mm
Kunnath $F_i = \sum a \Gamma_j M_i \phi_{ij} S_a(T_j, \xi)$	122,63 KN 13,2mm	114,04KN 12,3mm	131,46 14mm	133,97 KN 15mm

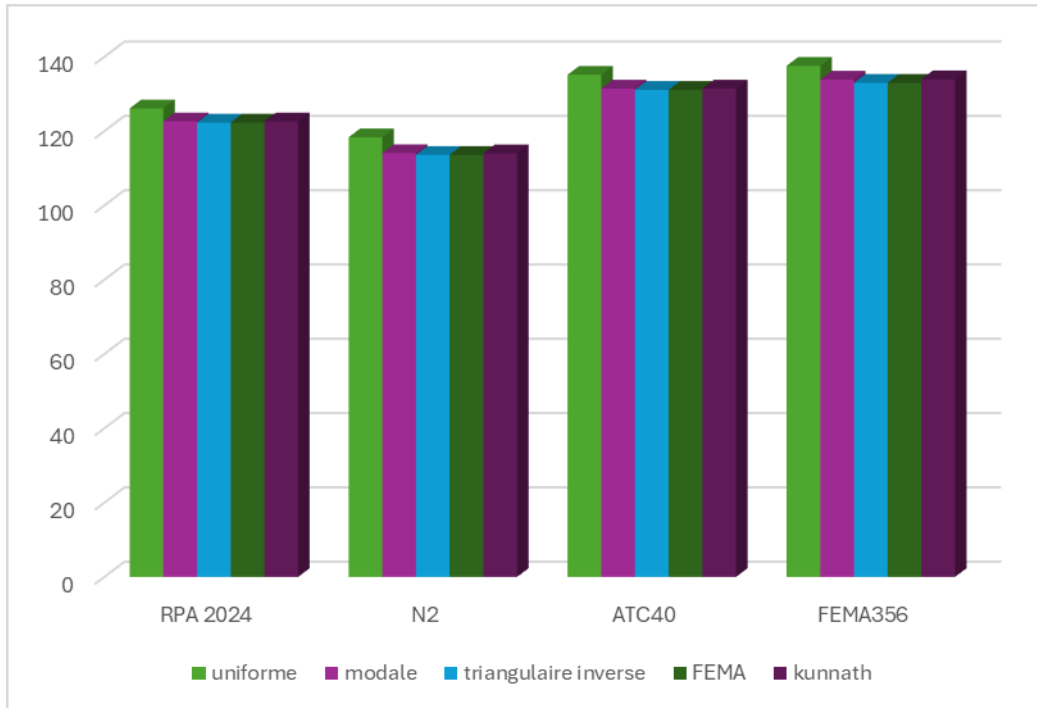


Figure 4-2 : Histogramme de l'effort tranchant en fonction du type de chargement

4.1.3 Interprétation des résultats

Les résultats mettent en évidence une sensibilité à la distribution du chargement latéral. Le schéma de chargement influe directement sur la distribution des efforts sismiques sur la hauteur de la structure, ce qui affecte à la fois la courbe de capacité et le point de performance.

- Le chargement uniforme ($F_i = W_i$), bien que simple, conduit aux efforts tranchants les plus élevés, notamment avec la méthode FEMA 356 (jusqu'à 137,59 KN), traduisant une surestimation de la demande sismique, en particulier aux niveaux inférieurs.
- À l'inverse, la distribution modale simplifiée ($F_i = W_i \phi_i$) donne des résultats très proches des distributions plus réalistes, comme celle de Kunnath ou la distribution triangulaire inversée. Cela suggère que, dans le cas de structures régulières dominées par le premier mode, cette méthode constitue un bon compromis entre simplicité et pertinence physique.
- Les distributions pondérées (linéaire ou avec exposant k) ne montrent pas d'amélioration significative par rapport à la distribution modale dans le cas étudié, ce qui renforce l'idée que la nature modale du comportement reste un critère clé pour choisir le chargement.

Globalement, les écarts entre les méthodes non linéaires (RPA 2024, Eurocode 8, ATC 40 et FEMA 356) restent modérés lorsque le chargement est bien ajusté à la dynamique réelle de la structure. Cela confirme la nécessité de dépasser les approches simplistes, notamment le chargement uniforme, et d'adopter des distributions plus réalistes pour des analyses pushover fiables.

Ainsi, cette étude montre clairement que le choix du chargement latéral est un facteur déterminant dans l'analyse non linéaire. Dans le cas étudié, la distribution modale a démontré une très bonne représentativité tout en restant facile à mettre en œuvre. Elle permet une meilleure estimation du point de performance, sans recourir à des distributions plus complexes, souvent plus coûteuses en temps de modélisation.

4.2 Influence du nombre d'étages

4.2.1 Contexte

Dans cette deuxième analyse paramétrique, l'étude s'intéresse à l'effet de la variation du nombre d'étages sur la capacité sismique d'un portique implanté à Tlemcen (Zone III selon les RPA 2024), reposant sur un sol de classe S3 (site meuble).

Ce paramètre a été sélectionné en raison de son impact direct sur la masse, la rigidité et, par conséquent, sur la réponse dynamique de la structure.

En effet, une structure plus élevée présente non seulement une masse accrue, ce qui intensifie les efforts sismiques à la base, mais également une plus grande flexibilité, la rendant plus sensible aux déplacements latéraux induits par un séisme.

Pour isoler l'effet direct de la hauteur sur la réponse sismique de la structure, les dimensions des poteaux ont été maintenues constantes (40x40 cm).

Le tableau 4.2 résume l'évolution de la période propre de la structure selon le nombre d'étages :

Tableau 4-2 : Période propre

Structure	Période
R+2	0,186 s
R+3	0,253 s
R+4	0,322 s
R+5	0,393 s
R+6	0,465 s
R+8	0,627 s

4.2.2 Résumé des résultats

L'impact du nombre d'étages a été évalué en analysant le point de performance obtenu (tableau 4.3) avec quatre méthodes différentes : RPA 2024, Eurocode 8, ATC 40 et FEMA 356.

Tableau 4-3 : Point de performance suivant le nombre d'étages

	RPA2024	Eurocode 8	ATC 40	FEMA 356
R+2 $\mu=5,6$	91,6 KN 7,1mm	85,96 KN 6,67mm	98,29 KN 7,8mm	89,43 KN 7,04mm
R+3 $\mu=5,33$	122,63 KN 13,2mm	114,1 KN 12,5mm	131,45 KN 14mm	133,9 KN 15mm
R+4 $\mu=5$	144,31KN 21,8mm	118,57KN 16,5mm	155,098 KN 23mm	161,89 KN 24mm
R+5 $\mu=4,54$	149,85 KN 30mm	112,98 KN 20mm	159,88 KN 31mm	164,36 KN 33mm
R+6 $\mu=4,2$	147,91 KN 35mm	104,68 KN 22mm	156,16 KN 36mm	160,15 KN 39mm
R+8 $\mu=2,23$	146,16 KN 47mm	103,98 KN 26mm	155,12 KN 49 mm	160 KN 51mm

L'évolution des efforts tranchants et de la ductilité est également synthétisée ci-dessous :

Tableau 4-4 : Évolution de l'effort tranchant et de la ductilité suivant le nombre d'étages

	μ	RPA 2024	Eurocode8	ATC 40	FEMA 356
R+2 – R+3	-5,06%	24%	24,6%	25,2%	33,2%
R+3 – R+4	-6,6 %	15%	4%	15,2%	17,3%
R+4 – R+5	-10,1%	3,6%	-4,9%	2,9%	1,5%
R+5 – R+6	-8%	-1,3%	-7,9%	-2,4%	-2,6%
R+6 – R+8	-88%	-1%	-0,6%	-0,6%	-0,09%

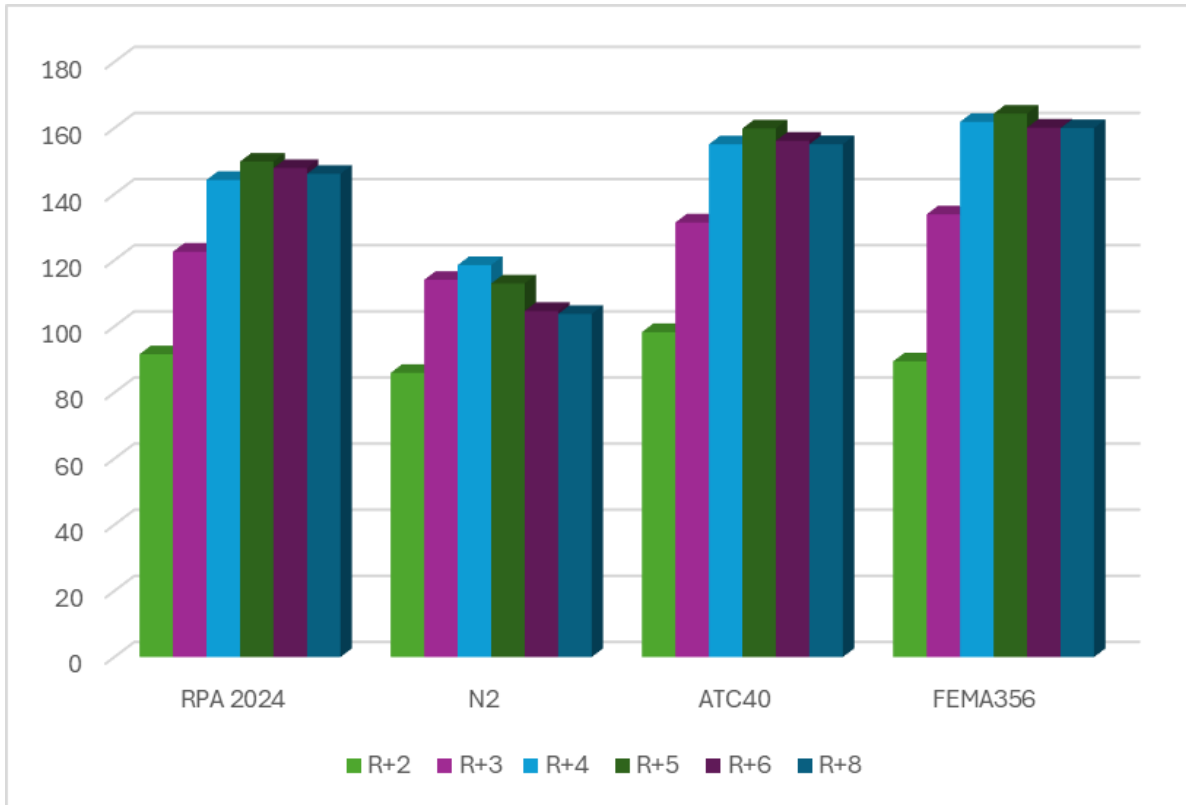


Figure 4-3 : Histogramme de l'effort tranchant en fonction du nombre d'étages

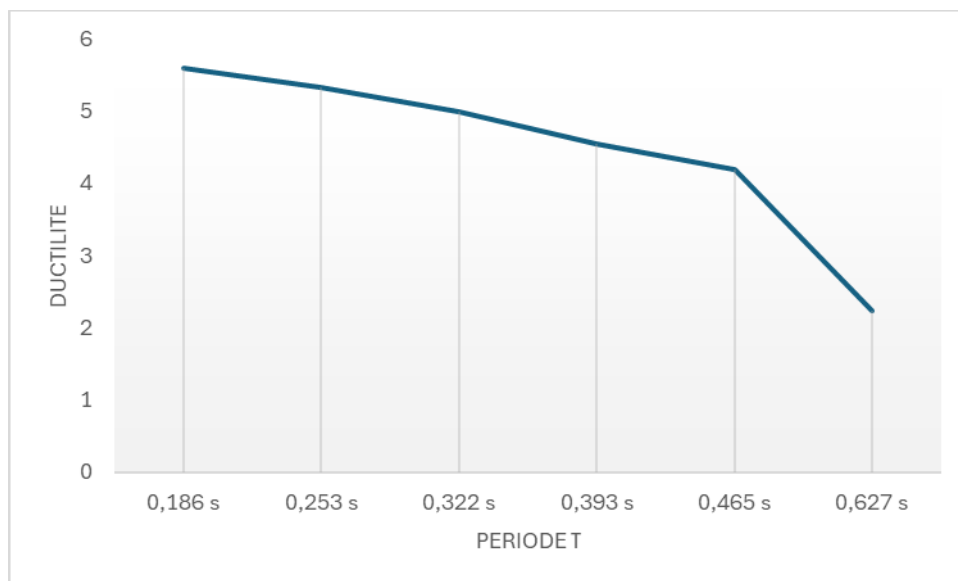


Figure 4-4 : Diagramme de la ductilité en fonction de la période propre

4.2.3 Interprétation des résultats

L'étude de l'impact du nombre d'étages sur le comportement sismique de la structure met en évidence une relation directe entre l'augmentation de la hauteur, la masse, et l'évolution de l'effort tranchant à la base. À mesure que le nombre d'étages augmente, la masse totale de la

structure croît, ce qui influence la période propre et modifie progressivement sa réponse sismique.

- Cette évolution se manifeste, dans un premier temps, par une augmentation significative de l'effort tranchant à la base jusqu'au niveau R+4, pour l'ensemble des méthodes étudiées (RPA 2024, Eurocode8, ATC 40, FEMA 356). Par exemple, selon la méthode RPA 2024, l'effort tranchant à base (V_b) augmente de 24 % entre R+2 et R+3, puis de 15 % entre R+3 et R+4.
- A partir de R+5, la croissance de l'effort s'atténue, voir s'inverse. Les gains deviennent marginaux, ce qui traduit l'apparition d'un comportement dynamique différent. La structure devient plus souple, ce qui diminue l'accélération subie, malgré une masse accrue.
- Au-delà de R+6, une inversion claire de tendance est observée : l'effort tranchant commence à **diminuer**, principalement en raison de l'allongement de la période propre et de la réduction progressive de la ductilité. Ce phénomène est confirmé pour la structure R+8, dont les efforts tranchants sont pratiquement égaux à ceux du R+6, toutes méthodes confondues, malgré une masse plus importante.

Ce résultat met en lumière une limite importante des méthodes linéaires statiques, notamment la méthode statique équivalente, qui évalue l'effort sismique principalement en fonction de la masse. Cette approche conduit à une surestimation des efforts dans les structures hautes, contrairement aux méthodes non linéaires qui capturent mieux la réalité du comportement dynamique.

La baisse de ductilité avec la hauteur suggère une vulnérabilité accrue aux déplacements pour les structures hautes, justifiant une analyse plus rigoureuse de leur comportement sismique. Dans ce contexte, les restrictions imposées par le RPA à l'usage de la méthode statique équivalente pour les bâtiments élevés apparaissent pertinentes et fondées. Elles encouragent le recours à des approches non linéaires plus réalistes pour garantir la sécurité structurelle sans surdimensionnement.

4.3 Influence des dimensions des poteaux

4.3.1 Contexte

Cette troisième étude paramétrique s'intéresse à l'influence des dimensions des poteaux sur la capacité sismique d'un portique R+2 implanté à Tlemcen sur un site meuble. Ce paramètre est crucial, car les poteaux jouent un rôle fondamental dans la résistance et la rigidité globale de la structure sous sollicitation sismique.

En effet, l'augmentation des dimensions des poteaux permet d'améliorer la rigidité latérale de la structure, sa capacité de dissipation d'énergie et de limiter les déplacements. Cependant, cette stratégie présente également des inconvénients pratiques : augmentation du coût des matériaux, complexité de mise en œuvre, et réduction de l'espace utilisable à l'intérieur des bâtiments. Il est donc essentiel d'optimiser les dimensions des poteaux pour trouver un compromis entre performance structurelle et faisabilité économique.

Les cas suivants ont été étudiés (Figures 4.5 à 4.8):

- Poteaux 25 × 25 cm (structure souple),
- 30 × 30 cm (intermédiaire),
- 35 × 35 cm (rigide),
- et 40 × 40 cm (très rigide).

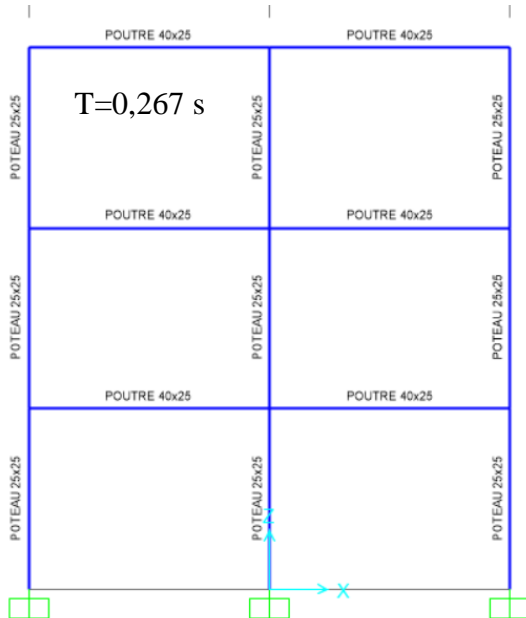


Figure 4-5 : Portique avec des poteaux 25x25

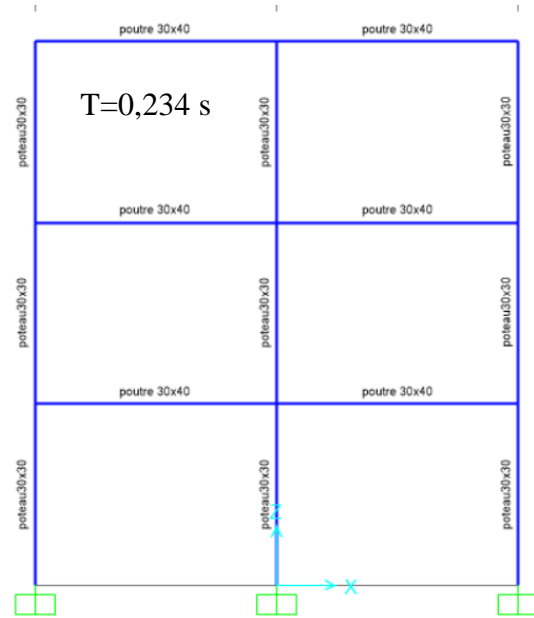


Figure 4-6 : Portique avec des poteaux 30x30

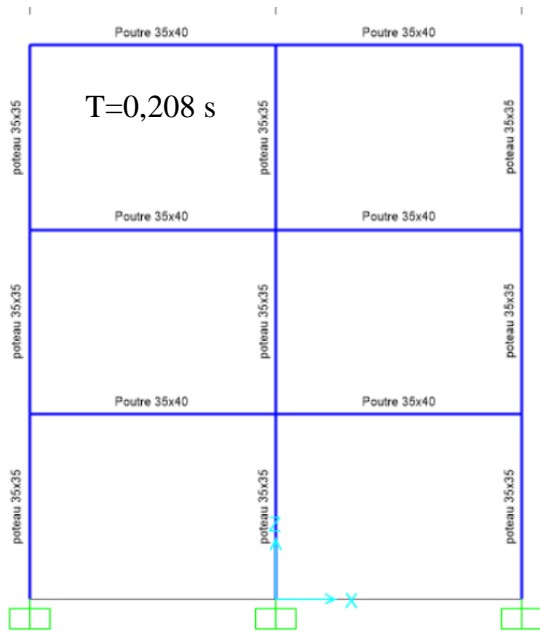


Figure 4-7 : Portique avec des poteaux 35x35

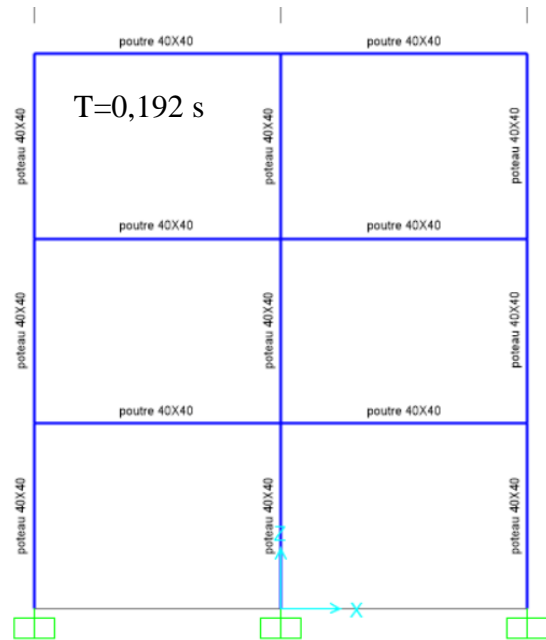


Figure 4-8: Portique avec des poteaux 40x40

4.3.2 Résumé des résultats

Le tableau suivant présente le point de performance obtenu pour chaque configuration, selon les quatre méthodes d'analyse utilisées (RPA 2024, Eurocode 8, ATC 40, FEMA 356). On remarque que les efforts tranchants (V_b) au point de performance augmentent avec la taille des poteaux, tandis que les déplacements diminuent.

Tableau 4-5 : Point de performance suivant les dimensions des poteaux

	RPA2024	Eurocode 8	ATC 40	FEMA 356
Poteau 25x25 $\mu=3,32$	52,29 KN 15,2mm	46,03 KN 13,3mm	52,56 KN 15,3mm	48,19 KN 14 mm
Poteau 30x30 $\mu=3,41$	66,26 KN 11,1mm	58,80 KN 9,6mm	71,15 KN 12mm	65,38 KN 11mm
Poteau 35x35 $\mu=4,90$	81,24 KN 8,8mm	71,86 KN 7,8mm	81,95 KN 9 mm	75,2 KN 8 mm
Poteau 40x40 $\mu=5,8$	97,19 KN 7,5mm	85,96 KN 6,67mm	98,7 KN 7,8mm	91,06 KN 7,4mm

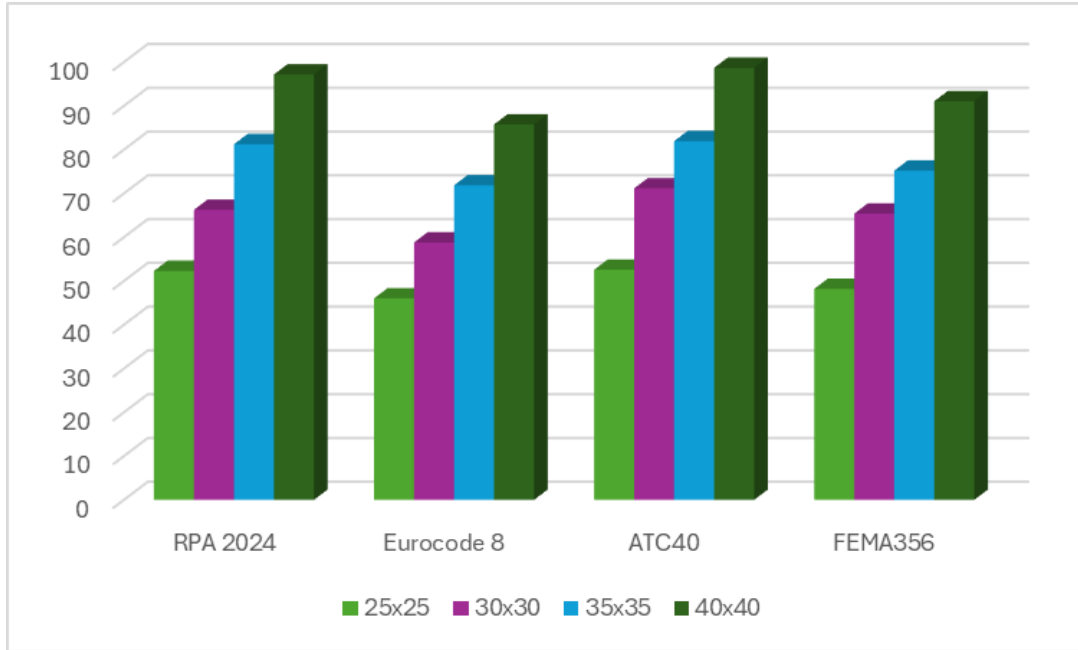


Figure 4-9 : Histogramme de l'effort tranchant en fonction des dimensions des poteaux

4.3.3 Interprétation des résultats

L'analyse met en évidence une relation directe entre les dimensions des poteaux, la rigidité globale de la structure, et les efforts sismiques mobilisés.

- A mesure que la section des poteaux augmente, la structure devient plus rigide, entraînant une réduction des déplacements latéraux et une augmentation de l'effort tranchant à la base, quelle que soit la méthode utilisée.
- Cette évolution est cohérente du point de vue mécanique : une structure plus rigide s'oppose davantage aux actions latérales, ce qui se traduit par une augmentation des sollicitations sismiques au niveau des fondations.
- Par ailleurs, la réduction de la période propre induite par l'augmentation de rigidité conduit à une amplification des accélérations spectrales, donc des efforts.

Ce comportement souligne la nécessité d'un dimensionnement judicieux des poteaux, permettant à la fois d'assurer la stabilité structurelle, de maîtriser les déplacements et de ne pas amplifier indument les efforts sismiques à la base. En effet, une structure trop rigide est stable mais risque de mobiliser des efforts sismiques importants qui peuvent dépasser la capacité des fondations. Alors, qu'une structure trop souple qui présente un bon amortissement d'énergie, peut subir des dépassements excessifs, compromettant sa stabilité.

4.4 Influence de la résistance à la compression du béton, f_{c28}

4.4.1 Contexte

Cette quatrième étude porte sur l'influence de la résistance à la compression du béton f_{c28} sur la réponse sismique d'un portique R+2. La structure analysée est implantée à Tlemcen (zone 3 selon le RPA 2024), sur un sol meuble, et se compose de poteaux de 30x30 cm et de poutres de 30x40 cm (Figure 4.10).

Le paramètre f_{c28} a été retenu en raison de son impact direct sur la rigidité, la résistance et la ductilité des éléments en béton armé. En augmentant la valeur de f_{c28} , on améliore en théorie la performance mécanique des éléments, mais il est important de quantifier dans quelle mesure cette amélioration se traduit par un gain réel de performance sismique.

Les valeurs testées sont :

- 25 MPa (béton ordinaire),
- 30 MPa (standard pour bâtiments courants),
- 35 MPa et 40 MPa (béton à haute performance relative).

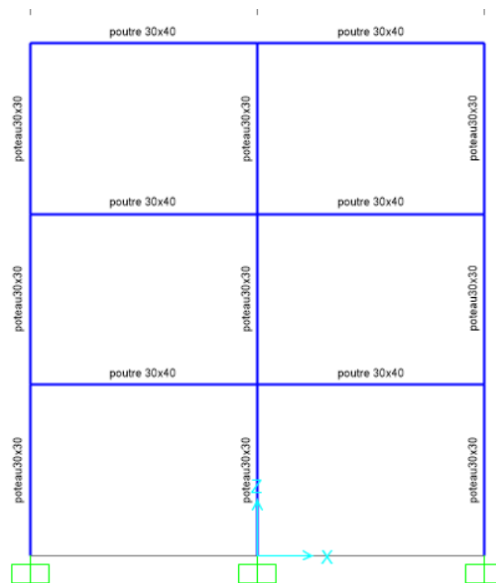


Figure 4-10 : Portique utilisé pour la variation du f_{c28}

4.4.2 Résumé des résultats

Le tableau ci-dessous présente le point de performance (effort tranchant à la base et déplacement) obtenu selon les quatre méthodes d'analyse utilisées pour chaque valeur de f_{c28} .

On remarque en général, que la ductilité diminue progressivement avec l'augmentation de f_{c28} , tandis que l'effort tranchant reste pratiquement constant à partir de 30 MPa.

Tableau 4-6 : Point de performance suivant le f_{c28}

	RPA2024	Eurocode 8	ATC 40	FEMA 356
$f_{c28}=25\text{Mpa}$ $\mu=4,38$	68,4 KN 11,2mm	62,18 KN 10,33mm	70,57 KN 12mm	65,71 KN 11mm
$f_{c28}=30\text{Mpa}$ $\mu=4,35$	67,52 KN 11,1mm	62,18 KN 10,33mm	70,57 KN 12mm	65,66 KN 11mm
$f_{c28}=35\text{Mpa}$ $\mu=4,12$	67,15 KN 11,01mm	62,18 KN 10,33mm	70,57 KN 12mm	65,62 KN 11mm
$f_{c28}=40\text{Mpa}$ $\mu=3,83$	67,15 KN 11,01mm	62,18 KN 10,33mm	70,57 KN 12mm	65,6 KN 11mm

Tableau 4-7 : Évolution de l'effort tranchant et de la ductilité en fonction du f_{c28}

	μ	RPA 2024	Eurocode 8	ATC 40	FEAM 356
Entre 25-30Mpa	-0,68%	-1,3%	0%	0%	-0,076%
Entre 30-35Mpa	-5,58%	-0,54%	0%	0%	-0,06%
Entre 35-40Mpa	-7,57%	0%	0%	0%	-0,03%

4.4.3 Interprétation des résultats

Les résultats de l'analyse de l'effet de la variation de la résistance du béton f_{c28} , allant de 25 MPa à 40 MPa, permettent de tirer plusieurs enseignements importants :

- La ductilité diminue significativement lorsque la résistance du béton augmente, traduisant une réduction de la capacité de déformation plastique des éléments verticaux. Ce phénomène est particulièrement marqué entre 30 MPa et 40 MPa.
- La méthode RPA 2024 et, dans une moindre mesure, FEMA 356, sont sensibles à cette baisse de ductilité. Elles traduisent par une légère réduction de l'effort tranchant

mobilisé, atteignant une variation de $-0,03\%$ pour FEMA 356 et 0% pour RPA 2024 entre 35 MPa et 40 MPa. Cette tendance reflète leur capacité à intégrer l'effet de la rigidité accrue sur la réponse sismique.

- En revanche, les méthodes ATC 40 et Eurocode 8 apparaissent insensibles à cette variation : l'effort tranchant reste constant quelle que soit la résistance du béton. Cela reflète un modèle de calcul plus rigide ou moins sensible à l'évolution des caractéristiques mécaniques.
- L'évolution de la réponse est plus notable entre 25 et 30 MPa. Au-delà de 30 MPa, l'effet de l'augmentation de f_{c28} devient quasiment négligeable, et la structure semble atteindre un palier de performance.

En conclusion, cette analyse montre que la variation de la résistance du béton influe différemment selon les méthodes d'analyse employées. Si certaines réagissent de manière plus marquée aux changements de rigidité, d'autres adoptent une réponse plus conservatrice ou insensible. Dans tous les cas, il apparaît qu'au-delà de 30 MPa, l'amélioration du f_{c28} n'apporte pas de gain significatif en termes de performance sismique. La diminution de la ductilité peut même s'avérer pénalisante pour le comportement global sous séisme.

Ainsi, dans une démarche d'optimisation structurelle, il n'est pas recommandé de recourir à des bétons de haute résistance uniquement dans l'objectif d'améliorer la réponse sismique. Il serait plus judicieux de cibler d'autres paramètres.

4.5 Conclusion

L'étude paramétrique menée sur un portique R+2 implanté à Tlemcen a permis d'évaluer l'influence de quatre paramètres clés sur la performance sismique de la structure.

- Le choix du chargement latéral est un facteur déterminant dans l'analyse non linéaire. Dans le cas étudié, la distribution modale a démontré une très bonne représentativité tout en restant facile à mettre en œuvre. Elle permet une meilleure estimation du point de performance, sans recourir à des distributions plus complexes, souvent plus coûteuses en temps de modélisation.
- L'augmentation du nombre d'étages entraîne une croissance de la masse et une réduction de la rigidité globale, allongeant la période propre et augmentant la vulnérabilité sismique, notamment en termes de déplacements et de ductilité.

- L'augmentation des dimensions des poteaux améliore la rigidité et la résistance, ce qui se traduit par une élévation de l'effort tranchant au point de performance. Toutefois, cette rigidification doit rester modérée pour éviter une sollicitation excessive et une perte de ductilité.
- En revanche, la variation de la résistance du béton (f_{c28}), bien qu'ayant un effet local sur la rigidité, montre une influence limitée au-delà de 30 MPa, sans amélioration significative de la performance sismique.

Chapitre 5 : Etude d`une structure tridimensionnelle

5.1 Introduction

Dans ce dernier chapitre, l'étude se focalise sur l'application des méthodes d'analyse sismique à une structure tridimensionnelle en béton armé de type R+3 (Figure 5.1), destinée à l'habitation collective située à Tlemcen, en zone de sismicité moyenne (RPA2024, site S3). L'objectif est de comparer les réponses structurelles obtenues à partir des méthodes statiques linéaires (RPA2003 et RPA2024) et non linéaires (RPA2024, Eurocode 8, ATC 40 et FEMA356).

L'analyse statique linéaire, prescrite par le RPA 2003 et actualisée dans le RPA 2024, repose sur des hypothèses simplifiées. Elle permet une estimation rapide des efforts internes et déplacements, mais reste limitée dans la prise en compte des non-linéarités structurelles.

Afin d'évaluer plus précisément le comportement de la structure en domaine post-élastique, des méthodes statiques non linéaires sont ensuite appliquées. Ces méthodes permettent d'estimer la capacité de la structure au-delà de sa limite élastique et d'identifier ses points faibles potentiels.

L'analyse est menée sur un modèle 3D, en intégrant les caractéristiques géométriques, mécaniques et sismiques représentatives d'un bâtiment courant. Les résultats obtenus (déplacements et effort tranchant à la base) permettront de tirer les différences entre les approches linéaires et non linéaires, et d'évaluer l'impact des hypothèses de calcul sur la performance sismique globale de la structure.

Le bâtiment, d'une hauteur totale de 12 mètres (quatre niveaux de 3 mètres), présente un système de contreventement de type portique auto stable, adapté aux constructions en zone modérément sismique, et appartient à la catégorie d'importance II, avec une terrasse accessible.

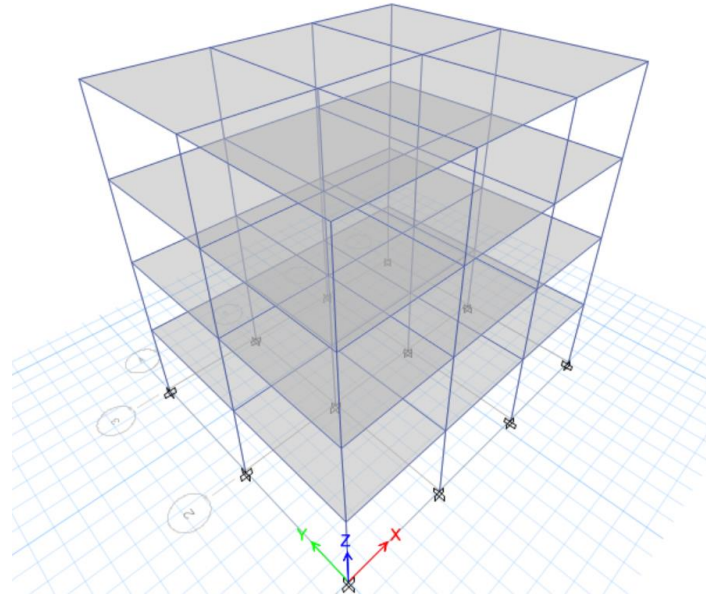


Figure 5-1 : Structure tridimensionnelle

En plan, la structure est composée de **trois travées de 4 mètres dans le sens X** et **deux travées de 5 mètres dans le sens Y**, assurant une bonne stabilité spatiale et un comportement symétrique face aux sollicitations sismiques (Figure 5.2).

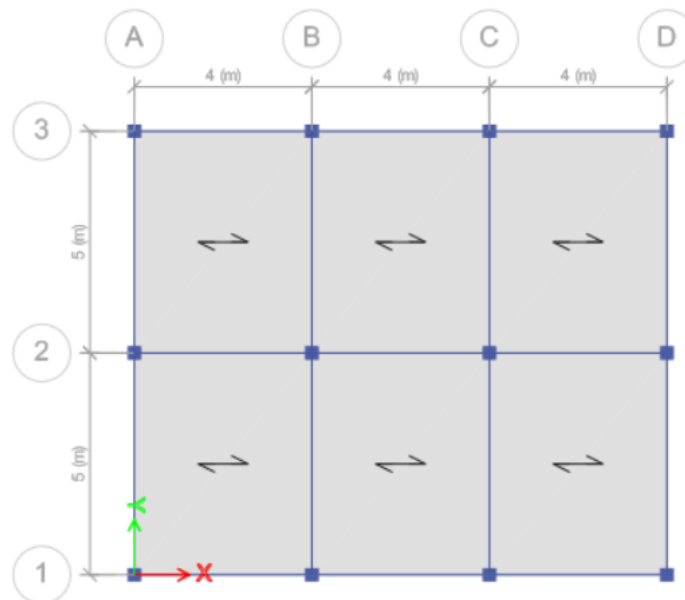


Figure 5-2 : Vue en plan

5.2 Prédimensionnement des éléments.

5.2.1 Plancher

Le plancher est un corps creux $ht = \frac{L_{max}}{22,5} = 18\text{cm}$ on prend $ht = 20\text{cm}$ (16+4)

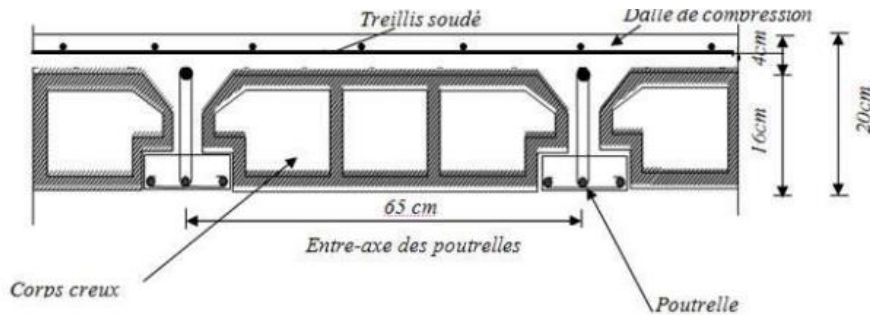


Figure 5-3 : Plancher corps creux

- ❖ Surcharge de la terrasse accessible

Tableau 5-1 : Surcharge de la terrasse accessible

Matériaux	Poids surfacique
Carrelage 2cm	44 kg/m ²
Chape de ciment 2cm	40 kg/m ²
Forme de pente 7cm	154 kg/m ²
Liège 4cm	1,6 kg/m ²
Enduit de ciment 2cm	36 kg/m ²
Etanchéité multicouche	12 kg/m ²
Hourdis 16+4	264 kg/m ²

- ❖ Surcharge étage courant

Tableau 5-2 : Surcharge de l'étage courant

Matériaux	Poids surfacique
Revêtement en marbre 2cm	56 kg/m ²
Chape de ciment 2cm	40 kg/m ²
Lit de sable 3cm	51 kg/m ²
Enduit de Plâtre 3cm	30 kg/m ²
Cloison en maçonnerie	100 kg/ m ²
Hourdis 16+4	264 kg/ m ²

5.2.2 Poutres

❖ Sens x-x

$\frac{Lx}{15} \leq ht \leq \frac{Lx}{10}$ on prend $ht=40\text{cm}$ avec $0,3ht \leq b \leq 0,8ht$ donc $b=30\text{cm}$

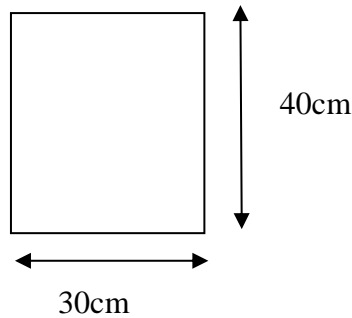


Figure 5-4 : Poutre x-x

❖ Sens y-y

$\frac{Ly}{15} \leq ht \leq \frac{Ly}{10}$ on prend $ht=45\text{cm}$ avec $0,3ht \leq b \leq 0,8ht$ donc $b=35\text{cm}$

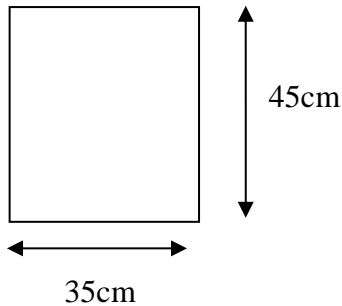


Figure 5-5 : Poutre y-y

5.2.3 Poteaux

- Les poteaux ont des sections carrés $a=b$
- Le prédimensionnement est établi en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{Br * fc28}{0,9\gamma b} + \frac{As * fe}{\gamma s} \right)$$

Avec :

Br : section réduite du poteau (en cm^2).

As : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

fc28 : résistance à la compression de béton.

fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton .

$\gamma s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux.

- D'après le RPA2024, pour la zone sismique moyenne $A_{min}=0,9\% Br$.
- Le λ est fixé à 35 donc $\alpha=0,71$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{fc28}{0,9\gamma_b} + \frac{As*fe}{Br*\gamma_s} \right)}$$

$$Br \geq 0,55 Nu$$

- Surface sur le Poteau central $S=20m^2$

Tableau 5-3 : Poids de la terrasse accessible revenant au poteau central

Terrasse accessible			
Charge	Surface	Charge (KN /m ²)	Poids (KN)
Plancher	20 m ²	5,51	110,2
Exploitation	20 m ²	1,5	30

Tableau 5-4 : Poids de l'étage courant revenant au poteau central

Etage courant			
Charge	Surface	Charge (KN /m ²)	Poids (KN)
Plancher	20 m ²	5,41	108,2
Exploitation	20 m ²	1,5	30

- Loi de dégression $NG= (G0+nG)$ et $NQ= (Q0+\eta Q)$

Avec :

N: nombre des étages

η : coefficient de dégression

$$Pu=1,35NG+1,5NQ$$

$$Nu=1,1Pu$$

Tableau 5-5 : Poids total repris par le poteau central du RDC

	G	NG	Q	NQ	Pu	Nu
3eme étage	110,2	110,2	30	30	193,77	213,148
2eme étage	108,2	218,4	30	60	384,84	423,324
1er étage	108,2	326,6	30	87	571,41	628,551
RDC	108,2	434,8	30	111	753,48	828,828

$$Br \geq 539,22cm^2 \text{ donc } a=\sqrt{Br} +2cm = 25cm$$

- Vérification de l'effort normal réduit

$$v = \frac{Nu}{Br*fc28} = 0,61 \geq 0,35 \text{ Non verifier [20]}$$

Un redimensionnement est nécessaire : $Br \geq \frac{Nu}{0,35*fc28} \longrightarrow$ poteaux 35x35 cm²

Dans une démarche d'optimisation on opte pour des poteaux 35x35 pour le RDC et le 1^{er} étage et puis des poteaux de 30x30 pour le 2^{ème} et le 3^{ème} étage.

5.2.4 Mur périphérique

Les murs périphériques sont constitués d'une double paroi en briques, composée d'un premier mur de 10 cm, d'une lame d'air de 5 cm, et d'un second mur de 15 cm d'épaisseur. Cette configuration assure à la fois une isolation thermique et acoustique adaptée au confort des habitants.

5.2.5 Acrotère

L'acrotère est un élément de relevé en périphérie des toitures-terrasses, jouant un rôle à la fois fonctionnel, esthétique et sécuritaire. Dans le cas d'une terrasse accessible, son dimensionnement revêt une importance particulière, notamment pour garantir la sécurité des usagers et assurer une bonne étanchéité.

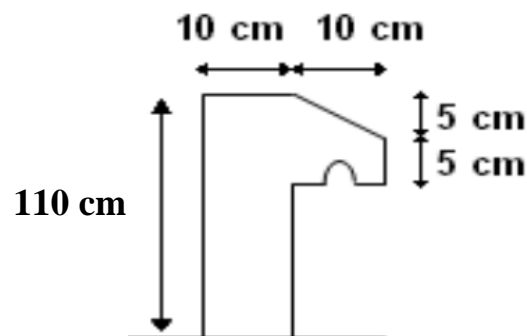


Figure 5-6 : Acrotère

5.3 La méthode statique équivalente

5.3.1 Calcul du poids propre de la structure

Tableau 5-6 : Poids propre des étages

Étage	Poids
RDC	$W_{dalle}=5,41 \times 12 \times 10 = 649,2 \text{ KN}$ $W_{poteaux}=25 \times 12 \times 0,35 \times 0,35 \times 3 = 110,25 \text{ KN}$ $W_{poutre}=25 \times (0,3 \times (4-0,35) \times 0,4 \times 9 + 0,35 \times (5-0,35) \times 0,45 \times 8) = 245,03 \text{ KN}$ $W_{mur}=3 \times 3 \times 2 \times (10+12) \times 0,7 = 277,2 \text{ KN (30\% d'ouverture)}$ $0,2 * W_Q = 1,5 \times 10 \times 12 \times 0,2 = 36 \text{ KN}$
1 ^{er}	$W_{dalle}=5,41 \times 12 \times 10 = 649,2 \text{ KN}$ $W_{poteaux}=25 \times 12 \times 0,35 \times 0,35 \times 3 = 110,25 \text{ KN}$ $W_{poutre}=25 \times (0,3 \times (4-0,35) \times 0,4 \times 9 + 0,35 \times (5-0,35) \times 0,45 \times 8) = 245,02 \text{ KN}$ $W_{mur}=3 \times 3 \times 2 \times (10+12) \times 0,7 = 277,2 \text{ KN (30\% d'ouverture)}$ $0,2 * W_Q = 1,5 \times 10 \times 12 \times 0,2 = 36 \text{ KN}$
2 ^{ème}	$W_{dalle}=5,41 \times 12 \times 10 = 649,2 \text{ KN}$ $W_{poteaux}=25 \times 12 \times 0,3 \times 0,3 \times 3 = 81 \text{ KN}$ $W_{poutre}=25 \times (0,3 \times (4-0,3) \times 0,4 \times 9 + 0,35 \times (5-0,3) \times 0,45 \times 8) = 247,95 \text{ KN}$ $W_{mur}=3 \times 3 \times 2 \times (10+12) \times 0,7 = 277,2 \text{ KN (30\% d'ouverture)}$ $0,2 * W_Q = 1,5 \times 10 \times 12 \times 0,2 = 36 \text{ KN}$
Terrasse accessible	$W_{dalle}=5,51 \times 12 \times 10 = 661,2 \text{ KN}$ $W_{poteaux}=25 \times 12 \times 0,3 \times 0,3 \times 3 = 81 \text{ KN}$ $W_{poutre}=25 \times (0,3 \times (4-0,3) \times 0,4 \times 9 + 0,35 \times (5-0,3) \times 0,45 \times 8) = 247,95 \text{ KN}$ $W_{actroteere} = 25 \times (1,1 \times 0,1 + 0,05 \times 0,1 + \frac{0,05}{2} \times 0,1) \times 2 \times (10+12) = 128,48 \text{ KN}$ $0,2 * W_Q = 1,5 \times 10 \times 12 \times 0,2 = 36 \text{ KN}$
Structure	5082 KN

5.3.2 Règlement parasismique algérien version 2024

La formule employée pour calculer l'effort tranchant à la base : $V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$

5.3.2.1 Sens x-x

- ❖ La période fondamentale T_0

Tableau 5-7 : Période fondamentale

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

✓ $T_{\text{empirique}} = C_T \cdot h_n^{3/4} = 0,075 \cdot 12^{3/4} = 0,48 \text{ s}$

✓ $T_{\text{calcul}} = 0,65 \text{ s}$

On a $T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$ par conséquent $T_0 = 0,63 \text{ s}$

❖ Coefficient de correction

$\lambda = 0.85$: si $T_0 \leq (2.T_2)$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux

$\lambda = 1$, autrement.

On a $T_2 = 0,4 \text{ s}$ ($T_0 \leq (2.T_2)$) et le bâtiment a plus de 2 niveaux $\longrightarrow \lambda = 0.85$

❖ Spectre de calcul

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

$S = 1,55$ (spectre de type 2 et sol de type S3)

$I = 1$ (groupe d'importance 2)

$A = 0,15$ (zone sismique moyenne)

Tableau 5-8 : Critère du facteur de qualité dans le sens x suivant RPA24

Critère q	Pq
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Conditions minimales sur le nombre étage	0
Conditions minimales sur les travées	0

$Q_F = 1$

❖ Effort tranchant à la base

Pour réduire l'effort tranchant sismique appliqué à la base de la structure afin de tenir compte de son comportement non linéaire, il est nécessaire d'introduire le coefficient de comportement R.

Tableau 5-9 : Effort tranchant à la base dans le sens x suivant RPA2024

Type de contreventement	Auto stable sans remplissage en maçonnerie
Coefficient R	5,5
Effort tranchant à la base	289,85 KN

5.3.2.2 Sens y-y

- ❖ La période fondamentale T_0

Tableau 5-10 : Période fondamentale

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

$$T_{empirique} = C_T * h_n^{3/4} = 0,075 * 12^{3/4} = 0,48 \text{ s}$$

$$T_{calcul} = 0,64 \text{ s}$$

On a $T_{calcul} \geq 1.3 T_{empirique}$ par conséquent $T_0 = 0,63 \text{ s}$

- ❖ Coefficient de correction

$\lambda = 0.85$: si $T_0 \leq (2.T_2)$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux

$\lambda = 1$, autrement.

On a $T_2 = 0,4 \text{ s}$ ($T_0 \leq (2.T_2)$) et le bâtiment a plus de 2 niveaux $\rightarrow \lambda = 0.85$

- ❖ Spectre de calcul

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

$S = 1,55$ (spectre de type 2 et sol de type S3)

$I = 1$ (groupe d'importance 2)

$A = 0,15$ (zone sismique moyenne)

Tableau 5-11 : Critère du facteur de qualité dans le sens y suivant RPA24

Critère q	Pq
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Conditions minimales sur le nombre étage	0
Conditions minimales sur les travées	0,1

$$Q_F = 1,1$$

❖ Effort tranchant à la base

Tableau 5-12 : Effort tranchant à la base dans le sens y suivant RPA2024

Type de contreventement	Auto stable sans remplissage en maçonnerie
Coefficient R	5,5
Effort tranchant a la base	318,83 KN

5.3.3 Règlement parasismique algérien version 2003

La formule employée pour le calcul de l'effort tranchant a la base : $V = \frac{A.D.Q}{R} \times W$

5.3.3.1 Sens x-x

❖ La période fondamentale

$$T = C_T * h_n^{3/4} = 0,075 * 12^{3/4} = 0,48 \text{ s}$$

❖ Coefficient d'accélération de la zone

A=0,127 (zone sismique 1 et groupe d'usage 2)

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen

D=2,5η (T2=0,5 s donc $0 \leq T \leq T2$).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,93 \quad (\xi = 6 \text{ remplissage léger})$$

$$D = 2,325$$

❖ Coefficient de comportement R

R=5,0 (portique auto stable)

❖ Facteur de qualité

Tableau 5-13 : Critère du facteur de qualité dans le sens x suivant RPA2003

Critère q	Pq
Condition minimale sur les files	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de qualité des matériaux	0,05
Contrôle de qualité de l'exécution	0,1

$$Q = 1,15$$

❖ Effort tranchant à la base

Tableau 5-14 : Effort tranchant a la base dans le sens x suivant RPA99/2003

Type de contreventement	Auto stable sans remplissage en maçonnerie
Coefficient R	5
Effort tranchant a la base	271,81 KN

5.3.3.2 Sens y-y

❖ La période fondamentale

$$T = C_T * h_n^{3/4} = 0,075 * 12^{3/4} = 0,48 \text{ s}$$

❖ Coefficient d'accélération de la zone

$$A = 0,08 \text{ (zone sismique 1 et groupe d'usage 2)}$$

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = 2,5\eta \text{ (} T_2 = 0,5 \text{ s donc } 0 \leq T \leq T_2 \text{)}.$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,93 \text{ (} \xi = 6 \text{ remplissage léger)}$$

$$D = 2,325$$

❖ Coefficient de comportement R

$$R = 5,0 \text{ (portique auto stable)}$$

❖ Facteur de qualité

Tableau 5-15 : Critère du facteur de qualité dans le sens y suivant RPA2003

Critère q	Pq
Condition minimale sur les files	0,05
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de qualité des matériaux	0,05
Contrôle de qualité de l'exécution	0,1

$$Q = 1,25$$

❖ Effort tranchant à la base

Tableau 5-16 : Effort tranchant a la base dans le sens y suivant RPA99/2003

Type de contreventement	Auto stable sans remplissage en maçonnerie
Coefficient R	5
Effort tranchant a la base	295,44 KN

Les résultats obtenus des deux versions sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-17 : Résultats obtenus par la MSE dans les deux sens

Direction	Méthodes statiques linéaires	
	RPA99v2003	RPA 2024
X	271,81	289,85
Y	295,44	318,83

On remarque, uniquement pour ce cas étudié, que les résultats de la méthode statique RPA2024 sont légèrement supérieurs à ceux des RPA2003. Il y a eu, pour ce cas, un gain de 6,22 % et 7,33 % suivant x et y respectivement, ceci est surtout dû à la reclassification de la zone sismique de la ville de Tlemcen.

5.4 Méthode statique non linéaire

5.4.1 Point de performance

Les résultats présentés dans cette section sont issus de l'analyse statique non linéaire (push over) réalisée à l'aide des logiciels SAP2000 et ETABS. Le spectre de réponse élastique correspondant au site, défini par le RPA 2024, a été utilisé pour évaluer le comportement sismique de la structure. À partir de la courbe de capacité obtenue, les coordonnées du point de performance ont été déterminées afin d'analyser la réponse inélastique de la structure.

Tableau 5-18 : Coordonnées du point de performance

Direction	RPA 2024	Eurocode 8	ATC 40	FEAM356
Push over x	698,82 KN	643,64 KN	640,73 KN	643,3 KN
	59mm	53mm	51mm	53 mm
Push over y	826,1 KN	774,79 KN	761,8 KN	770,1KN
	55mm	52mm	47mm	51 mm

5.4.2 **Limite élastique**

Tableau 5-19 : Limite élastique de la pushover

Direction	L'effort tranchant à la limite élastique
Push over x	414,62 KN
Push over y	520,4 KN

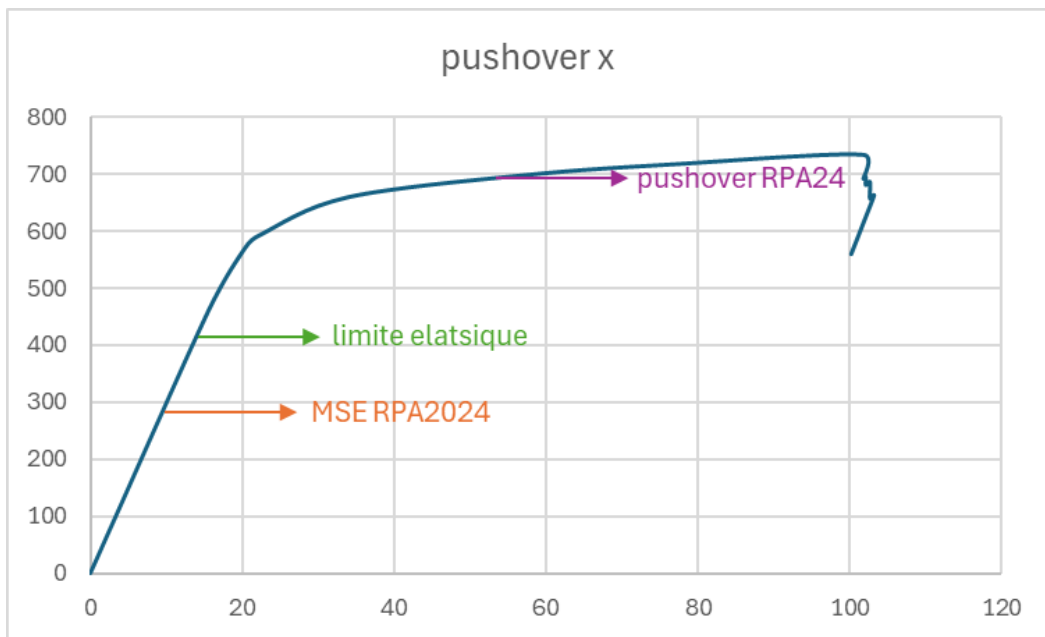


Figure 5-7 : Courbe pushover dans le sens x

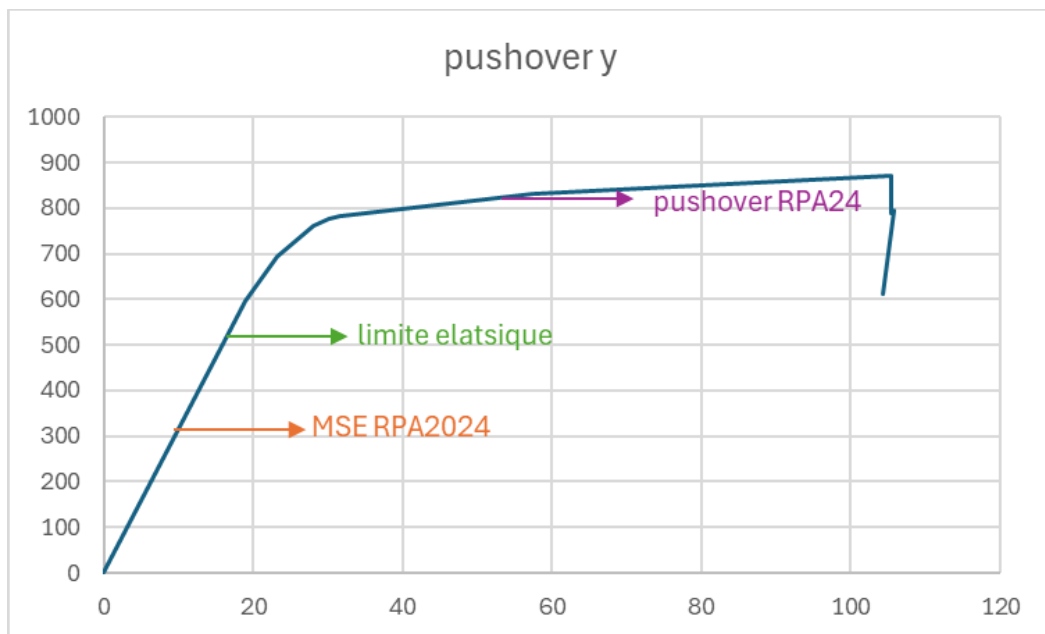


Figure 5-8 : Courbe pushover dans le sens y

5.5 Interprétation des résultats

L'interprétation des résultats de l'analyse de la structure 3D révèle les effets de l'évolution des normes sismiques et des divergences entre les approches linéaires et non linéaires.

L'augmentation de l'effort tranchant à la base calculé par la méthode statique équivalente (MSE), passant de 271,81 kN selon le RPA 2003 à 289,85 kN selon le RPA 2024 dans le sens x, et de 295,44 kN à 318,83 kN dans le sens y s'explique directement par le reclassement sismique de la wilaya de Tlemcen de zone 1 à zone 3. Ce changement de zonage implique une augmentation de l'aléa sismique de référence impliquant une augmentation de l'accélération sismique de référence (passant de 0,1g à 0,15g), ce qui se traduit directement par une élévation des forces sismiques de conception dans le but d'assurer un niveau de sécurité accru pour les ouvrages situés dans cette région.

Il est notable que ces deux valeurs d'effort tranchant issues de la MSE se situent dans la partie élastique linéaire de la courbe de capacité (pushover). Cela signifie que, selon la MSE, la structure est conçue pour rester essentiellement élastique sous l'action sismique, après application du coefficient de comportement R qui réduit les forces sismiques élastiques pour tenir compte de la ductilité de la structure.

A l'opposé, l'analyse statique non linéaire (pushover) fournit un point de performance avec un effort tranchant de 698,82 kN suivant x et 826,1 kN suivant y, qui se situe clairement dans la phase plastique de la courbe de capacité. Cette valeur représente la capacité réelle de la structure à un niveau de déplacement cible, en tenant compte de la redistribution des efforts et de la formation de rotules plastiques.

La différence majeure entre les valeurs de la MSE et ceux de la pushover s'explique par la nature même des deux approches : la MSE simplifie la demande sismique via des forces réduites par un coefficient de comportement, supposant implicitement que la structure dissipera l'énergie par un comportement ductile, tandis que l'analyse pushover, elle, modélise explicitement ce comportement non linéaire en intégrant la redistribution des efforts, la formation de rotules plastiques et les mécanismes de dissipation d'énergie.

Le fait que le point de performance soit dans la zone plastique et à un niveau de force supérieur indique que la structure possède une capacité de résistance et de déformation post-élastique significative, ce qui est généralement recherché dans la conception parasismique pour permettre à la structure de dissiper l'énergie sismique.

Ainsi, bien que la MSE soit suffisante pour une vérification réglementaire, seule l'approche non linéaire permet une évaluation fidèle du comportement structurel, mettant en lumière les marges de sécurité et les réserves de ductilité essentielles à la performance sismique.

5.6 Conclusion

L'étude de la structure tridimensionnelle met en évidence l'importance de l'évolution normative et des choix méthodologiques dans l'évaluation de la performance sismique. L'actualisation du zonage sismique dans le RPA 2024 peut entraîner une augmentation notable des efforts sismiques à la base, traduisant une exigence accrue en matière de sécurité.

La comparaison entre l'approche linéaire (MSE) et l'approche non linéaire (pushover) montre que si la première offre une estimation simplifiée et réglementairement suffisante, elle reste conservatrice et ne reflète pas toujours le comportement réel de la structure. En revanche, l'analyse pushover permet d'atteindre une compréhension plus fine des capacités post-élastiques de la structure, mettant en lumière ses réserves de résistance et sa capacité de dissipation d'énergie.

Cette comparaison souligne la pertinence de combiner les deux approches pour une conception à la fois conforme, optimisée et réaliste des structures soumises à l'action sismique.

Conclusion générale

En Algérie, comme dans d'autres zones sismiques, la sécurité des structures est essentielle. Les méthodes linéaires classiques de conception parasismique 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.

Au terme de ce travail consacré à l'application des méthodes d'analyse sismique non linéaire et à une étude paramétrique approfondie, plusieurs enseignements majeurs ont émergé.

La confrontation des approches non linéaires selon les référentiels RPA2024, Eurocode 8, ATC-40 et FEMA 356 a révélé des résultats globalement convergents, malgré des divergences liées aux hypothèses spécifiques de chaque norme, notamment en matière de bilinéarisation de la courbe de capacité. Dans ce contexte, il convient de souligner que l'analyse pushover menée conformément au RPA2024 a fourni des résultats particulièrement significatifs et satisfaisants.

L'étude paramétrique a mis en évidence l'impact déterminant de plusieurs facteurs sur la réponse sismique.

Le type du chargement latéral a montré que la distribution modale offre une meilleure représentativité du comportement dynamique, tandis que la charge uniforme tend à surestimer la réponse, du moins pour les structures simples et régulières objet de notre étude, suggérant une sensibilité accrue aux profils de chargement pour les structures plus complexes. Deuxièmement, l'augmentation du nombre d'étages a d'abord entraîné une hausse de l'effort tranchant, mais au-delà d'un certain élancement ($R+5$ dans notre cas), une stabilisation, voire une réduction de cet effort a été observé, en contradiction avec les prédictions de la méthode statique équivalente (MSE) qui, en maintenant un coefficient de comportement constant, estime un effort tranchant croissant avec l'augmentation du poids de la structure. Cette divergence soulève une interrogation quant à la cause de limitation du domaine de validité de la MSE pour les structures élancées.

Troisièmement, l'accroissement des dimensions des poteaux a logiquement induit une augmentation des efforts tranchants, confirmant qu'une structure plus rigide et plus massive oppose une résistance accrue aux actions sismiques.

Enfin, l'influence de l'augmentation de la résistance caractéristique du béton (f_{c28}) s'est avérée modérée, devenant négligeable au-delà de 30 MPa, indiquant qu'une augmentation de f_{c28} au-delà de ce seuil n'apporte plus de gain en termes de capacité.

L'étude finale de la structure en modélisation tridimensionnelle a confirmé les observations précédentes concernant les méthodes. La méthode statique équivalente a clairement sous-évalué la capacité réelle de la structure, positionnant l'effort tranchant de calcul encore dans la zone de comportement élastique. Si cette méthode compense cette sous-évaluation par l'imposition de dispositions constructives rigoureuses, l'analyse pushover a, quant à elle, permis d'évaluer directement la capacité réelle de la structure en intégrant son comportement non linéaire.

En conclusion, ce travail met en évidence la supériorité des analyses non linéaires de type pushover pour une appréhension fine et réaliste du comportement sismique des structures, l'approche du RPA2024 se montrant particulièrement adaptée. L'étude paramétrique a montré son importance pour évaluer la sensibilité du modèle, tout en soulignant les limites des méthodes simplifiées face à la complexité réelle des bâtiments soumis aux séismes.

Perspectives

Les conclusions de ce mémoire ouvrent plusieurs perspectives de recherche visant à affiner la compréhension et la modélisation du comportement sismique des structures et à améliorer les méthodes de conception. Ces pistes se regroupent autour de plusieurs axes :

- Un premier axe porte sur l’approfondissement des analyses non linéaires, notamment par la validation des résultats obtenus par la méthode pushover du RPA 2024 à travers des analyses dynamiques non linéaires. Cette comparaison permettrait d’évaluer la fiabilité de l’approche statique face aux effets modaux supérieurs et à la variabilité des signaux sismiques, et d’étendre les conclusions à une plus grande diversité de structures.
- L’étude paramétrique pourrait également être élargie à des structures présentant des irrégularités en plan et en élévation, où les méthodes simplifiées atteignent leurs limites, et où le profil de chargement latéral devient un paramètre critique. Il serait aussi pertinent d’approfondir le cas des structures élancées, afin de mieux comprendre la divergence entre la méthode statique équivalente (MSE) et le comportement réel observé, et d’envisager une révision des coefficients réglementaires ou de proposer des critères plus précis d’application des analyses non linéaires. L’effet de l’interaction sol-structure, notamment sur sols meubles, constitue un autre facteur à intégrer, afin de valider ou corriger les hypothèses d’encastrement rigide généralement adoptées.
- Enfin, le comportement tridimensionnel mérite une analyse plus poussée, notamment en ce qui concerne les effets de torsion dans les structures asymétriques. Il serait également utile d’évaluer la capacité réelle des dispositions constructives imposées par la MSE à compenser les sous-estimations de capacité structurelle, et de vérifier si cette compensation reste cohérente pour différents niveaux de ductilité.

En somme, ce travail constitue une base solide qui s’inscrit dans une dynamique d’amélioration continue des outils d’analyse et de conception. Les perspectives proposées visent à renforcer la résilience des structures face aux séismes, en alliant rigueur technique et représentativité réaliste du comportement structurel

Références bibliographiques

1. Mekki, M., Cours de *Génie Parasismique*, USTO, 2022.
2. TINE Mohamed, E.A. and Y. SIMERABET, *Evaluation de coefficient de comportement des structures*, PFE faculté des sciences appliquées département génie civil univ de Tiaret, 2020.
3. ZAABAT MOHAMMED, Z., *Etude comparative entre la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale pour l'évaluation des charges sismiques*. 2021, PFE University Center Of Abdelhafid Bousouf Mila.
4. parasismiques Algeriennes, R., *Document technique réglementaire DTR BC248*. Ministere de l'habitat et de l'urbanisme et CGS, 2003.
5. parasismiques Algeriennes, R., *Document technique réglementaire DTR BC248*. Ministere de l'habitat et de l'urbanisme et CGS, 2024.
6. Nourredine, B., *Etude de la réponse sismique non linéaire et de l'évaluation du coefficient de comportement global des structures*. 2009, These Université Abderrahmane Mira Bejaia. Faculté de la Technologie.
7. BADLA, O., *Analyse Pushover Des Portiques En BA Etude Comparative*. 2011, PFE Université Mohamed khider Biskra.
8. Kuria, K.K. and O.K. Kegyes-Brassai, *Pushover analysis in seismic engineering: A detailed chronology and review of techniques for structural assessment*. Applied Sciences, 2023.151
9. Kharroubi, I. and Y. Kerrache, *Application de l'analyse push over a un bâtiment en béton armé (Étude paramétrique)*. 2020, PFE faculté des sciences appliquées département génie civil univ Tiaret.
10. EL GHOULBZOURI, A. and S. El Hannoudi, *Determination of the performance point of reinforced concrete frames using the nonlinear static method pushover*. Journal of Materials and Engineering Structures «JMES», 146–154, 2014.
11. Themelis, S., *Pushover analysis for seismic assessment and design of structures*. 2008, Heriot-Watt University.
12. MOUSSAOUI, H.C.E.H. and M. BENSALD, *calcul plastique d'une structure en béton armé utilisant la méthode pushover*. PFE universite de Temouchent ,2024.
13. Abdesslam, I., *Analyse pushover des structures en béton armé tridimensionnelle à étage souple*. 2018, Doctorat universite mohamed khider biskra.

14. Urbanski, A., et al. ZSoil, *static pushover analysis* Report 070202.
15. Mazari, A., *Analyse du comportement sismique de structures en portiques en béton armé dimensionnées suivant les règles parasismiques algériennes et analysées en statique non linéaire suivant les schémas de distribution des forces sismiques recommandées par l'Eurocode 8*. 2014, Magister Université Mouloud Mammeri.
16. Chopra, A.K. and R.K. Goel, *Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems*. Report No. PEER1999/02, 1999.
17. Comartin, C.D., *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Vol. 40. 1996: Seismic Safety Commission, State of California.
18. FEMA 356, F.E., *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA, 2000.
19. MEGNOUNIF, A. *Analyse pushover calcul et conception parasismique 2024*. [<https://abdellatif-megnounif.com>]
20. Règles, BAEL., *révisées 99 (DTU P18-702)*.". Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.