

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

N° :



FILIERE : GÉNIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par : ABBAS Ahmed

FALI Soufyane

Intitulé

ETUDE DE COMPORTEMENT SISMIQUE DES
STRUCTURES EN BETON ARME
IRREGULIERES EN PLAN EN UTILISANT
LA METHODE N2 ETENDUE

Soutenu devant le jury composé de :

BOULAOUAD Abderachid	Université de M'sila	Président
Dr. RAHMANI Abdallah Yacine	Université de M'sila	Encadreur
OUZENDJA Djamel	Université de M'sila	Examineur

Année universitaire : 2020 / 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

D'abord et avant tout, je dois remercier le dieu le tout puissant de m'avoir donné la patience, la force et la volonté afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions notre encadreur Mr RAHMANI Abdallah Yacine de nous avoir fait confiance et de nous avoir suivis de près pendant toute la durée du travail.

Nous tenons à remercier également tous les enseignants du département de génie civil de l'université de M'sila qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

Sans oublier tout le personnel de la bibliothèque et de l'université de M'sila pour leur accueil chaleureux et leur disponibilité.

Un grand merci à Mr Zine El Abidine Rahmouni et BAALI Laid, Que vous trouviez ici les expressions de nos sentiments distingués.

Merci à tous

Dédicace 1

Je dédie ce travail :

- ✓ *A mes chers parents. mon père et ma mère.*
- ✓ *A Mes chers frères et sœurs.*
- ✓ *A toute ma famille.*
- ✓ *A tous mes aimables amis*
- ✓ *A tous ceux qui ont sacrifié leur temps pour la science et à tous ceux qui utilisent la science pour le bien et la prospérité de l'humanité.*

Ing. ABBAS Ahmed

Dédicace 2

A la mémoire de mon père.

Ma chère mère.

Ma chère femme

Mes adorables enfants (Fatima-Ezzahra et Abderrahmane).

Mes chers frères et sœurs.

À mes chers amis «MEGUEDMI Rafik, ELAID Sidali, Dr. CHEBABHI Ali, HAMOUMA Hassan, YOUNCFI Riadh, TAHMI Karim, Zinou et TERCHI Brahim ».

Ing. FALI Soufyane

Table des Matières

Table des matières.....	I
Liste des figures.....	IV
Liste des tableaux.....	VI
Résumé	VII
Abstract	VII
ملخص.....	VII
Introduction Générale	1

Chapitre I : Etude Bibliographique

I.1. Introduction	3
I.2. Les séisme et leurs influence sur les structures	3
I.2.1. Effets et conséquences d'un séisme	3
I.2.2. Conséquences sur les bâtiments	4
I.3. La classification des structures dans l'RPA99 V2003.	6
I.3.1. Classification des zones sismiques.....	6
I.3.2. Classification des ouvrages.....	7
I.3.3. Classification des sites.....	7
I.3.4. Classification des systèmes de contreventement	8
I.4. Les structures irrégulières en plan	8
I.4.1. L'irrégularités des structures en élévation dans les RPA 99	9
I.4.1.1. Régularité en plan.....	10
I.4.1.2. Régularité en élévation	10
I.4.2. Comportement sismique des structures irrégulières	11
I.4.3. Mécanisme de ruine des structures irrégulières en plan.....	12
I.5. Les méthodes de calcul sismiques utilisées dans les règlementations parasismiques	13
I.5.1. Méthodes d'analyse linéaire (élastique).	13
I.5.1.1. Analyse Modale temporelle (systèmes élastiques).....	13
I.5.1.2. Analyse statique équivalente.....	13
I.5.1.3. Analyse modale spectrale	15
I.5.2. Méthodes d'analyse non linéaire	16
I.5.2.1. Analyse dynamique non-linéaire temporelle	16
I.5.2.2. Analyse Pushover.	16
I.6. Conclusion.....	17

Table des Matières

Chapitre II : La Méthode Pushover N2 Conventionnelle

II.1. Introduction	18
II.2. Définition de l'analyse PUSHOVER	18
II.3. Origine de l'analyse PUSHOVER.....	19
II.4. But de l'analyse PUSHOVER.....	20
II.5. Formulation de l'analyse PUSHOVER	20
II.5.1. Courbe de pushover	20
II.5.2. Courbe de capacité.....	21
II.5.3. Spectre de demande	23
II.5.4. Point de performance	23
II.6. Avantages, Inconvénients et Limites de la méthode	26
II.7. Conclusion.	27

Chapitre III : La Méthode Pushover N2 Étendue

III.1. Introduction.....	28
III.2. Contribution des modes supérieurs (mode de torsion).	28
III.3. Méthode N2 Étendue	28
III.4. Etapes de la méthode N2 Étendue.....	28
III.5. Conclusion	31

Chapitre IV : Étude De Cas

IV.1. Introduction	32
IV.2. Présentation de Projet.....	32
IV.3. Caractéristiques des matériaux	34
IV.3.1. Le béton	34
IV.3.1.1. Résistance à la compression f_{cj}	34
IV.3.1.2. Résistance à la traction f_{tj}	34
IV.3.1.3. Etat limite ultime.	35
IV.3.1.4. Etat limite de service.....	35
IV.3.1.5. Contrainte limite de cisaillement.....	36
IV.3.1.6. Module de déformation longitudinale.....	36
IV.3.1.7. Coefficient de Poisson	36
IV.3.2. Les aciers	36

Table des Matières

IV.4. Charges et surcharges.....	36
IV.4.1. Acrotère	36
IV.4.2. Plancher terrasse.....	37
IV.4.3. Plancher étage courant.....	37
IV.4.4. Murs extérieures.....	37
IV.5. Présentation du logiciel "ETABS".....	37
IV.6. Modélisation de la structure	38
IV.6.1. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure	38
IV.6.2. Définition du comportement non linéaire de la structure	44
IV.6.3. Définition du chargement de l'analyse Pushover.....	46
IV.7. Conclusion.....	48

Chapitre V : Interprétation Des Résultats

V.1. Introduction.....	49
V.2. Résultats de l'analyse modale spectrale	49
V.2.1. Résultats préliminaires.....	49
V.2.2. Déplacement des étages	50
V.2.3. Déplacement inter-étage (Drift).	51
V.2.4. Déplacement de chaque portique.....	51
V.3. Résultats de l'analyse non linéaire N2 (Pushover).....	53
V.3.1. Résultats de l'analyse Pushover selon la direction x-x.....	53
V.3.1.1. Courbes de capacité (effort tranchant-déplacement au sommet).....	53
V.3.2.2. Evaluation du point de performance.	53
V.3.2. Résultats de l'analyse Pushover selon la direction y-y.....	55
V.3.2.1. Courbes de capacité (effort tranchant-déplacement au sommet).....	55
V 3.2.2. Evaluation du point de performance.	55
V.4. Résultats de la méthode N2 Etendue	57
V.4.1 Détermination des facteurs de corrections	57
V.5. Conclusion	59
Conclusion Générale	60
Références Bibliographiques.	61

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 Représentation du schéma d'un séisme	3
Figure I.2 Représentation de l'effet d'un séisme sur un bâtiment à Yalova lors du séisme de Gölcük le 17 août 1999 (Turquie).....	4
Figure I.3 Représentation du schéma des principales composantes du risque sismique	5
Figure I.4 Représentation du dommage à une maison du Teil, Quartier de la Rouvière, lors du séisme du 11 novembre 2019.....	5
Figure I.5 La carte de micro zonage Algérien [7].....	6
Figure I.6 Représentation des structures irrégulières en plan Séisme de Kobé.....	9
Figure I.7 Représentation des structures irrégulières en plan [9].	9
Figure I.8 Représentation de limite des décrochements en plan	10
Figure I.9 Représentation de limite des décrochements en élévation.....	11
Figure I.10 Représentation de limite des décrochements en élévation.....	12
Figure I.11 Schémas d'application de la méthode statique	15
Figure I.12 Représentation du principe de la méthode d'analyse modale spectrale.....	16

Chapitre II

Figure II.1 Représentation de courbe de capacité.....	18
Figure II.2 Représentation des niveaux d'endommagements décrits par une courbe de capacité.	19
Figure II.3 Courbe pushover.....	21
Figure II.4 Transformation de la courbe de capacité vers le spectre de capacité	23
Figure II.5 Transformation ADRS du spectre de réponse.....	23
Figure II.6 Détermination du point de performance	24
Figure II.7 Point de performance pour les structures à courte période	24
Figure II.8 Point de performance pour les structures à moyenne (longue) période	25
Figure II.9 Idéalisation de la courbe pushover	25

Chapitre III

Figure III.1 Application de la charge latérale pour effectuer l'analyse pushover dans les deux directions (x, y)	29
Figure III.2 Spectre de réponse élastique ($R=1$, Amortissement de 5%).....	29
Figure III.3 Calcul de déplacement normalisé.....	30
Figure III.4 Amplification des déplacements cible obtenus par l'analyse pushover N2	31

Liste des figures

Chapitre IV

Figure IV.1	Vue en 3D de bâtiment R +3	33
Figure IV.2	Vue en plan étage courant de bâtiment R +3.....	33
Figure IV.3	Vue en élévation de bâtiment R +3.....	34
Figure IV.4	Loi contraintes - déformations du béton – ELU –	35
Figure IV.5	Loi contraintes - déformations du béton – ELS –	35
Figure IV.6	Logiciel ETABS 2015 V	38
Figure IV.7	Introduction des caractéristiques des matériaux	39
Figure IV.8	Représentation des poteaux.	39
Figure IV.9	Représentation des poutres.	40
Figure IV.10	Représentation des balcons.....	40
Figure IV.11	Détermination des paramètres de l'analyse dynamique	41
Figure IV.12	Introduction des données de la structure pour déterminer le spectre de réponse.	41
Figure IV.13	Définition de la masse sismique	42
Figure IV.14	Combinaisons d'actions	42
Figure IV.15	Liaison des planchers (Diaphragmes).	43
Figure IV.16	Encastrement des poteaux.	43
Figure IV.17	Définitions des rotules Poutres	44
Figure IV.18	Définitions des rotules Poteaux	45
Figure IV.19	Attribution des rotules-étape 1.....	45
Figure IV.20	Attribution des rotules-étape 2.....	46
Figure IV.21	Définition du chargement de l'analyse pushover (sens XX)-étape 1	47
Figure IV.22	Définition du chargement de l'analyse pushover (sens XX)-étape 2.....	47

Chapitre V

Figure V.1	Déplacement des portiques Sens X (modale spectrale).....	51
Figure V.2	Déplacement des portiques Sens Y (modale spectrale).....	52
Figure V.3	Courbe De Capacité (Effort Tranchant-Déplacements) Sens X	53
Figure V.4	Déplacement des portiques Sens X (Méthode N2).	54
Figure V.5	Courbe De Capacité (Effort Tranchant-Déplacements) Sens-Y	55
Figure V.6	Déplacement des portiques Sens Y (Méthode N2).	56
Figure V.7	Déplacements Corrèges par la méthode N2 Etendue selon la direction x-x.	57
Figure V.6	Déplacements Corrèges par la méthode N2 Etendue selon la direction y-y	58

Liste des Tableaux

Chapitre I

Tableaux I.1 La classification des zones sismiques.....	6
Tableaux I.2 Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A.....	7
Tableaux I.3 Classification des sites selon RPA99/v2003	8
Tableaux I.4 Méthodes d'analyses dynamique linéaire et non linéaire	13

Chapitre V

Tableaux V.1 Centre de masse et de rigidité de chaque étage	49
Tableaux V.2 Périodes et participation massique de chaque mode.....	50
Tableaux V.3 Déplacements de CM mm (Analyse modale spectrale).	50
Tableaux V.4 Déplacements inter-étages dans le sens X et Y..	51
Tableaux V.5 Déplacements Sens X Norme (E) Nœud.....	52
Tableaux V.6 Déplacements Sens Y Norme (E) Nœud.....	52
Tableaux V.7 point de performance (sens X).....	53
Tableaux V.8 Déplacements normalisées des portiques Sens X	54
Tableaux V.9 point de performance (sens-Y).	55
Tableaux V.10 Déplacements normalisées des portiques Sens Y.	56
Tableaux V.11 Déplacements Corrèges par la méthode N2 Etendue selon la direction x-x.....	57
Tableaux V.12 Déplacements Corrèges par la méthode N2 Etendue selon la direction y-y.....	58

Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence de l'irrégularité en plan des structures en Béton Armé « BA » sur leur comportement sismique. Dans ce mémoire, on effectue une analyse statique non linéaire en poussée progressive N2 étendue « EN2 » développée par Kreslin et Fajfar en 2012, pour évaluer le comportement non linéaire, et l'effet des modes supérieurs (mode de torsion) dans les structures en BA irrégulières en plan. Les structures étudiées sont considérées sans remplissage. Les résultats de l'analyse EN2 effectuée dans ce mémoire sont : les courbes de capacité (courbes pushover), les déplacements cibles et l'effet des modes supérieurs.

Mots-clés : Analyse pushover ; modes supérieurs ; analyse sismique ; structures en béton armé.

Abstract

The objective of this work is to study the influence of the irregularity in plan of reinforced concrete structures "BA" on their seismic behavior. In this paper, a nonlinear static analysis in extended N2 progressive thrust "EN2" developed by Kreslin and Fajfar in 2012 is performed, to evaluate the nonlinear behavior, and the effect of higher modes (torsion mode) in irregular BA structures in plan. The structures studied are considered without filling. The results of the EN2 analysis performed in this memory are: capacity curves (pushover curves), target displacements and the effect of higher modes.

Keywords: pushover analysis; higher mode effects; seismic analysis; reinforced concrete structures.

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة تأثير عدم انتظام البناء على السلوك الزلزالي للمباني الخرسانية. في هذه المذكرة، قمنا بإجراء تحليل الدفع المتدرج المعدل والمطور سنة 2012. والهدف هو تقييم السلوك اللاخطي وكذا دراسة تأثير الأنماط العليا (نمط الفتل خصوصا) على المباني الخرسانية غير المنتظمة. البناء المدروس تم إعتباره بدون جدران. النتائج المحص عليها من خلال هذا العمل هي: منحنى الإستطاعة، الإنتقالات القصوى (الهدف) وكذا تأثير الأنماط العليا فيها.

الكلمات المفتاحية: تحليل الدفع المتدرج، الأنماط العليا، التحليل الزلزالي، الهياكل الخرسانية المسلحة.

Introduction

Générale

Introduction Générale.

Les séismes font partie des cataclysmes naturels qui ont exercé une grande fascination sur l'humanité. Ils sont responsables de la destruction des villes entières, la cause de la mort de millions d'hommes et souvent des conséquences économiques désastreuses pour les pays touchés. Cela pose un ultime défi aux spécialistes de génie parasismique et aux ingénieurs en génie civil de concevoir des bâtiments, des ponts des barrages capables de résister aux forces dévastatrices engendrées par les tremblements de terre. [1]

La réglementation parasismique Algérienne qui est entrée en vigueur depuis 1981 et qui ne cesse d'être révisée et actualisée (en 1983, en 1988, en 1999 et en 2003) afin d'être plus réaliste et répondre aux nouvelles exigences, reste toujours insuffisante au vu des constatations faites durant tous les séismes qui nous ont frappés et marqués. [2]

Les méthodes linéaires élastiques classiques insuffisantes, du fait qu'ils n'approchent pas le comportement réel de la structure à savoir que la définition de la ductilité et la capacité à dissiper de l'énergie reste un sujet à discuter.

La double nécessité de mieux décrire la performance attendue d'une nouvelle construction soumise à un séisme et de mieux évaluer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment existant a conduit entre autres au développement des méthodes de calculs non linéaires des structures.

Ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelles générations de méthodes de conception sismique, parmi lesquelles, l'analyse pushover.

L'analyse pushover est une analyse statique non linéaire conçue pour étudier la vulnérabilité des structures existantes vis-à-vis du séisme, elle est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à effondrement. Les différents résultats obtenus permettent d'apprécier la vulnérabilité de la structure. Dans la majorité des codes sismiques récents, en Europe et aux USA, les réponses non élastiques des structures sont déterminées par l'utilisation des méthodes pushover, comme la méthode du spectre de capacité, la méthode N2, la méthode du coefficient de déplacement.

Ces méthodes, se caractérisent par un pas essentiel commun, qui est la création d'une courbe pushover de la construction, qui représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement de sommet de cette construction.

Mais, souvent pour des raisons architecturales ou esthétiques, certains édifices comportent un ou plusieurs structures irrégulières en plan.

L'irrégularité en plan comme en élévation provoque une répartition irrégulière du chargement sismique qui peut engendrer des concentrations de contraintes précisément au droit des changements structuraux où leur capacité à stocker et à dissiper de l'énergie se trouve très réduite. Plusieurs investigations ont identifié des écarts significatifs entre les réponses sismiques des structures à profil régulier et celles des structures à profil irrégulier. La plupart de ces études ont mis en évidence une nette augmentation des déplacements relatifs inter-étages et des demandes de ductilité au niveau de la zone de discontinuité.

Dans ce mémoire, afin d'évaluer les effets des irrégularités sur la réponse sismique des structures de bâtiments, notre objectif principal consiste à estimer par la méthode N2 étendue la réponse non linéaire et le mécanisme de ruine d'une série de neuf structures à profil irrégulier. Une structure régulière équivalente sert de référence.

Avant d'entrer dans les détails, on présente d'abord la structure et le contenu des chapitres qui forment ce mémoire.

Ce mémoire est structuré en Cinq chapitres.

Au premier chapitre, nous présentons d'abord les séismes et leurs influences sur les constructions ; la classification des structures dans l'RPA99 V2003 ; les structures irrégulières en plan ; les méthodes de calcul sismiques utilisées dans les règlements parasismiques ; la méthode pushover conventionnelle (avantages et inconvénients) ; de l'irrégularité dans les structures en béton armé.

Au deuxième chapitre, on présente la méthode statique non-linéaire " Pushover modale ", avec avantages et inconvénients de cette méthode.

Dans le troisième chapitre, l'évolution de la méthode pushover, l'analyse statique non-linéaire en poussée progressive N2 étendue " EN 2".

Dans le quatrième chapitre, dans cette étape, nous procédons à l'étude d'une structures en utilisant l'analyse statique non-linéaire en poussée progressive N2 étendue. Cette procédure sera réalisée en utilisant le logiciel ETABS.

Au cinquième chapitre, nous procédons au l'interprétation des résultats obtenue.

Et on termine par une conclusion générale

CHAPITRE I

ETUDE

BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction.

Dans ce chapitre, nous présentons d'abord les séismes et leurs influences sur les constructions, les différentes classifications dans les RPA99 V2003 [3]. Ensuite, nous présentons l'un des problèmes de conception des structures en béton Armé qui est l'irrégularité en plan, ce problème a une grande influence sur le comportement global de la structure. Les méthodes traditionnelles ne peuvent pas décrire exactement le comportement réel de ce type des structures. La plupart des codes parasismiques nous donnent seulement des conseils pour éviter ce problème.

I.2. Les séisme et leurs influences sur les structures.

Le risque sismique reste, à nos jours, une chose difficile à cerner tant il est complexe. Il va sans dire que les évènements sismiques sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention du risque sismique consisterait, tout d'abord, à construire parasismique. L'Algérie est un pays qui a beaucoup souffert des effets dévastateurs des séismes. Lors du dernier tremblement de terre qui a secoué les régions d'Alger et de Boumerdès (21Mai 2003), le bilan dressé est très lourd : plus de 3000 morts, environ 10000 blessés, d'importants immeubles complètement détruits ou endommagés, plusieurs ouvrages d'art déplacés. [4]

I.2.1. Effets et conséquences d'un séisme.

Un séisme se traduit à la surface terrestre par des vibrations du sol et parfois par des décalages de la surface du sol de part et d'autre des failles. L'ampleur des vibrations dépend en premier lieu de la quantité d'énergie libérée, de la profondeur de la rupture et de la distance à laquelle on se trouve.

En plus des mouvements vibratoires, d'autres phénomènes peuvent aggraver les conséquences d'un phénomène sismique : tsunamis, mouvements de terrain, liquéfaction des sols.

L'épicentre est le point en surface correspondant à la rupture qui a eu lieu en profondeur.

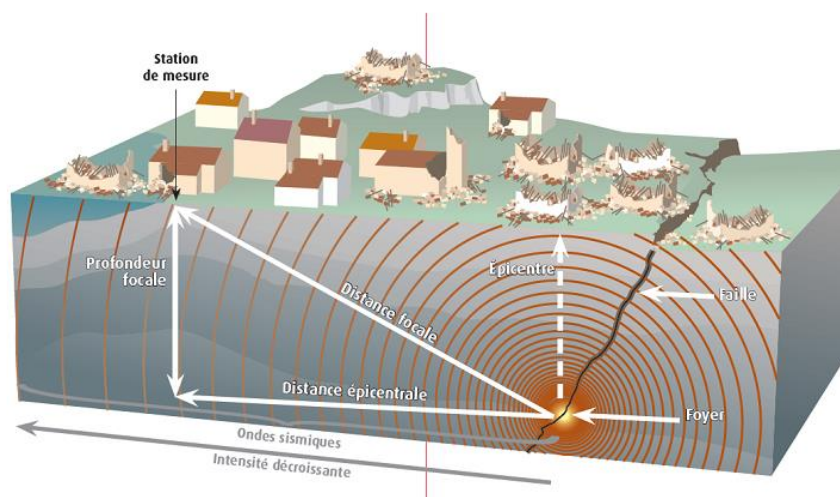


Figure I.1 : Représentation du schéma d'un séisme [5].

Les séismes peuvent avoir des conséquences sur la vie humaine, l'économie et l'environnement. Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier, tant par ses effets directs (chutes d'objets, effondrements de bâtiments) que par les phénomènes induits (mouvements de terrain, tsunamis, etc.). En outre, ces phénomènes peuvent conduire à la rupture de réseaux de gaz, source d'incendies ou d'explosions, provoquant un nombre important de victimes indirectes. Outre les victimes possibles, un très grand nombre de personnes peuvent se retrouver, suite à un séisme, sans abri et déplacées.

Un séisme et ses éventuels phénomènes induits peuvent engendrer la destruction ou l'endommagement des habitations, des outils de production (usines, bâtiments des entreprises, etc.), des ouvrages (ponts, routes, voies ferrées, etc.), des réseaux d'eau, d'énergie ou de télécommunications, causant des pertes matérielles directes et des perturbations importantes de l'activité économique.



Figure I.2 : Représentation de l'effet d'un séisme sur un bâtiment à Yalova lors du séisme de Gölcük le 17 août 1999 (Turquie). [6]

I.2.2. Conséquences sur les bâtiments.

Lors de séismes puissants touchant des zones habitées, on déplore souvent des dégâts aux constructions. Le mouvement du sol provoqué par le séisme entraîne les fondations des constructions, qui se mettent à vibrer leur tour. Or, sous l'effet de l'inertie, les déformations de la structure génèrent des forces importantes dans les éléments de construction (murs, planchers, poteaux, poutres, ...). Si les bâtiments

sont généralement conçus pour bien résister aux effets de la gravité, ces nouvelles forces peuvent déstabiliser la structure et dépasser la résistance des éléments porteurs. Dans certains cas, des éléments ne supportent pas le niveau de déformation imposée au bâtiment par les vibrations. Tous ces phénomènes ont à l'origine de dégâts, qui vont de l'ouverture de fissure, à l'effondrement partiel ou total.

Lorsque les bâtiments sont conçus en tenant compte du séisme, des dispositions sont prises pour rendre le bâtiment résistant aux forces sismiques. Le sol de fondation est aussi examiné avec attention pour tenir compte des effets locaux. Les règles de constructions parasismiques permettent d'éviter l'effondrement des bâtiments pour les séismes susceptibles de se produire dans une région. Le retour d'expérience, tant en Algérie qu'à l'étranger, montre que l'adoption de dispositions parasismique et le respect des règles de constructions est un des leviers les plus sûr pour réduire le risque.

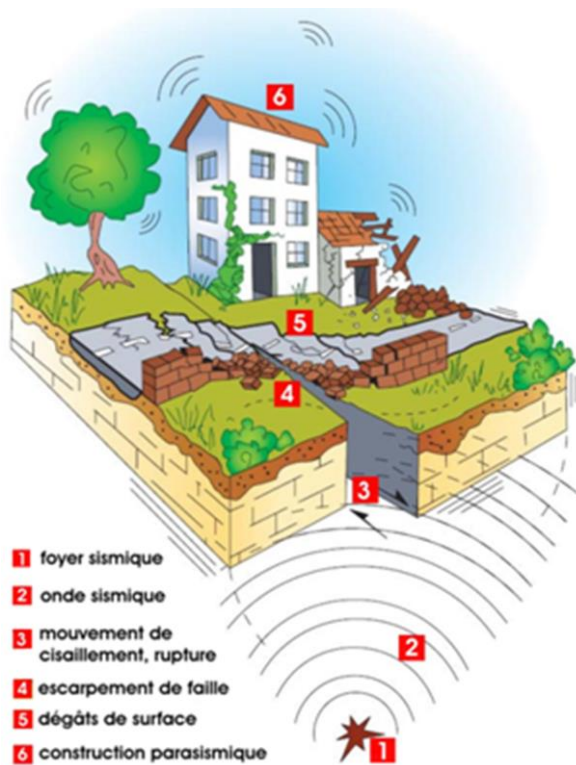


Figure I.3 : Représentation du schéma des principales composantes du risque sismique [6].



Figure I.4 : Représentation du dommage à une maison du Teil, Quartier de la Rouvière, lors du séisme du 11 novembre 2019 [6].

I.3. La classification des structures dans les RPA99 V2003.

Cette règle constitue un ensemble de normes de conception très avancé (critères de classification, règles de calcul, justification de la sécurité, structure en béton armé et en acier, structures en maçonnerie porteuse chaînée, fondations et murs de soutènement).

I.3.1. Classification des zones sismiques.

Il est défini quatre zones sismiques classées comme suit :

RPA 99/ v 2003	
Zone 0	sismicité négligeable
Zone I	sismicité faible
Zone II	sismicité moyenne
Zone III	sismicité élevée

Tableau I.1 : la classification des zones sismiques [3].

Les cartes de micro zonage de l'Algérie suivante qui estiment la réaction d'un site sous l'effet d'un évènement catastrophique tel que le séisme.

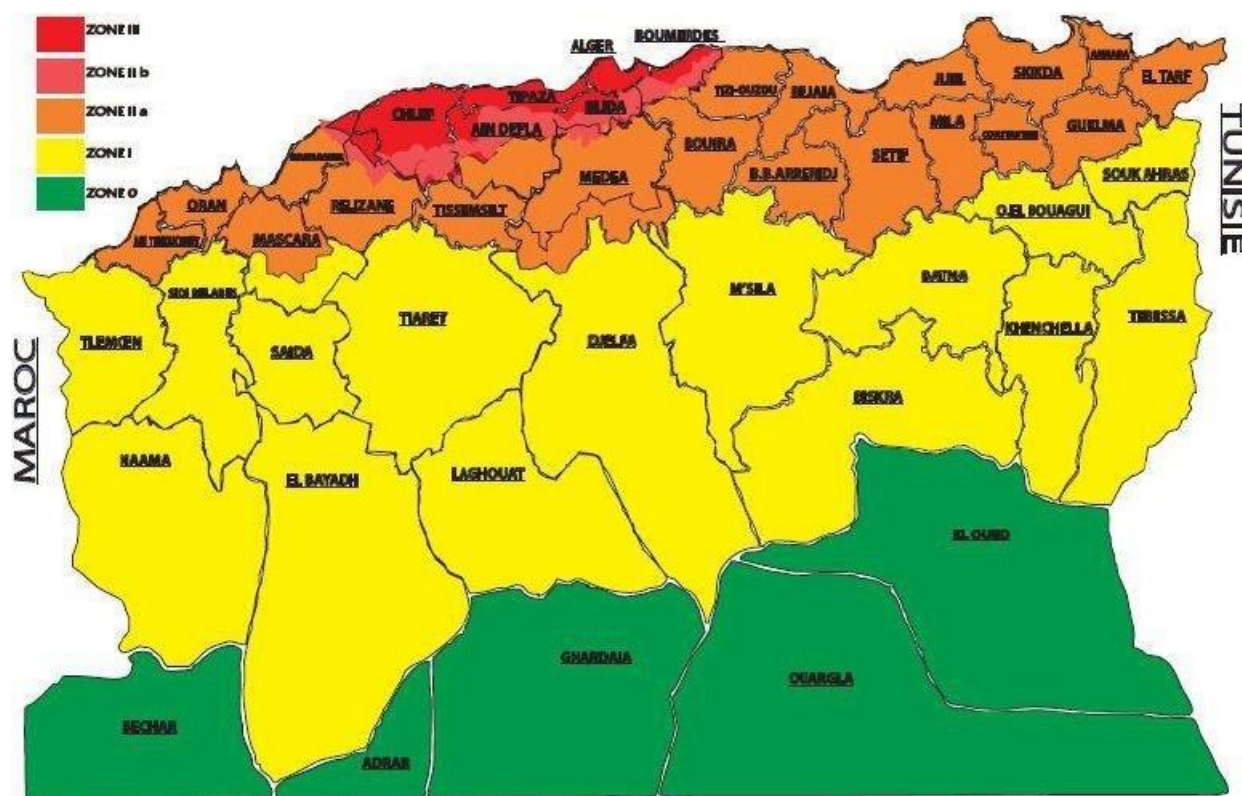


Figure. I.5 : La carte de micro zonage Algérien [7].

I.3.2. Classification des ouvrages.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté.

Coefficient d'accélération de zone A, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

RPA 99/ v 2003					
Groupe	I	Ila	Ilb	III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance : Scolaire et Culte
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants : Habitations - Bureaux
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance : hangars

Tableau I.2 : Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A. [3].

I.3.3. Classification des sites.

RPA99 [1] classes les sols en quatre (4) catégories sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s si elle disponible ou la valeur de résultats d'essais [pénétromètre statique(q_c), SPT(N), pressiomètre (P_l, E_p), Résistance en compression simple(q_u)] peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant.

$$V_s = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{si}} \right)} \quad (I.1)$$

Avec : V_{si} Vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche (i) d'épaisseur h_i .

	Description	q_c (MPa)	N	P_t (MPa)	E_p (MPa)	q_u (MPa)	V_s (m/s)
S1	Rocheux	-	-	> 5	> 100 -	> 10	≥ 800
S2	Ferme	> 15	> 50	> 2	> 20	> 0,40	≥ 400 < 800
S3	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0,4	≥ 200 < 400
S4	Très Meuble ou Présence de 3 m au moins d'argile molle	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

Tableau I.3 : Classification des sites selon RPA99/v2003 [3].

I.3.4. Classification des systèmes de contreventement.

Suivant le type du système structurel utilisé, une classification des structures peut être effectuée comme suit :

➤ Structures en portique :

Ce sont des structures à ossature constituées uniquement de poutres et poteaux capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

➤ Structures à murs porteurs :

Pour ce type de structures, la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

➤ Structures mixtes (en portiques et à murs porteurs) :

Pour ce type de structures plusieurs cas peuvent être envisagés :

- Les sollicitations horizontales sont reprises par les voiles, les charges verticales sont reprises par les portiques et en partie par les voiles,
- Les sollicitations horizontales sont reprises par les portiques et les voiles,
- Les sollicitations horizontales sont reprises dans une direction par des portiques et dans la direction orthogonale par des voiles [3].

I.4. Les structures irrégulières en plan.

La forme des structures est l'un des paramètres architecturaux les plus importants, car elle influence d'une manière très sensible la réponse globale de la structure aux actions sismiques. Pour un bon comportement vis-à-vis du séisme, les règlements parasismiques en vigueur préconisent de tendre vers

des formes simples, compactes et régulières, tant en plan qu'en élévation. Mais, souvent pour des raisons architecturales ou esthétiques, certains édifices comportent un ou plusieurs décrochements en plan.



Figure I.6 : Représentation des structures irrégulières en plan Séisme de Kobé 1995 [8].



Figure I.7 : Représentation des structures irrégulières en plan [9].

L'irrégularité en plan se traduit par une répartition irrégulière des masses, ou de la rigidité, provoquant une répartition irrégulière du chargement sismique horizontal qui peut engendrer de sérieuses concentrations de contraintes précisément au droit des changements structuraux où leur capacité à stocker et à dissiper de l'énergie se trouve très réduite. Plusieurs investigations ont identifié d'écarts significatifs entre les réponses sismiques des structures à profil régulier et celles des structures à profil irrégulier. La plupart de ces études ont mis en évidence une nette augmentation des déplacements relatifs inter-étages et des demandes de ductilité au niveau de la zone de discontinuité, ainsi qu'une forte contribution des modes supérieurs aux efforts de cisaillements. Les règlements parasismiques, tels que les règlements algériens [3] et l'Eurocode 8 [10], préconisent l'utilisation de l'analyse dynamique modale spectrale ou l'analyse dynamique temporelle comme méthodes de calcul de préférence pour évaluer la réponse sismique des structures irrégulières, tout en maintenant la méthode statique équivalente pour les structures de structures ayant des profils réguliers.

I.4.1. L'irrégularités des structures dans les RPA 99.

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

I.4.1.1. Régularité en plan.

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf. Fig. I.6).

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (cf. Fig. I.6).

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

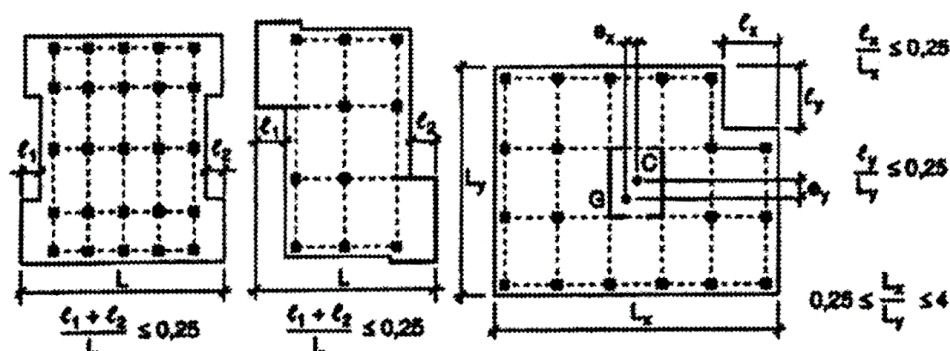


Figure I.8 : Représentation de limite des décrochements en plan [3].

I.4.1.2. Régularité en élévation.

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines, d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

D'une manière générale, un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

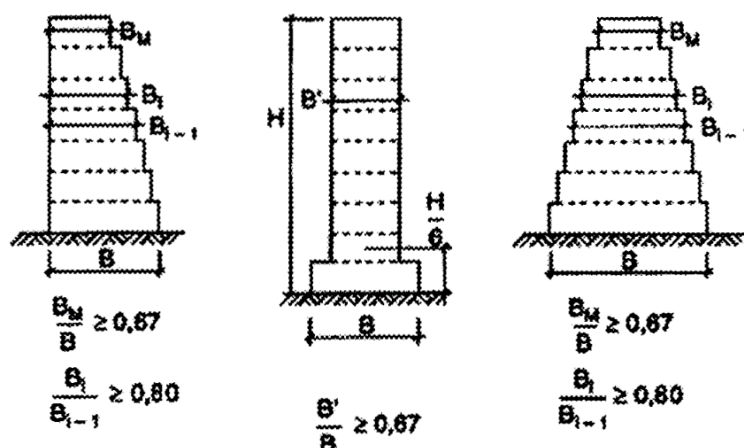


Figure I.9 : Représentation de limite des décrochements en élévation [3].

I.4.2. Comportement sismique des structures irrégulières.

L'action sismique est une action accidentelle qui est définie dans les règles parasismiques Algériennes. Il faut noter ici, qu'en amont du dimensionnement proprement dit, une conception parasismique judicieuse assure un comportement sismique adéquat. Par exemple, il faut éviter les discontinuités de la rigidité et de la résistance qui devraient, idéalement, être réparties de manière homogène sur la hauteur de la structure.

Les structures en béton irrégulières en élévation, dont l'irrégularité est caractérisée par un décrochement en élévation, ne se comportent pas de façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de structure présente une irrégularité de la résistance et de la rigidité suivant la hauteur de la structure. L'étage où se situe le décrochement en élévation de la structure constitue une zone de concentration des contraintes et des déformations, c'est-à-dire une zone fortement sollicitée de la structure sous l'action sismique, en raison de la réduction brusque de résistance et de raideur latérale de cette dernière.

Cette réduction brusque de la résistance et de la raideur latérale à cet étage va induire, sous l'action sismique, une concentration des efforts et des contraintes dans les poutres et poteaux de cet étage. Ces éléments atteignent leur résistance ultime puis leur ruine par excès de compression ou de cisaillement.

Un tel mécanisme de ruine n'est pas souhaitable, car il limite la capacité de déformation de la structure dans le domaine plastique, donc réduisant sa ductilité, et, par conséquent, limitant sa capacité de dissipation hystérétique de l'énergie induite par le séisme, c'est-à-dire réduisant sa résistance à l'action sismique [11].

I.4.3. Mécanisme de ruine des structures irrégulières en plan.

Pour les structures, le mécanisme de ruine approprié est le mécanisme plastique global, ou les rotules plastiques se forment uniquement aux extrémités des poutres des différents niveaux de la structure et en pied des poteaux du rez-de-chaussée.

Mais, pour les structures irrégulières l'apparition des rotules plastique est observée à l'endroit du décrochement vertical, Le mécanisme de ruine pour ce type de structure est un mécanisme plastique d'étage (local). [12]. Pour les structures irrégulières en plan la torsion engendre un déplacement supplémentaire au niveau des poteaux (surtout la rive flexible). En effet, dans les portiques réguliers, la ruine se produit par une combinaison simultanée des deux critères de ruine globale, qui sont : l'atteinte de la valeur limite du déplacement inter-étage, et la formation d'un mécanisme plastique dans les poteaux de l'RDC. La résistance ultime en compression des murs de maçonnerie est atteinte à tous les étages sauf au dernier. Par contre, la ruine du portique irrégulier, se produit par l'atteinte d'un seul critère de ruine, qui est l'instabilité structurale à cause de la formation d'un mécanisme plastique au niveau des zone critiques (rive flexible).

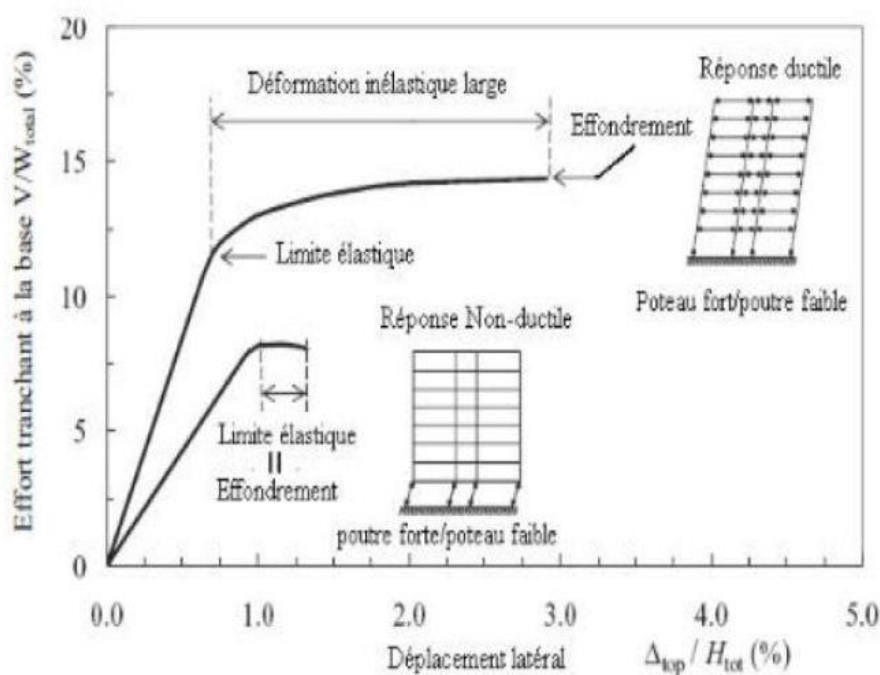


Figure 1.10 : Représentation de limite des décrochements en élévation [13].

I.5. Les méthodes de calcul sismiques utilisées dans les réglementations parasismiques.

Pour évaluer la charge sismique, plusieurs méthodes sont proposées. Le Tableau I.4 résume les méthodes existantes dans les différents règlements parasismiques, et classer ces méthodes selon leur nature (la nature de la charge appliquée et le comportement des éléments de la structures considéré).

Comportement	Linéaire (élastique)	Non linéaire
Charge statique	Analyse statique équivalente	Analyse pushover
Charge dynamique	Analyse modale spectrale	Analyse dynamique non-linéaire temporelle

Tableau I.4 : Méthodes d'analyses dynamique linéaire et non linéaire [14].

I.5.1. Méthodes d'analyse linéaire (élastique).

1.5.1.1. Analyse Modale temporelle (systèmes élastiques).

Cette méthode repose sur l'idée de déterminer la réponse élastique de la structure par la combinaison de plusieurs déplacements modaux à partir des modes propres et des déplacements généralisés calculés. L'action sismique est prise en fonction de la masse de la structure et l'accélération à la base obtenue à partir des enregistrements sismiques.

1.5.1.2. Analyse statique équivalente.

Les règlements parasismiques algériens RPA99 [1] définie l'effort tranchant comme suit :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (I.2)$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA99 [3], suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3\text{sec} \end{cases} \quad (I.3)$$

T₁, T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 du RPA99 [1].

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad (I.4)$$

Où : **ξ** (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage. donné par le tableau 4.2 du RPA99 [3].

T : Valeur de la période fondamentale de la structure ; elle peut être exprimée à partir de la formule empirique suivante : (article 4.2.4 page 31 RPA 99) [3].

Q : facteur de qualité, le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad (I.5)$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère « q » est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA99 [3].

R : coefficient de comportement global de la structure sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA99 [3]. en fonction du système de contreventement.

W : poids total de la structure, égale à la somme des poids W_i calculé à chaque niveau (i) :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec :} \quad W_i = W_{G_i} + \beta * W_{Q_i} \quad (I.6)$$

W_{G_i} : Poids due aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Q_i} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 [3].

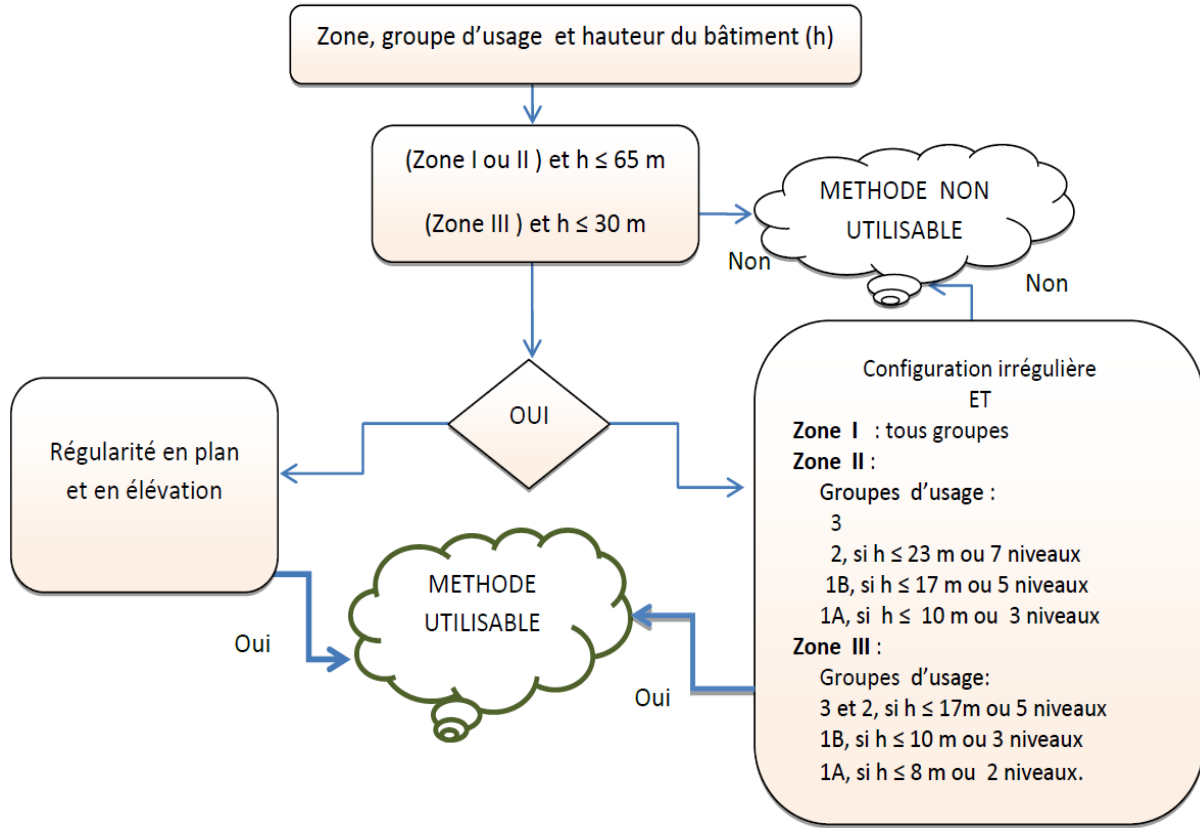


Figure I.11 : Schémas d'application de la méthode statique [15].

1.5.1.3. Analyse modale spectrale.

Par cette analyse, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure [3].

➤ Spectre de réponse.

Le spectre de réponse des structures est un outil pour estimer la réponse d'un bâtiment au séisme, En général il s'agit de réponse en accélération, mais il existe des spectres en déplacement et en vitesse.

Le spectre de réponse inélastique est obtenu en réduisant un spectre de réponse élastique en utilisant un coefficient de réduction ou un coefficient de comportement R.

Le spectre de réponse dans les règlements algériens [3] est donné par la formule suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (I.7)$$

A : Coefficient d'accélération de zone,
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique,
R : Coefficient de comportement de la structure,
 T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,
Q : Facteur de qualité,
 η : Facteur de correction d'amortissement.

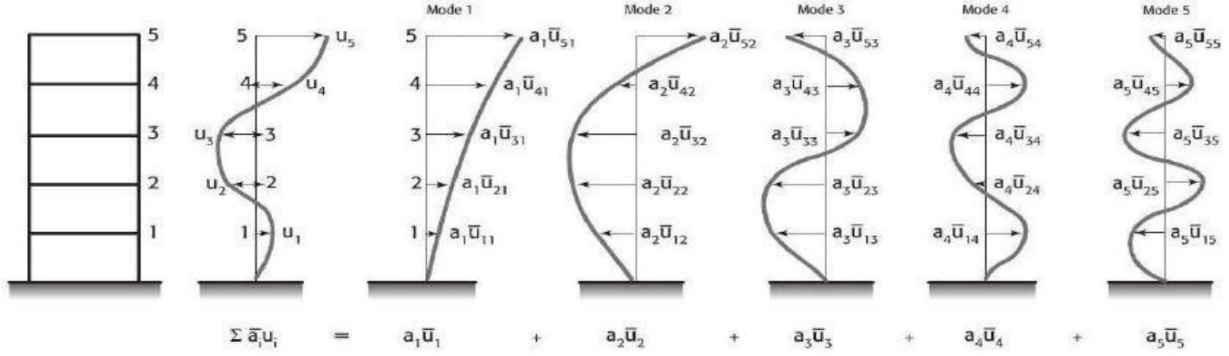


Figure I.12 : Représentation du principe de la méthode d'analyse modale spectrale [16].

1.5.2. Méthodes d'analyse non linéaire.

1.5.2.1. Analyse dynamique non-linéaire temporelle.

Cette méthode surmonte tous les problèmes associés au RSA (RSA : Response Spectrum Analysis), elle est considérée comme étant la méthode la plus précise pour l'évaluation de la conception sismique des structures.

Les propriétés de chaque élément structurel sont correctement modélisées, y compris les non-linéarités des matériaux, avec la solution d'analyse étant calculée par intégration numérique pas à pas de l'équation d'équilibre (Equation I.8) : tel que M , C et K représentent respectivement la matrice de masse, de l'amortissement et de la rigidité $\ddot{u}_r(t)$, $\dot{u}_r(t)$ et $u_r(t)$, sont les vecteurs de l'accélération relative, de déplacement et de vitesse respectivement et $\ddot{u}_g(t)$ est l'accélération.

$$M (\ddot{u}_r(t)) + C (\dot{u}_r(t)) + K (u_r(t)) = -M (\ddot{u}_g(t)) \quad (I.8)$$

Par conséquent, elle permet l'évaluation de la réponse dynamique de la structure avec le temps, y compris les réponses locales et globales. Ce fait évite l'utilisation des facteurs de comportement et de leurs effets fallacieux, puisqu'ils ne peuvent pas tenir compte la ductilité de la structure d'une manière correcte.

1.5.2.2. Analyse Pushover.

L'analyse pushover ou bien l'analyse en poussée progressive est une méthode statique non-linéaire une procédure statique non-linéaire, utilisée pour l'évaluation ou le diagnostic sismique des bâtiments. Elle

est proposée par des nombreux règlements parasismiques, la méthode pushover consiste à appliquer à la structure un système des forces d'intensité croissante [16].

Les méthodes statiques non linéaires « pushover » sont recommandés par ATC40 [17] et FEMA356 [18]. Dernièrement le code japonais « Japanese Structural Design Code For Building » a adopté la méthode de capacité spectrale CSM de l'ATC40 [17] comme un outil d'évaluation sismique .a l'Europe l'Eurocode8 [10] a adopté la méthode N2 [19].

I.6. Conclusion.

Ce chapitre avait pour objectif de présenter différents aspects bibliographiques concernant l'irrégularité des structures en béton armé. Les mécanismes de ruine ainsi que la classification de l'irrégularité ont été présenté pour comprendre le comportement réel de ce type de constructions. Cette étude nous permet de positionner le problème étudié, ainsi de justifier nos choix concernant la méthode d'analyse sismique.

CHAPITRE II

LA MÉTHODE

PUSHOVER N2

Conventionnelle

II.1. Introduction.

La procédure statique Non-linéaire (NSP) ou bien l'analyse pushover, est dans nos jours utilisée par les ingénieurs comme un outil standard pour estimer la demande sismique des ouvrages. Dans les années passées, plusieurs recherches ont discuté les hypothèses utilisées et les limitations dans cette analyse. Et pour empêcher ces limites des auteurs ont proposé des améliorations, telles que, l'analyse pushover avec des forces adaptatives pour prendre en considération les changements de la distribution des forces d'inertie ou cours du temps, aussi, la considération d'un nombre suffisant des modes propres dans le cas où la contribution des modes supérieurs est élevée. Basée sur les théories de la dynamique de la structure, la analyse pushover modale (MPA) a été développée pour la prise on compte la contribution de tous les modes qui ont une contribution significative dans le comportement sismique de la structure étudiée.

Dans ce chapitre, nous présentons la définition, l'origine, but, avantages et inconvénients de l'analyse statique non-linéaire " PUSHOVER " ou " Analyse en POUSSEE PROGRESSIVE ".

II.2. Définition de l'analyse PUSHOVER.

L'analyse ' PUSHOVER ' est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (figure. II.1) reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure.

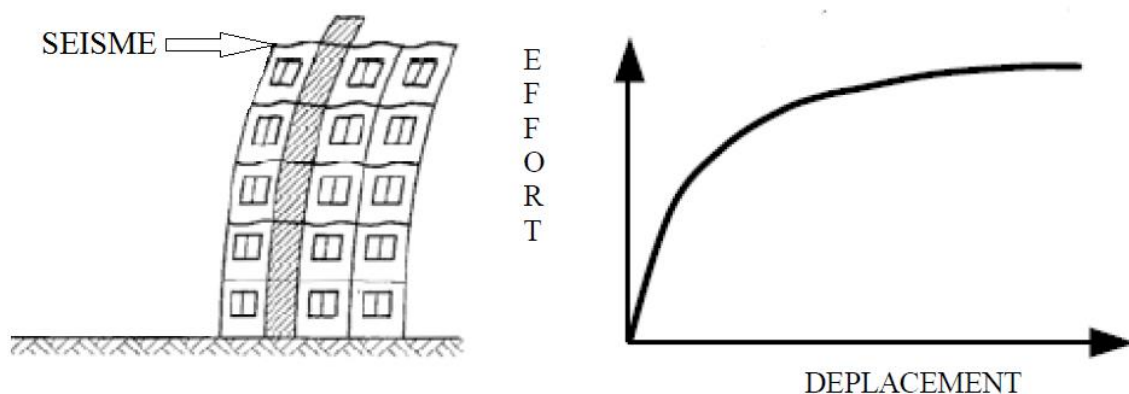
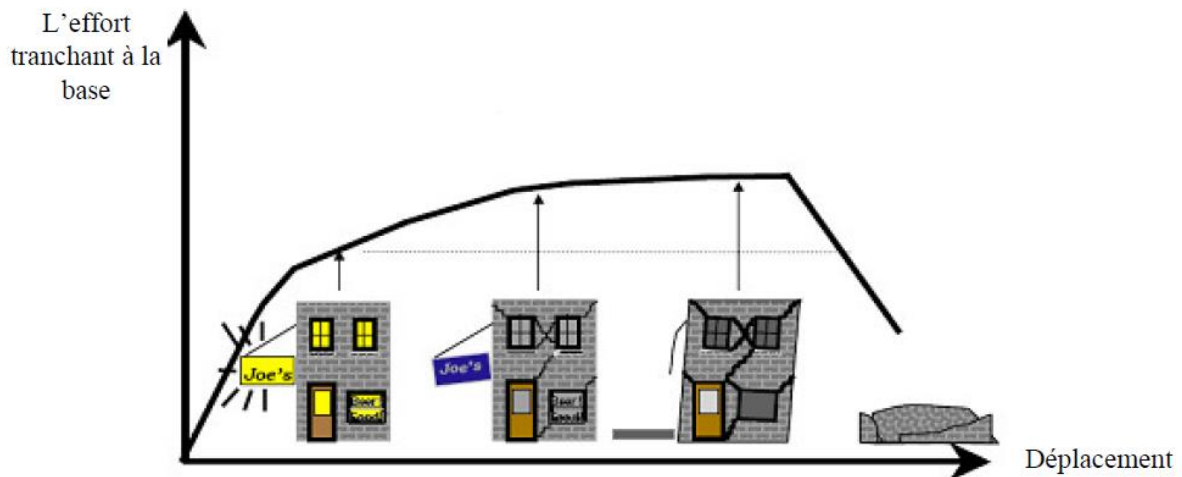


Figure II.1 : Représentation de courbe de capacité.

L'analyse Pushover n'a aucune base théorique rigoureuse, elle est basée sur l'hypothèse pour laquelle la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système équivalent à SDOF, ceci implique que la réponse est commandée par un seul mode, et que la forme de ce mode reste constante dans toute

la réponse, clairement les deux hypothèses sont incorrectes, mais des études ont été effectuées par plusieurs investigateurs qui ont indiqué que ces hypothèses donnent une bonne prévision de la réponse sismique maximale des structures à plusieurs étages (MDOF) [16].



D'après la figure. II.2 on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

- Le premier niveau correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non-endommagement).
- Le deuxième niveau d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

Le troisième niveau représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.

Au-delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

II.3. Origine de l'analyse PUSHOVER.

L'analyse statique PUSHOVER est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent.

II.4. But de l'analyse PUSHOVER.

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement

II.5. Formulation de l'analyse PUSHOVER.

La méthode pushover conventionnelle suit les pas généraux suivants [21]:

- 1- Construction de la courbe pushover effort tranchant à la base V_b - déplacement au sommet D_s .
- 2- Conversion de courbe de pushover (V_d - D_s) au courbe de capacité (S_a - S_d).
- 3- Conversion du spectre de réponse élastique (S_a - T) au spectre de demande (S_a - S_d).
- 4- Détermination du point de performance de la structure.

II.5.1. Courbe de pushover.

La courbe de capacité ou bien la courbe pushover est obtenue par l'application d'un chargement statique incrémental latéral jusqu'à ce qu'on atteigne la rupture ou un certain déplacement cible. La courbe consiste de la représentation de l'effort tranchant à la base fonction du déplacement au sommet

souvent le centre de masse du niveau supérieure. (figure.II.3).

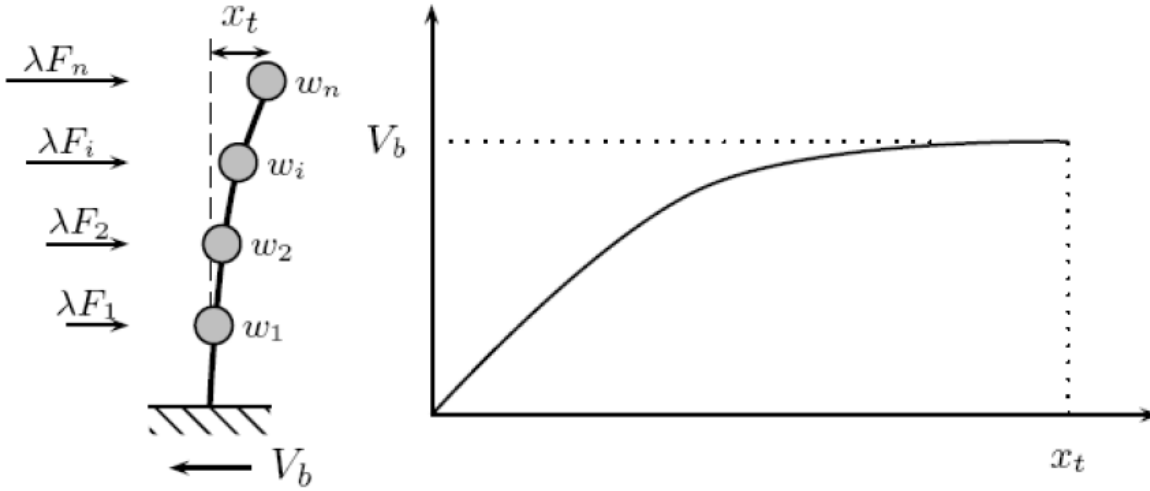


Figure II.3 : Courbe pushover [21].

Plusieurs formes de chargement sont proposées dans les règlements parasismiques.

La plus connue entre ces distributions, est la distribution **triangulaire inversée**.

II.5.2. Courbe de capacité.

L'analyse pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système équivalent d'un degré de liberté. Autrement dit, la réponse est contrôlée par seulement un mode, qu'on suppose constant pendant tout le chargement [5]. Dans cette étape, la courbe de capacité obtenue a été transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement spectral.

Pour obtenir cette équivalence on commence par l'équation d'équilibre dynamique linéaire du système réel soumis à une accélération à sa base $\ddot{u}_g(t)$:

$$M \{\ddot{u}(t)\} + C\{\dot{u}(t)\} + K \{u(t)\} = -M\{1\} \ddot{u}_g(t) \quad (\text{II. 1})$$

Où $\{u(t)\}$ est le vecteur de déplacement ; M , C et K et les matrices de masse, amortissement et rigidité respectivement.

Le déplacement $\{u(t)\}$ peut-être décomposé sous forme de n modes propres :

$$\{u(t)\} = \sum_n \{u(t)\}_n = \sum_n \phi_n q_n(t) \quad (\text{II. 2})$$

Où $q_n(t)$ sont les coordonnées modales généralisées.

Substituant l'équation (II.2) dans (II.1) permet d'obtenir l'équation classique :

$$\ddot{q}_n(t) + 2 \xi_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (\text{II. 3})$$

Ou ξ_n le taux d'amortissement du mode et ω_n sa pulsation ; Γ_n le facteur de participation modale donné par :

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad (\text{II. 4})$$

Avec :

$$L_n = \phi_n^t M \{1\} \quad (\text{II. 5})$$

$$M_n = \phi_n^t M \phi_n \quad (\text{II. 6})$$

Si on fait la substitution $q_n(t) = \Gamma_n D_n$ avec D_n le déplacement associé au mode n on obtient :

$$\ddot{D}_n(t) + 2 \xi_n \omega_n \dot{D}_n(t) + \omega_n^2 D_n(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (\text{II. 7})$$

L'expression des déplacements de la structure originale en fonction des déplacements modaux donne :

$$\{u(t)\} = \sum_n \phi_n \Gamma_n D_n(t) \quad (\text{II. 8})$$

Si on prend seulement le premier mode, on a donc :

$$\{u(t)\} \cong \phi_1 \Gamma_1 D_1(t) \quad (\text{II. 9})$$

Dans ce cas la relation entre le déplacement au sommet u_s et le déplacement de premier mode correspondant est donné par :

$$D_1 = \frac{u_s}{\phi_{N,1} \Gamma_1} \quad (\text{II. 10})$$

L'effort tranchant à la base V_b peut-être approximé par :

$$V_b(t) = \sum_n V_{b,n}^{st} A_n(t) \cong V_{b,1}^{st} A_1(t) \quad (\text{II. 11})$$

Ou A_n sont les pseudo-accélérations modales, et $V_{b,n}^{st}$ donné par :

$$V_{b,n}^{st} = \frac{L_n^2}{M_n} = M_n^* \quad (\text{II. 12})$$

Donc,

$$V_{b,n}^{st} = \frac{L_1^2}{M_1} = M_1^* \quad (\text{II. 13})$$

Maintenant, on peut obtenir une correspondance entre l'effort tranchant à la base de la courbe pushover et l'accélération correspondante à un système d'un degré de liberté par la relation suivante,

$$A_1(t) = \frac{V_b(t)}{M_1^*} \quad (\text{II. 14})$$

Le spectre de capacité est représenté dans la figure II.4.

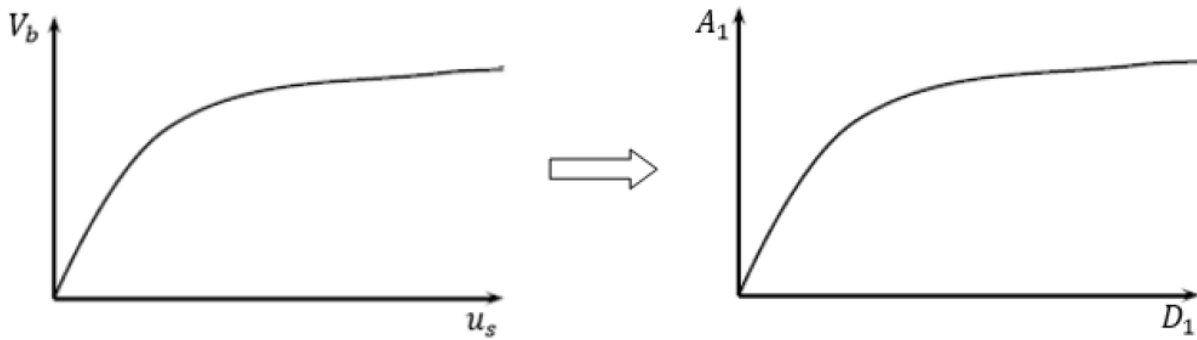


Figure II.4 : Transformation de la courbe de capacité vers le spectre de capacité [21].

II.5.3. Spectre de demande.

On peut construire une représentation équivalente ou format ADRS (Accélération _ Displacement Response Spectrum) d'un spectre de réponse dans le plan S_a - T_n , par les transformations des périodes en déplacements spectrales, utilisant la formule suivante :

$$S_a = \omega^2 S_d \rightarrow S_d = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a \quad (\text{II. 15})$$

Ou T_n sont les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération S_a connue.

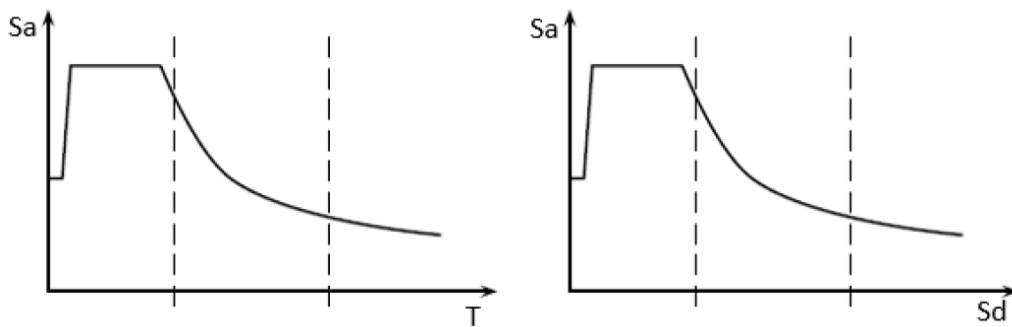


Figure II.5 : Transformation ADRS du spectre de réponse.

II.5.4. Point de performance.

Plusieurs méthodes sont développées pour déterminer le point de performance c'est à dire la demande de déplacement sur la structure induite par le séisme. Parmi ces méthodes on trouve :

- 1- La méthode N2 originale [17] ;
- 2- La méthode de l'ATC 40 (avec trois procédures : A, B, C) [17] ;

3- Les méthodes FEMA 356 [18] et FEMA 440 [22].

Le principe général de la plupart des techniques est le même; construire une approximation bilinéaire pour le diagramme de capacité, apporter le spectre de réponse élastique du séisme au format ADRS et chercher l'intersection entre les deux courbes selon un schéma itératif.

La méthode N2 original [17] a été incluse dans l'EUROCODE 8 [10], comme la méthode recommandée pour déterminer le point de performance. Dans notre travail cette méthode a été choisie pour déterminer la demande en déplacement de nos structures.

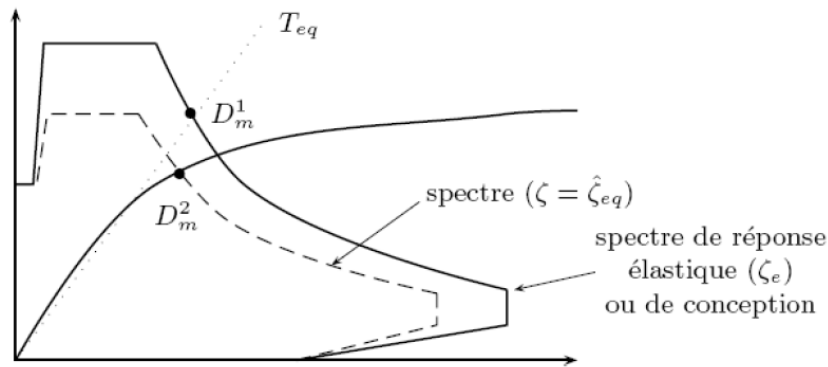


Figure II.6 : Détermination du point de performance [21].

Par la méthode N2 originale, la demande sismique du système d'un seul degré de liberté équivalent peut être calculée utilisant la procédure graphique illustrée dans figure II.7 pour les structures avec des périodes courtes, et dans la figure II.8 pour moyennes et longues périodes.

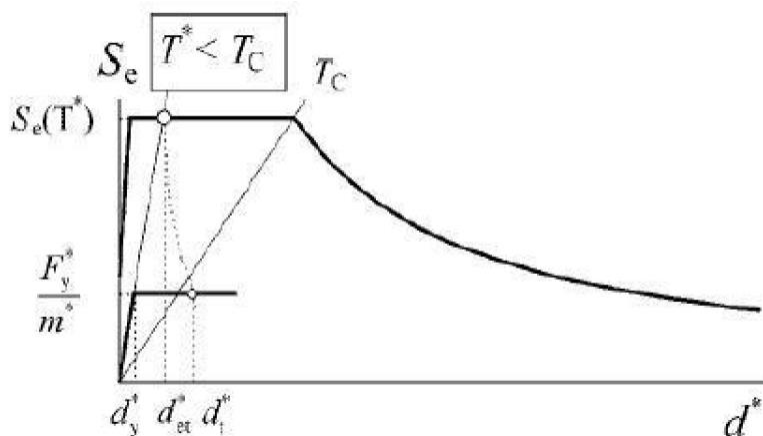


Figure II.7 : Point de performance pour les structures à courte période [23].

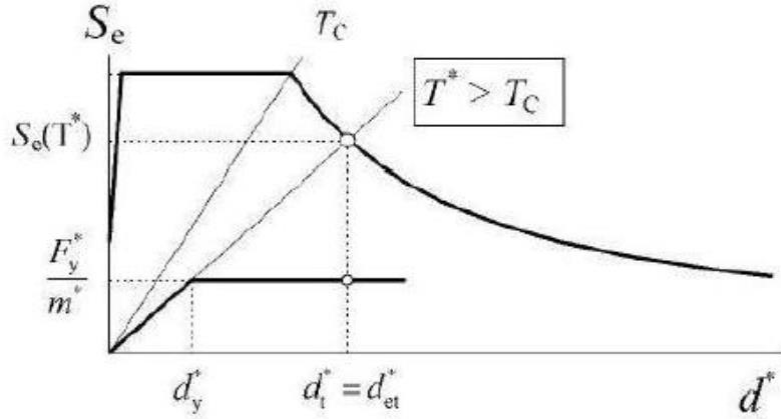


Figure II.8 : Point de performance pour les structures à moyenne (longue) période [23].

Une étape importante lors de l'utilisation de la méthode N2 originale, est l'idéalisation de la courbe de capacité. Après cette étape on peut calculer la période élastique du système 1DDL équivalent T^* .

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (\text{II. 16})$$

Avec F_y^* , d_y^* sont la force et le déplacement élastique respectivement (figure II.9).

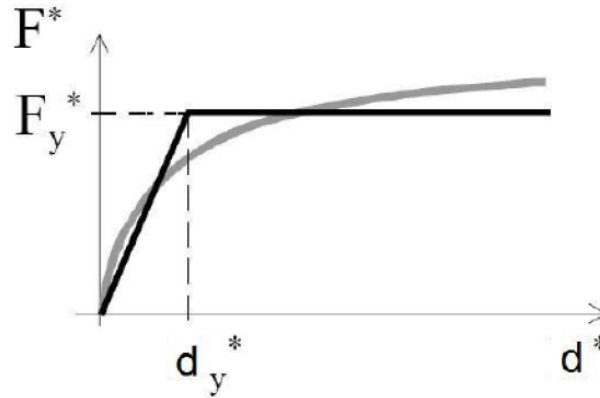


Figure II.9 : Idéalisation de la courbe pushover [23].

Dans la figure II.9. F^* , représente l'effort tranchant à la base du système 1DDL équivalent, et donnée par :

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma_1} \quad (\text{II. 17})$$

Pour déterminer le déplacement cible (point de performance) d_t^* des structures avec des courtes ou bien moyennes et longues périodes, différentes expressions sont utilisées, la période du coin entre les deux phases de période est T_c : la période caractéristique du séisme.

a) pour $T^* < T_c$ (région des courtes périodes)

Si $F_y^*/M^* \geq S_e(T^*)$, la réponse est élastique et le déplacement cible est donné par :

$$d_t^* = d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (\text{II. 18})$$

$S_e(T^*)$ est l'accélération élastique dans la période équivalente T^* .

Si $F_y^*/M^* < S_e(T^*)$, la réponse est non-linéaire et donné par :

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (\text{II. 19})$$

q_u est le rapport entre l'accélération élastique ultime de la structure $S_e(T^*)$ et la limite de résistance élastique de la structure F_y^*/M^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*)M^*}{F_y^*} \quad (\text{II. 20})$$

b) pour $T^* \geq T_c$ (région des périodes moyennes et longues)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (\text{II. 21})$$

Alors, on peut conclure que dans le cas des structures avec moyennes et longues périodes la règle des déplacements égaux peut être utilisée.

Le point de performance de la structure (multi-degrés de liberté) est calculer en multipliant le déplacement cible d_t^* de système 1DDL par le facteur de transformation Γ_1 (facteur de participation modale).

$$d_t = d_t^* \Gamma_1 \quad (\text{II. 22})$$

II.6. Avantages, Inconvénients et Limites de la méthode.

En ce qui concerne le renforcement de bâtiments existants, les données précises concernant les propriétés mécaniques réelles sont parfois difficiles à obtenir et il faudra par conséquent faire des hypothèses concernant leur valeur, sur la base des règles en vigueur lors de la construction de l'ouvrage par exemple. Ces hypothèses seront appuyées également par des sondages et des prélèvements locaux. En plus des propriétés intrinsèques des matériaux, il faut connaître l'évolution de celles-ci au cours du temps (dégradation du béton, corrosion de l'acier, etc....). Les lois de comportement des matériaux doivent être aussi complètes que possibles, incluant entre autres les dégradations de raideur en phase plastique et les résistances résiduelles. Cette étape est souvent délicate, d'autant que l'analyse pushover est sensible à ces données.

L'établissement de la courbe de capacité et l'analyse modale requièrent des moyens numériques performants. Une autre difficulté de cette méthode est qu'elle n'est pas déterministe. Elle intervient dans une étape de vérification. Son utilisation en dimensionnement se fait donc de manière itérative. Par contre elle permet de s'affranchir du coefficient de comportement. En comparant les courbes de

capacité avant et après renforcement, on peut visualiser l'influence des mesures adoptée. De plus, elle permet prendre en considération les phénomènes non linéaires comme la formation de rotule plastiques ou la fissuration du béton. Néanmoins pour cela il faut être en mesure de déterminer les zones où ces phénomènes vont se produire ainsi que leur chronologie. Ensuite il faut ôter du modèle au fur et mesure les éléments ayant subi une rupture et qui ne conservent pas de rigidité résiduelle. Il faut alors s'assurer que cette opération ne remet pas en cause le comportement dynamique du modèle. Des algorithmes ont été développés pour déterminer la courbe de capacité et son modèle bilinéaire dans le cas de portiques en béton par exemple. Certains logiciels de calcul de structure utilisent la méthode pushover (par exemple Robot millenium, SAP).

Comme le met en évidence le règlement américain il s'agit d'une méthode statique. Il faut donc s'assurer de la bonne représentativité des efforts statiques équivalents par rapports aux efforts dynamiques. De plus comme les autres méthodes statiques, le pushover ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre liés au caractère dynamique de la sollicitation sismique ni des dissipations d'énergie par hystérésis ou de la fatigue. Le pushover donne donc des résultats satisfaisant lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental. Par contre, là où la contribution des modes plus élevés est non négligeable, il convient de faire une analyse dynamique linéaire pour vérifier leur contribution. Le règlement américain donne quelques réponses à ce sujet. Le dernier stade de l'analyse est l'analyse dynamique non linéaire qui tient compte en plus de l'évolution de l'excitation dans le temps et de son caractère cyclique, ce qui permet de mettre en évidence des ruptures en chaîne par exemple.

Enfin, il convient de remarquer que la méthode du pushover a été explicitée pour des spectres d'accélération courants et non pour des spectres locaux ou des sollicitons à grands déplacements.

II.7. Conclusion.

La méthode pushover représente une des méthodes d'analyse fiable du comportement non linéaire d'une structure. Son principe consiste à tracer la courbe de capacité qui détermine la résistance ultime de la structure et sa capacité de déformation. Ceci, nous renseigne sur le processus d'endommagement et donne les zones critiques.

C'est ainsi, et pour la première fois, que nous appliquons cette méthode pour l'analyse d'une structure irrégulière en plan. L'étude de cet ouvrage sera présentée au prochain chapitre avec la méthode pushover étendue.

CHAPITRE III

LA MÉTHODE

PUSHOVER N2

ÉTENDUE

III.1. Introduction.

L'une des méthodes non linéaires simplifiées est la méthode N2, qui a été mise en œuvre dans l'Eurocode 8 [10]. Dans la méthode N2, la demande sismique est déterminée à partir de spectres inélastiques et dépend de la période du système SDOF équivalent. La transformation du système MDOF en un système SDOF équivalent est basée sur l'hypothèse d'un mode fondamental prédominant. Cette hypothèse représente la limitation majeure de l'applicabilité de la méthode N2 conventionnelle. Cela fonctionne bien dans le cas des structures régulières avec une faible influence des modes supérieurs. Dans le cas de structures de bâtiments asymétriques ou bien irréguliers en élévation, plusieurs modes peuvent contribuer à la réponse et les effets de torsion peuvent ne pas être correctement pris en compte. Pour surmonter cette limitation Fajfar et al. [24] ont proposé une extension de la méthode N2.

Dans ce chapitre, la méthode N2 étendue et ses phases sont présentées.

III.2. Contribution des modes supérieurs (mode de torsion).

Les résultats d'études paramétriques récentes suggèrent que dans la majorité des cas, les effets de torsion (modes supérieurs) peuvent être estimés par une analyse dynamique linéaire (spectrale) [25, 26]. Sur la base de cette observation, il a été proposé que les résultats obtenus par l'analyse pushover d'un modèle structurel 3D soient combinés avec les résultats d'une analyse dynamique linéaire (spectrale) [24]. Les premiers résultats contrôlent les déplacements cibles et la répartition des déformations le long de la hauteur du bâtiment, tandis que les derniers résultats (de l'analyse modale spectrale) définissent les amplifications de torsion (modes supérieurs).

III.3. Méthode N2 Étendue

Dans l'analyse N2 étendue (EN2), Il est suggéré de considérer les effets de torsion en multipliant les déplacements cibles obtenus à partir de l'analyse N2 conventionnelle par un facteur d'amplification (correction) résultant d'une analyse modale spectrale élastique. Cette approche développée par Fajfar et al. en 2005 [24], est étendue pour étudier les constructions irrégulières en plan et en élévation en 2012 [27].

III.4. Etapes de la méthode N2 Étendue.

Les étapes de la méthode N2 étendue sont les suivantes :

1. Effectuer des analyses pushover en utilisant un modèle mathématique 3D. Le chargement est appliqué aux centres de masse de chaque étage, indépendamment dans deux directions horizontales, dans chaque direction avec le signe + et -. Déterminer le déplacement cible

(demande de déplacement au CM au niveau du toit) pour chacune des deux directions horizontales (la plus grande valeur de deux valeurs, obtenue pour les signes + et -) (voir figure III.1).

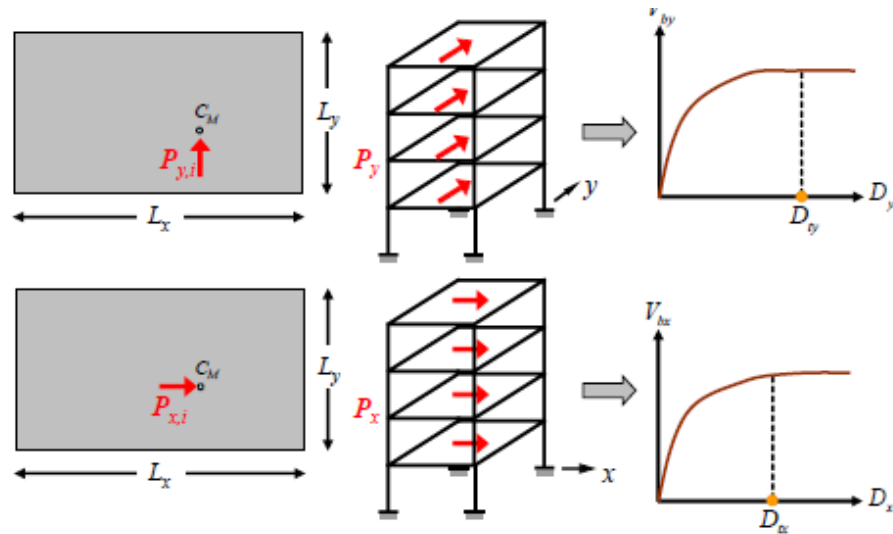


Figure III.1 : Application de la charge latérale pour effectuer l'analyse pushover dans les deux directions (x, y) [28].

- Effectuer une analyse modale spectrale linéaire du modèle mathématique 3D, indépendamment pour l'excitation dans les deux directions horizontales et combiner les résultats en utilisant la règle SRSS. (un spectre élastique doit être utilisé (figure III.2))

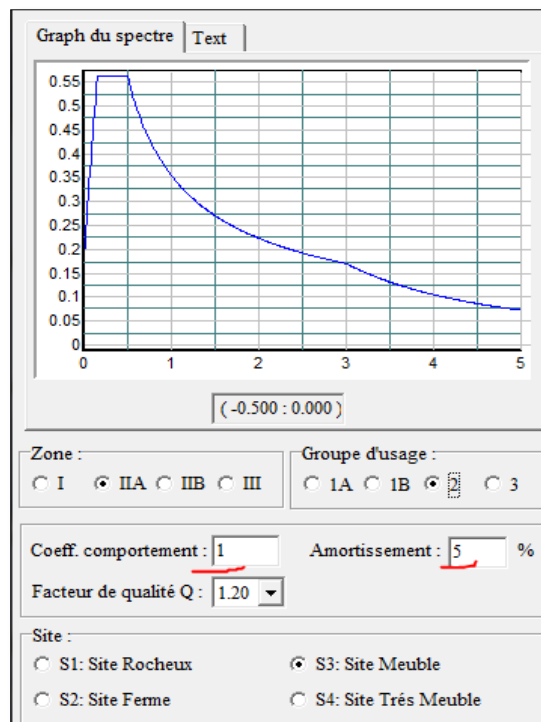


Figure III.2 : Spectre de réponse élastique (R= 1, Amortissement de 5%)

3. Déterminer les facteurs de correction à appliquer aux résultats de l'analyse pushover. Le facteur de correction est défini comme le rapport entre les déplacements au sommet normalisés obtenus par l'analyse modale spectrale élastique et par l'analyse pushover. Le déplacement au sommet normalisé est le déplacement de toit à un emplacement arbitraire divisé par le déplacement de toit au centre de masse (CM). Si le déplacement normalisé du toit obtenu par l'analyse modale spectrale est inférieur à 1.0, prendre 1.0. Les facteurs de correction sont définis séparément pour chaque direction horizontale. Notez que le facteur de correction dépend de l'emplacement du plan (figure III.3). le déplacement normalisé du portique p est calculé comme suivant :

$$U_{p,x \text{ norm}} = \frac{U_{p,x}}{U_{CM,x}} \quad (\text{III. 1})$$

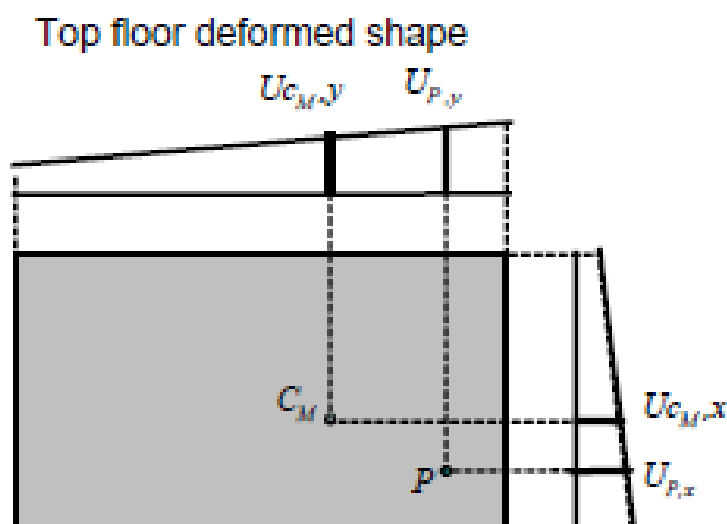


Figure III.3 : Calcul de déplacement normalisé [29].

Le facteur de correction du portique p dans le sens x est donné par :

$$C_{p,x} = \frac{U_{p,x \text{ norm}}^{\text{analyse modale}}}{U_{p,x \text{ norm}}^{\text{analyse pushover}}} \quad (\text{III. 2})$$

4. Multipliez toutes les résultats obtenus par l'analyse pushover N2 par les facteurs de correction appropriés. Par exemple, dans un portique p parallèle à l'axe X, toutes les quantités sont multipliées par le facteur de correction déterminé $C_{p,x}$. (figure III.4)

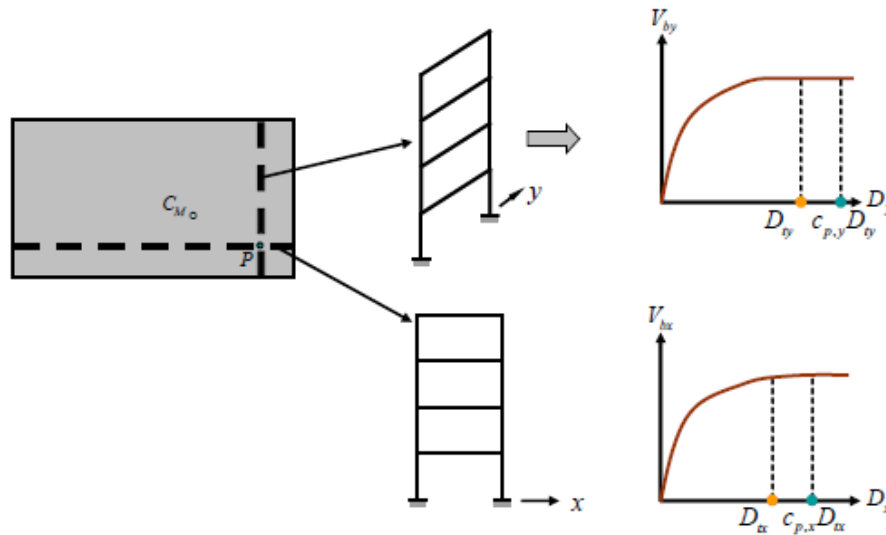


Figure III.4 : Amplification des déplacements cible obtenus par l'analyse pushover N2 [28].

Les résultats obtenus par cette procédure sont influencés à la fois par la méthode statique non linéaire (pushover) et l'analyse modale dynamique élastique. La demande de déplacement aux centres de masse est déterminée par la méthode N2 conventionnelle, qui est basée sur l'analyse pushover. L'amplification de la demande due à la torsion est déterminée par l'analyse modale spectrale élastique, tandis que la réduction de la demande due à la torsion n'est pas prise en compte.

III.5. Conclusion.

Une version étendue de la méthode N2, applicable aux bâtiments à plan asymétrique, a été présentée dans ce chapitre. Elle propose que l'analyse pushover d'un modèle mathématique 3D, qui contrôle le déplacement cible au centre de masse au toit et, soit combinée avec une analyse dynamique élastique (modale). Dans le prochain chapitre nous allons appliquer cette méthode sur un cas réel pour mesurer l'effet des modes supérieurs dans la réponse sismique des bâtiments.

CHAPITRE IV

ÉTUDE DE

CAS

IV.1. Introduction.

Une analyse correcte est le résultat d'une bonne modélisation qui doit être juste représentative. Cette tâche est devenue moins compliquée qu'auparavant surtout avec l'essor qu'a connu le domaine de l'informatique et la disponibilité de logiciels de modélisation et de calcul très performants.

La présente étude a pour but d'évaluer l'applicabilité de l'analyse non linéaire en poussée progressive (méthode pushover N2 étendue) et d'examiner les caractéristiques dynamiques préliminaires des bâtiments irréguliers en plan.

Dans le cadre de notre étude, nous proposons une analyse statique non linéaire « Pushover étendue 'EN2' » de l'ouvrage. Ainsi, nous présenterons, dans ce chapitre une description succincte de la structure, puis la modélisation non linéaire, utilisant le logiciel ETABS.

IV.2. Présentation de Projet.

L'immeuble faisant l'objet de notre étude, est implanté à la ville de M'sila en zone sismique IIa. Ce bâtiment à usage d'habitation (R+3).

L'ouvrage est contreventé par un système qui assuré par des portiques longitudinaux et transversaux de poteaux et de poutres. Comme l'indique le plan d'architecteur ce bâtiment comprend un RDC habité plus (3) étages à 3 appartements par palie.

Longueur totale	22.45
Largeur totale	20.05
Hauteur totale	12.24
Hauteur de R.D.C	3.06
Hauteur d'étage courant	3.06

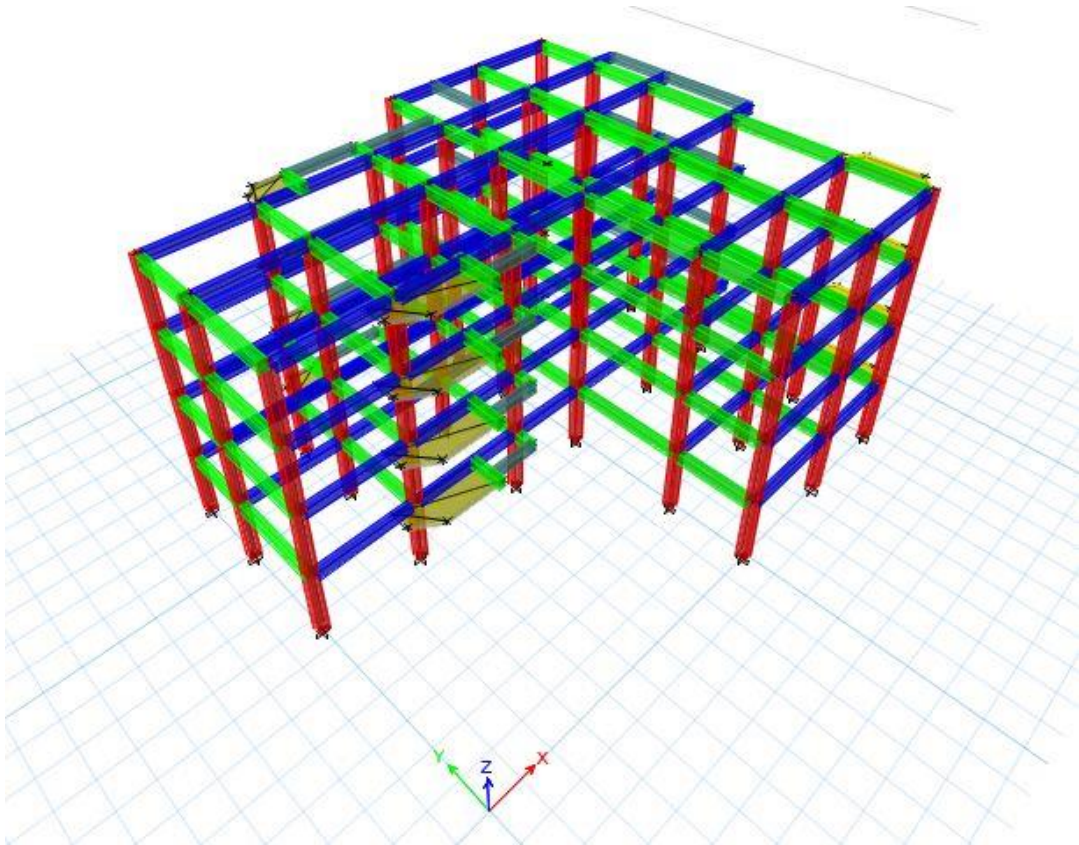


Figure IV.1: Vue en 3D de bâtiment R +3.

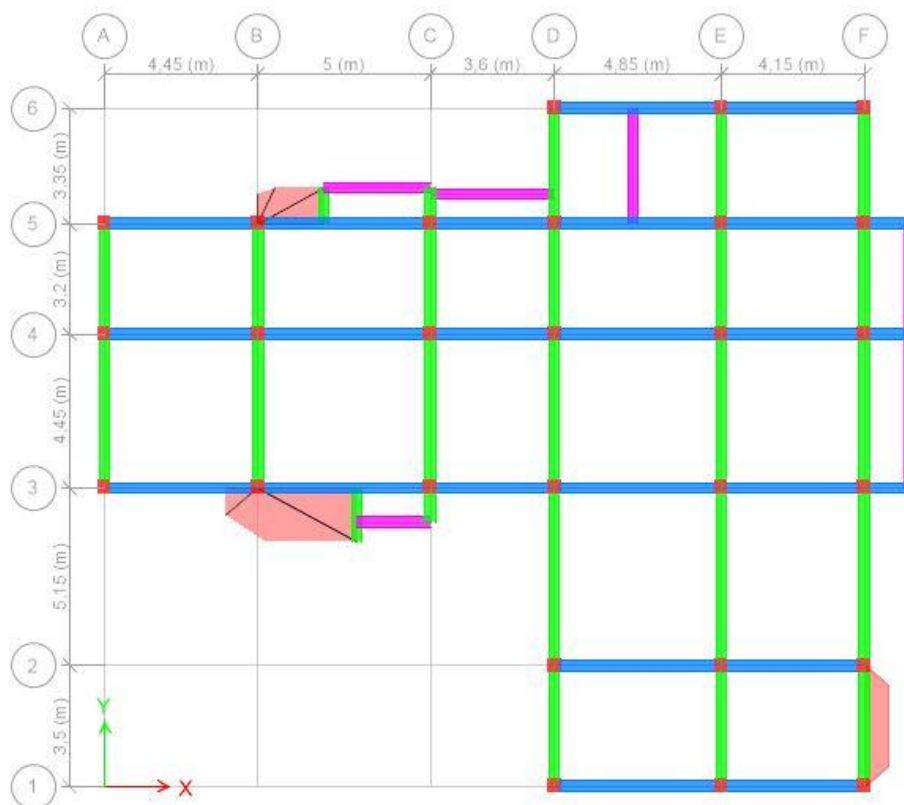


Figure IV.2: Vue en plan étage courant de bâtiment R +3.

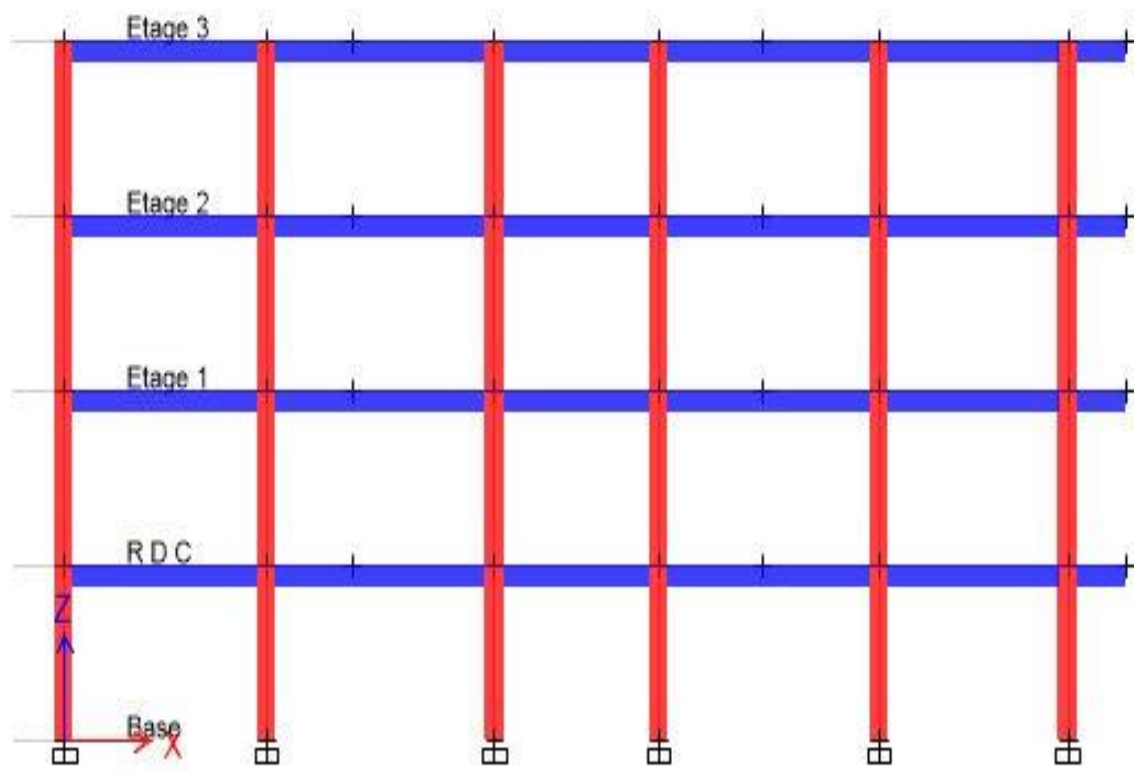


Figure IV.3: Vue en élévation de bâtiment R +3.

IV.3. Caractéristiques des matériaux.

IV.3.1 Le béton.

IV.3.1.1 Résistance à la compression f_{cj} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge, cette valeur est représentée par le symbole f_{c28} .

Dans notre cas :

- ✓ La résistance caractéristique du béton en compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

IV.3.1.2 Résistance à la traction f_{tj} .

La résistance caractéristique à j jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

- ✓ Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

IV.3.1.3 Etat limite ultime.

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

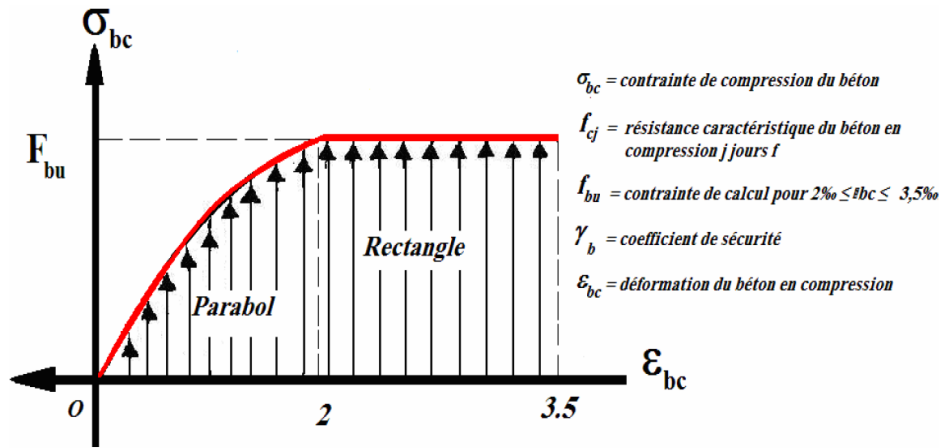


Figure IV.4: Loi contraintes - déformations du béton – ELU – [30].

La contrainte du béton en compression : $\sigma_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa}$

Avec : $\gamma_b = 1.5$: pour les combinaisons fondamentales ; $\theta = 1$: durée probable de charge >24 h.

IV.3.1.4 Etat limite de service.

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

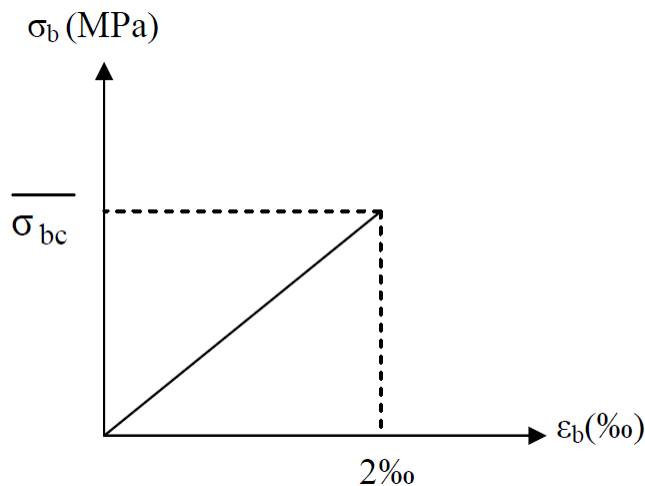


Figure IV.5 : Loi contraintes - déformations du béton – ELS –

La contrainte limite de service en compression est limitée par $\overline{\sigma}_{bc}$ soit :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}. \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}.$$

IV.3.1.5 Contrainte limite de cisaillement.

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par τ où :

$$\tau = \min (0,13 f_{cj}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ Mpa.} \quad \text{Fissuration non ou peu préjudiciable.}$$

$$\tau = \min (0,10 f_{cj}, 3 \text{ MPa}) = 2.50 \text{ Mpa.} \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

IV.3.1.6 Module de déformation longitudinale.

Le module de déformation longitudinal du béton est défini selon la durée d'application des contraintes normales. [31]

$$E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_{cj}}. \quad \text{Pour des charges instantanées.}$$

$$E_{vj} = 3700. \sqrt[3]{f_{cj}} = 1/3. E_{ij}. \quad \text{Pour des charges de longues durées.}$$

IV.3.1.7 Coefficient de Poisson

Le coefficient de POISSON ν est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

$$\nu = 0,2. \quad \text{Pour le calcul des déformations.}$$

$$\nu = 0. \quad \text{Pour le calcul des sollicitations.}$$

IV.3.2 Les aciers.

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue :

- Les fers doux (ronds, ordinaires,...)
- Les fers à nuances à hautes adhérences.

Dans notre cas, les types d'acier pour le ferrailage :

- ✓ Acier a haute adhérence de nuance FeE400, pour les armatures longitudinales.
- ✓ Acier rands lisses de nuance FeE215, pour les armatures transversales.
- ✓ Les treillis soudés (ϕ 5) pour le hourdis des planchers à corps creux.

IV.4. Charges et surcharges.

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont évaluées selon [32].

IV.4.1 Acrotère.

Surface de l'acrotère	0,0846
G =	211,50 Kg/ml

IV.4.2 Plancher terrasse.

Protection en gravillons roule	85
Etanchéité multicouche	12
Forme de pente	200
Par vapeur	04
Isolation thermique en liège	16
Plancher à corps creux (16+4)	285
Enduit en plâtre	20
G =	622,00 Kg/m²
Q =	100,00 Kg/m²

IV.4.3 Plancher étage courant.

Cloisons légère	75
Carrelage	44
Mortier de pose	40
Lit de sable	54
Plancher (16+4)	285
Enduit de plâtre	20
G =	518,00 Kg/m²
Q =	150,00 Kg/m²

IV.4.4 Murs extérieures.

Maçonnerie en brique en double cloison	345 Kg/m ²
G = (30 % des ouvertures)	241,50 Kg/m²

IV.5. Présentation du logiciel "ETABS".

L'ETABS est un logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes, il a été spécialement développé pour le calcul des bâtiments.

Plusieurs types d'analyses sont disponibles dans ce logiciel, ce qui lui permet d'être l'un des plus performants dans sa catégorie.



Figure IV.6: Logiciel ETABS 2015 V.

Il offre la possibilité de :

- ✓ Définir la structure en mode graphique ;
- ✓ Visualiser la déformée, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration ;
- ✓ Effectuer plusieurs types d'analyse (statique, dynamique, linéaire, non linéaire) ;
- ✓ Copier des objets vers d'autres logiciels (Excel, SAP.....) ;
- ✓ Composer librement des impressions (notes de calcul, capture écran).

IV.6. Modélisation de la structure.

La modélisation de la structure se fait, selon les étapes énumérée ci-dessous :

- ✓ Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure ;
- ✓ Vérification de la structure vis-à-vis du RPA99/V2003 ;
- ✓ Définition du comportement non linéaire des éléments ;
- ✓ Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire « Pushover EN2 » ;
- ✓ Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

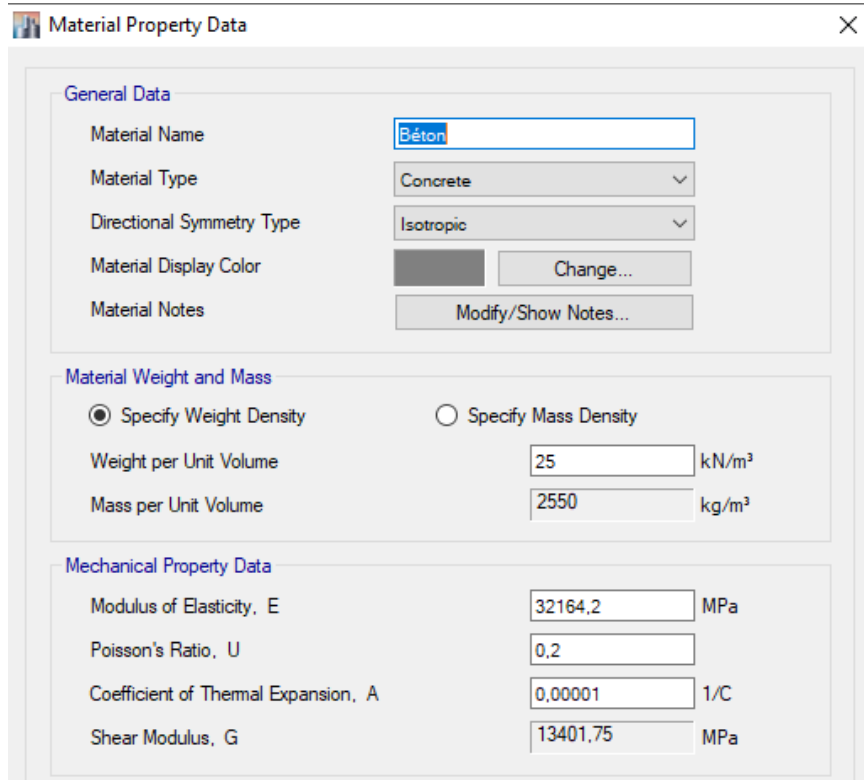
IV.6.1. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.

La structure est dimensionnée sur la base d'une analyse élastique linéaire qui est elle aussi, basée sur la méthode des forces, les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

❖ Spécification des propriétés des matériaux.

Introduire les données suivantes et remplir les champs comme le montre la figure (3.5)

- ✓ Masse volumique du béton : 2550 kg/m^3 Poids volumique du béton : 25 kN/m^3
- ✓ Module d'élasticité (module de Young) : 32164.20 Mpa .

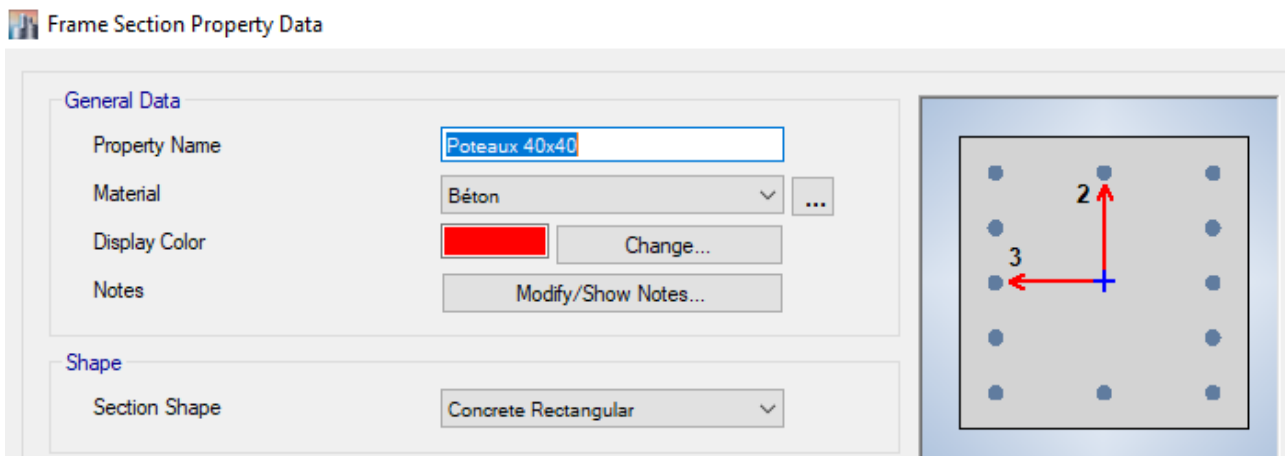


The image shows a 'Material Property Data' dialog box with three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data. In the General Data section, 'Material Name' is 'Béton', 'Material Type' is 'Concrete', and 'Directional Symmetry Type' is 'Isotropic'. In the Material Weight and Mass section, 'Specify Weight Density' is selected with a value of 25 kN/m³, and 'Mass per Unit Volume' is 2550 kg/m³. In the Mechanical Property Data section, 'Modulus of Elasticity, E' is 32164.2 MPa, 'Poisson's Ratio, U' is 0.2, 'Coefficient of Thermal Expansion, A' is 0.00001 1/C, and 'Shear Modulus, G' is 13401.75 MPa.

Figure IV.7: Introduction des caractéristiques des matériaux.

❖ Modélisation géométrique de la structure.

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires « Frame » (figures IV.9 et IV.10), et les balcons par des éléments « Shell-Thin » (figure IV.11).



The image shows a 'Frame Section Property Data' dialog box. In the General Data section, 'Property Name' is 'Poteaux 40x40', 'Material' is 'Béton', and 'Display Color' is red. In the Shape section, 'Section Shape' is 'Concrete Rectangular'. On the right, there is a diagram of a rectangular cross-section with a grid of reinforcement bars. A coordinate system is shown with a vertical red arrow labeled '2' pointing upwards and a horizontal red arrow labeled '3' pointing to the left.

Figure IV.8 : Représentation des poteaux.

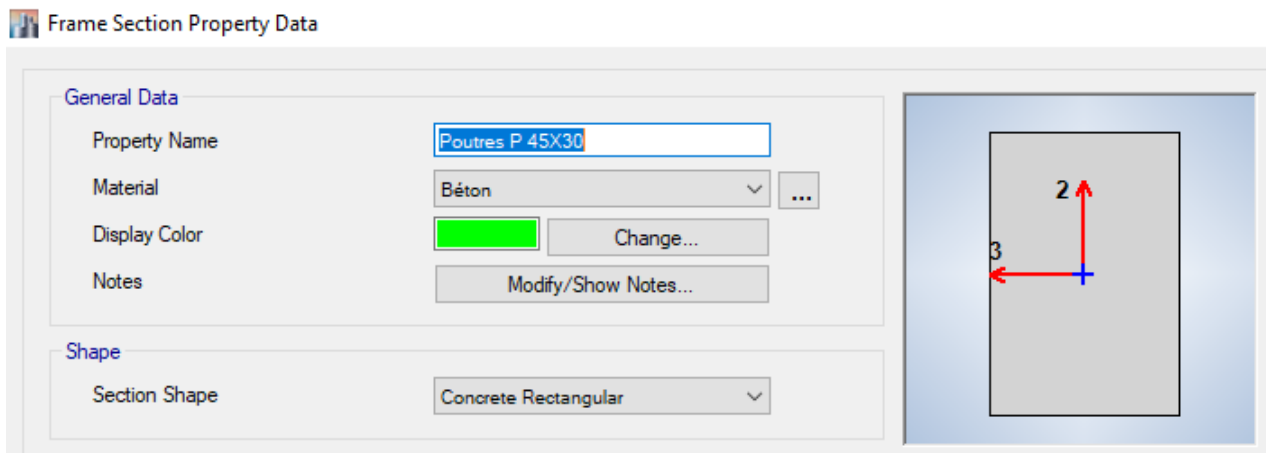


Figure IV.9 : Représentation des poutres.

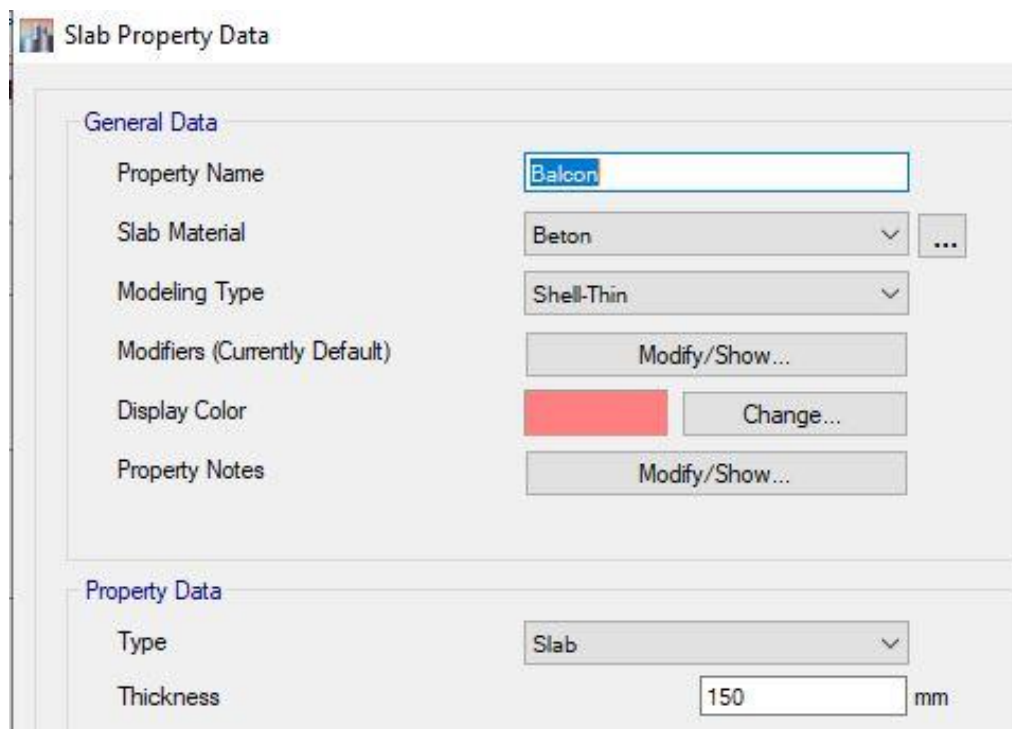


Figure IV.10: Représentation des balcons.

❖ Chargement statique de la structure (G et Q).

Les planchers étant donné qu'ils sont modélisés en élément « Deck », le logiciel prend en considération les charges dues aux poids propre.

- ✓ Pour l'acrotère les charges sont les suivantes ; $G = 211,50 \text{ Kg/ml}$.
- ✓ Pour le plancher terrasse les charges sont les suivantes ; $G = 5,77 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ (inaccessible).
- ✓ Pour l'étage courant on a $G = 518,00 \text{ Kg/m}^2$, $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$ (plancher accessible).
- ✓ Pour les murs extérieures on a $G = 241,50 \text{ Kg/m}^2$.

❖ Définition de l'analyse dynamique.

L'analyse dynamique comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale :

❖ Analyse modale.

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amorti de vibration et les fréquences du système. Ces modes fournissent un aperçu du comportement de la structure, (figure IV.12).

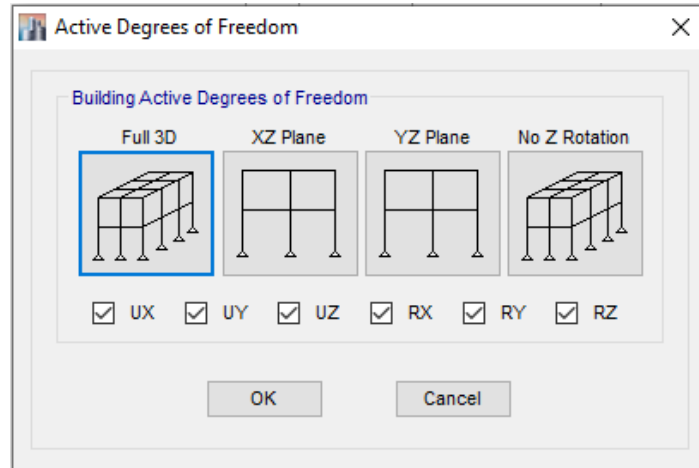


Figure IV.11: Détermination des paramètres de l'analyse dynamique.

❖ Analyse spectrale.

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse donné par le RPA99/V2003 (figure IV.13).

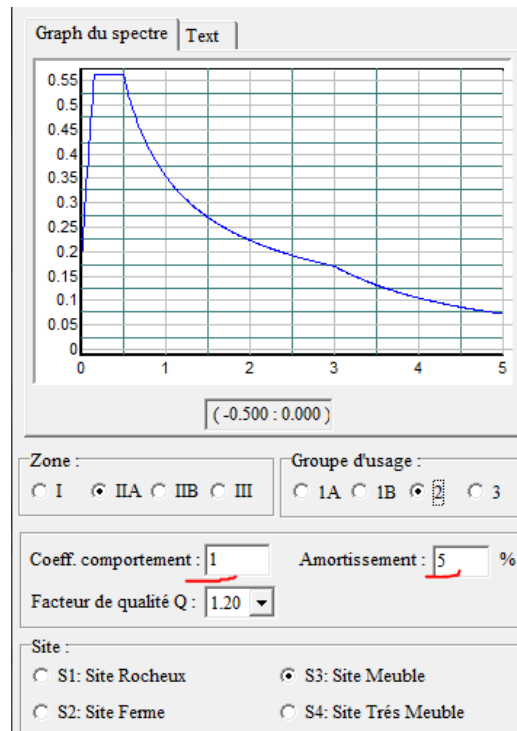


Figure IV.12: Introduction des données de la structure pour déterminer le spectre de réponse.

Pour chaque déterminé, cette analyse permet d'avoir un coefficient de participation modale, les masses modales participantes. Et pour chaque direction, les efforts spectraux, les déplacements, les réactions et efforts correspondant à chacun des modes propres.

La masse sismique considérée dans chaque plancher, prise dans l'analyse dynamique est illustrée dans les (figure IV.14).

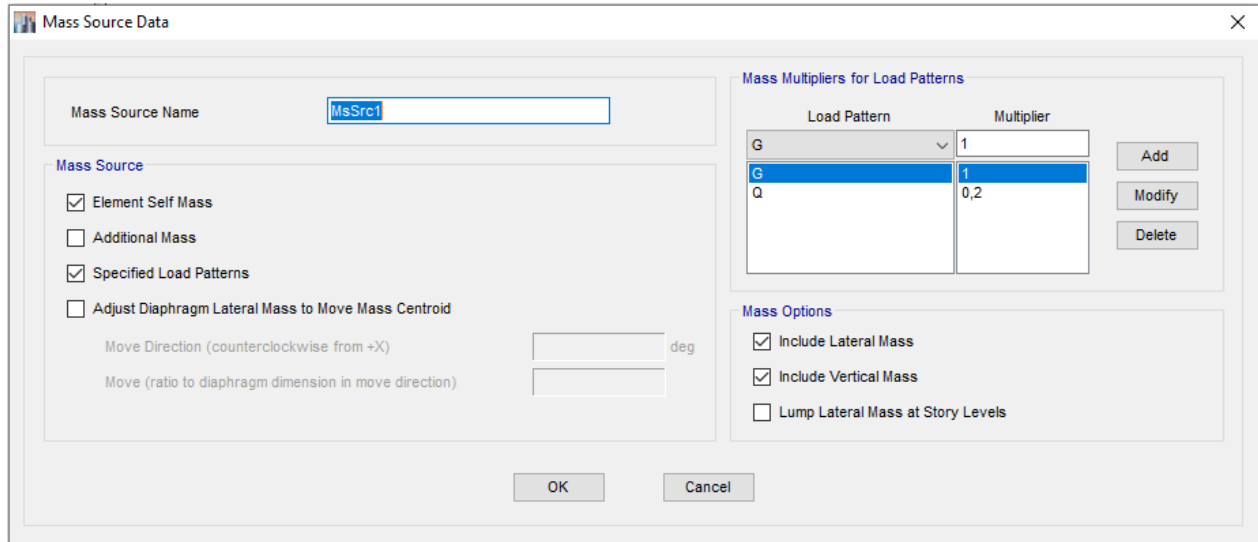


Figure IV.13: Définition de la masse sismique.

❖ Combinaisons d'actions.

Les combinaisons sont décomposées en trois types (figure IV.15) :

- ✓ Combinaison à l'Etat Limite Ultime ELU = $1.35G + 1.5Q$;
- ✓ Combinaison à l'Etat Limite de Service ELS = $G + Q$;
- ✓ Combinaisons accidentelles du RPA99/V2003 : $G + Q \pm E$, $G + Q \pm 1.2E$, $0.8G \pm E$;

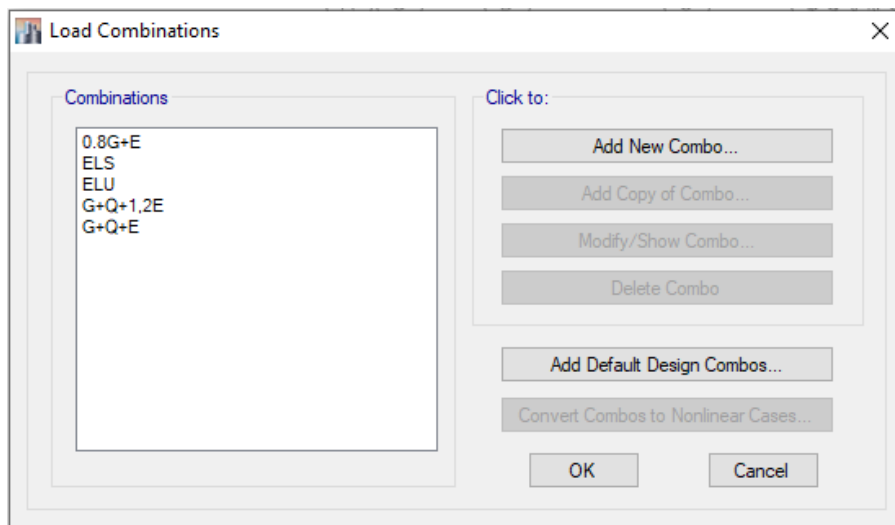


Figure IV.14: Combinaisons d'actions.

❖ Les diaphragmes

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on relie les nœuds d'un même plancher à leurs nœud maître ; de manière à avoir des diaphragmes (figure IV.16).

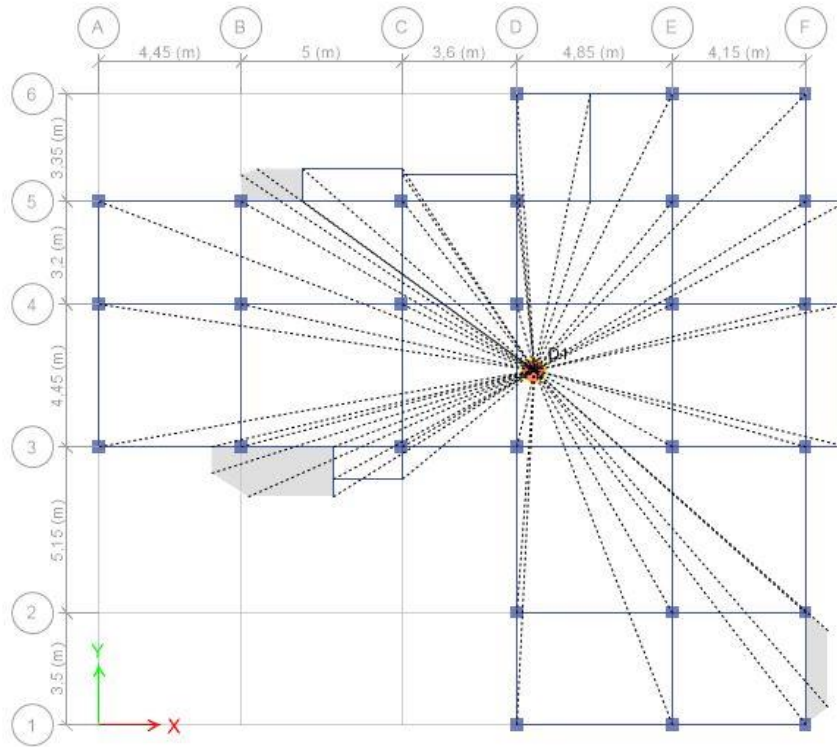


Figure IV.15: Liaison des planchers (Diaphragmes).

❖ Les appuis.

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations (figure IV.17).

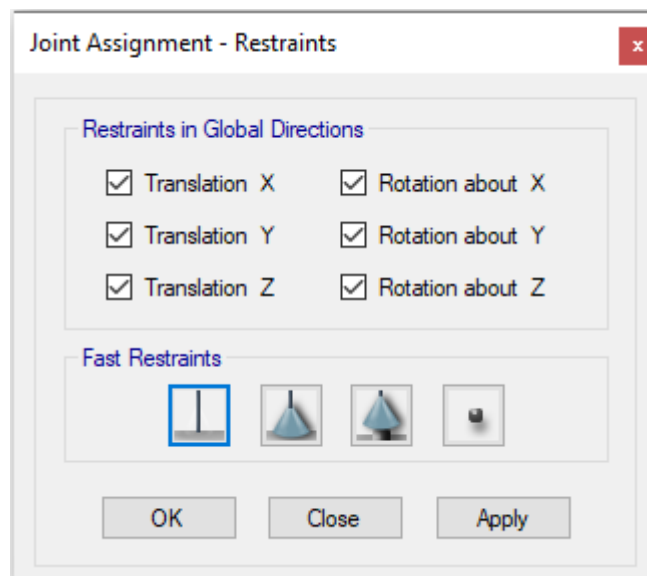


Figure IV.16: Encastrement des poteaux.

IV.6.2. Définition du comportement non linéaire de la structure.

Le comportement non linéaire des éléments structuraux poutres et poteaux, est représenté par l'attribution des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités, car le type de rupture possible dans une structure en portique auto-stable se fait généralement par la formation des rotules plastiques au droit des nœuds poteaux – poutres. Les types de rotules plastiques considérés dans cette étude sont :

- ❖ **Poutres** : rotules de flexion (**M3**), et rotules de cisaillement (**V2**), (Figure IV.18)

The screenshot shows a software dialog box titled "Auto Hinge Type". It contains several sections for configuring hinge properties:

- Auto Hinge Type:** A dropdown menu showing "From Tables In ASCE 41-13".
- Select a Hinge Table:** A dropdown menu showing "Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i".
- Degree of Freedom:** Two radio buttons, "M2" and "M3". "M3" is selected.
- V Value From:** Two radio buttons, "Case/Combo" and "User Value". "Case/Combo" is selected. Next to it is a dropdown menu showing "G" and a text input field labeled "V2" with a unit "kN".
- Transverse Reinforcing:** A checkbox labeled "Transverse Reinforcing is Conforming", which is unchecked.
- Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$:** Two radio buttons, "From Current Design" and "User Value (for positive bending)". "From Current Design" is selected.
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Two radio buttons, "Drops Load After Point E" and "Is Extrapolated After Point E". "Drops Load After Point E" is selected.

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Figure IV.17 : Définitions des rotules Poutres.

- ❖ **Poteaux** : rotules de flexion (**M3**), l'effort normal (**P**), et rotules de cisaillement suivant l'axe 2-2 (**V2**), (figure IV.19, figure IV.21).

Figure IV.18 : Définitions des rotules Poteaux.

Ces rotules sont introduites suivant les étapes énumérées ci-après :

1. Attribution des rotules : **Select** → **by frame section** → **assign** → **frame non lineare Hinges** (figure IV.20)

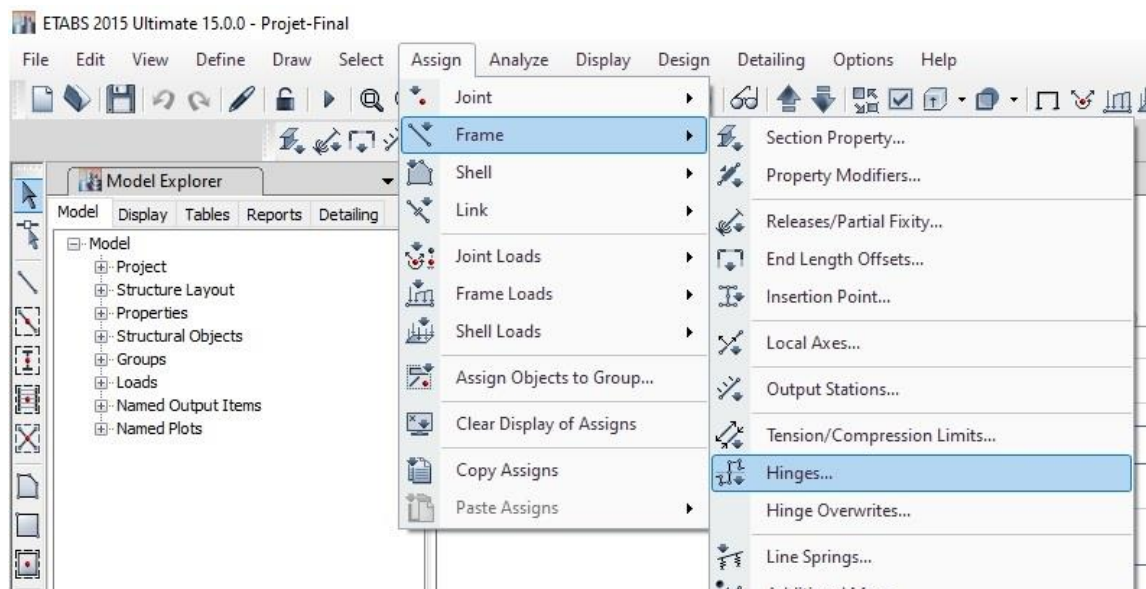


Figure IV.19 : Attribution des rotules -étape 1.

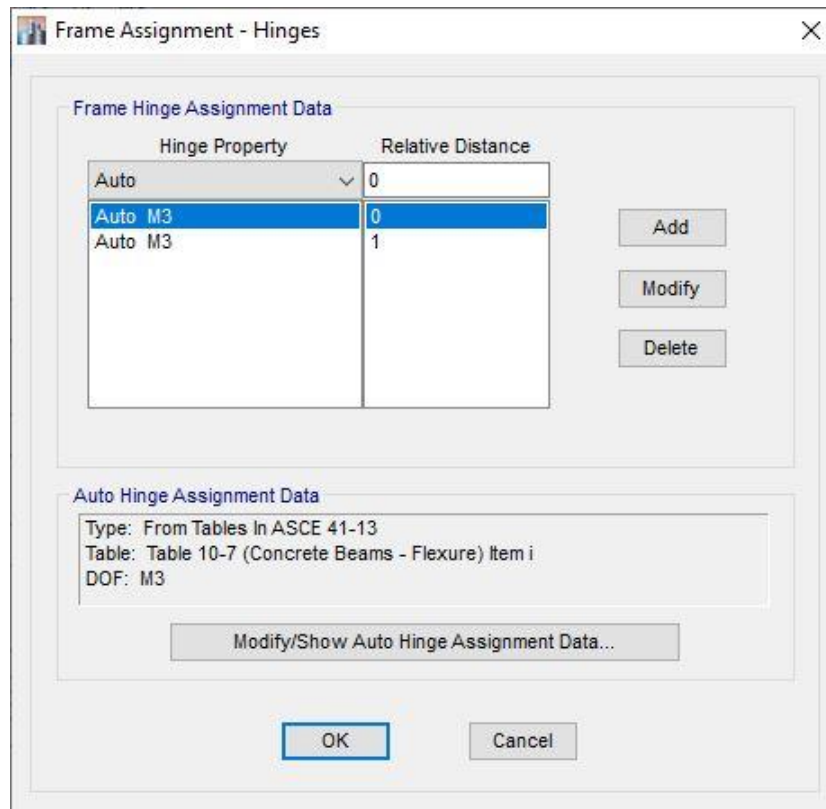


Figure IV.20 : Attribution des rotules-étape 2.

IV.6.3. Définition du chargement de l'analyse Pushover.

Dans cette étape nous allons procéder au chargement de la structure par les paramètres du Pushover. La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration, et que ce mode reste constant durant toute la durée de l'excitation sismique.

Sachant aussi, que la distribution des forces latérales est incrémentée de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible «**déplacement contrôlé**». Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure.

En plus de l'analyse en mode « **Déplacement contrôlé** », le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode « **force contrôlée** ». Ce type d'analyse est choisi lorsque les charges sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure.

L'analyse sous charges gravitaires se fait en cliquant sur **Define** → **Static Non Linear /Pushover Cases** (figure IV.22, figure IV.23)

Load Case Data

General

Load Case Name: PUSHX

Load Case Type: Nonlinear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control

Results Saved: Multiple States

Nonlinear Parameters: Default

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Modify/Show..., OK, Cancel

Figure IV.21 : Définition du chargement de l'analyse pushover (sens XX) -étape 1.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 250 mm

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint: U1, Etage 5, 1

☐ Generalized Displacement:

Quasi-static Parameters

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: 1 sec

Mass Proportional Damping: 1 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: -0,333333

Buttons: OK, Cancel

Figure IV.22 : Définition du chargement de l'analyse pushover (sens XX)-étape 2.

IV.7. Conclusion.

A l'issue de ce chapitre, nous avons pu présenter les principales étapes de la modélisation avec le logiciel ETABS. L'analyse pushover et l'analyse modale spectrale sont aussi appliqués en utilisant ce logiciel. Les résultats des analyses sont présentés dans le chapitre suivant.

CHAPITRE V

IINTERPRÉTATION DES

RÉSULTATS

V.1. Introduction.

L'analyse statique non linéaire (Pushover) est effectuée sur un bâtiment pour déterminer le comportement de ce dernier dans le domaine non linéaire et d'évaluer sa performance sismique.

Au terme de cette analyse non linéaire, nous procéderons au tracé de la courbe de capacité, nous déterminons aussi le point de performance ainsi que les déplacements relatifs inter-étages. Nous déterminons également la distribution des rotules plastiques dans les différents éléments structuraux poutres et poteaux ainsi que leurs niveaux de dommages correspondant aux points de performance.

V.2. Résultats de l'analyse modale spectrale.

V.2.1 Résultats préliminaires.

Les principaux résultats de l'analyse modale spectrale linéaire obtenus par le logiciel ETABS sont résumés dans les tableaux ci-dessous. Le centre de masse CM et de rigidité CR de chaque étage sont présentés dans le tableau V.1. On peut remarquer l'existence d'une excentricité entre les deux valeurs CM et CR et dans les deux directions X et Y.

Niveau	MASSE X kN/g	MASSE Y kN/g	CM (x) mm	CM (Y) mm	CR (x) mm	CR (y) mm
Etage 3	341739,5	341739,5	13,5738	11,0387	13,7582	11,2612
Etage 2	375443,77	375443,77	13,5512	11,0377	13,711	11,2338
Etage 1	375443,77	375443,77	13,5512	11,0377	13,6432	11,1962
R D C	374210,53	374210,53	13,5729	11,0456	13,48	11,109

Tab V.1 : Centre de masse et de rigidité de chaque étage.

L'excentricité va amplifier l'effet des modes supérieurs (mode de torsion). Et dans ce cas la méthode modale spectrale est le meilleur choix pour capturer cette influence sur le comportement sismique global et local de la structure.

Pour cette structure la contribution massique de premier mode de vibration est de 82%. Cependant, L'influence du mode de torsion est claire à partir de deuxième mode de vibration (Tableaux V.2).

Mode	Period	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	sec						
1	0,661	0,8281	0,0004	0,0087	82,81	0,04	0,0087
2	0,592	0,0037	0,6706	0,1704	83,18	67,10	0,1790
3	0,572	0,0055	0,1770	0,6643	83,73	84,80	0,8433
4	0,207	0,1081	0,0000	0,0010	94,54	84,80	0,8443
5	0,19	0,0002	0,0963	0,0093	94,56	94,43	0,8536
6	0,183	0,0007	0,0089	0,0964	94,64	95,32	0,9500
7	0,114	0,0404	0,0000	0,0002	98,68	95,32	0,9502
8	0,109	0,0000	0,0353	0,0005	98,68	98,85	0,9507
9	0,104	0,0002	0,0004	0,0372	98,70	98,88	0,9879
10	0,086	0	0,0008	0,0003	98,70	98,96	0,9882
11	0,081	0,0111	0,0005	0,0000	99,81	99,01	0,9882
12	0,081	0,0015	0,0033	0,0001	99,96	99,34	0,9883

Tab V.2 : Périodes et participation massique de chaque mode.

V.2.2 Déplacement des étages.

Le profil de déplacement des étages de chaque direction de la structure est présenté dans le tableau V.3.
La structure se déplace dans le sens X jusqu'à 56.6 mm au niveau de toit.

Niveau	Déplacements X (mm)	Déplacements Y (mm)
Etage 3	56,6	47,8
Etage 2	47,7	40,7
Etage 1	32,5	28,2
R D C	13,5	12,3

Tab V.3 : Déplacements de CM mm (Analyse modale spectrale).

V.2.3 Déplacement inter-étage (Drift).

Les résultats en terme de déplacement inter-étage (ou bien le Drift) est résumé dans le tableau suivant.

Niveau	MAX	Drift X (m)	Drift Y (m)
Etagé 3	Max Drift X	0,003353	
	Max Drift Y		0,002774
Etagé 2	Max Drift X	0,005599	
	Max Drift Y		0,004697
Etagé 1	Max Drift X	0,006905	
	Max Drift Y		0,005873
R D C	Max Drift X	0,004863	
	Max Drift Y		0,004386

Tab V.4 : Déplacements inter-étages dans le sens X et Y.

V.2.4 Déplacement de chaque portique.

Pour voir l'influence du mode de torsion sur le comportement de la structure, le déplacement de chaque portique dans les deux directions X et Y sont présentés dans la figure suivante. Selon la valeur de déplacement on peut classifier les portiques en : Rive rigide (déplacement min), Rive Flexible (Déplacement max), des portiques intermédiaires

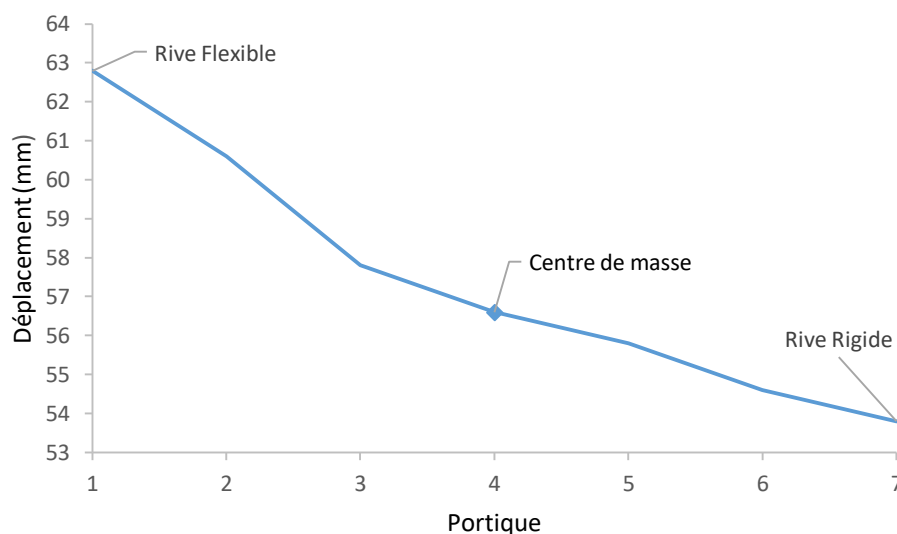


Figure V.1 : Déplacement des portiques Sens X (modale spectrale).

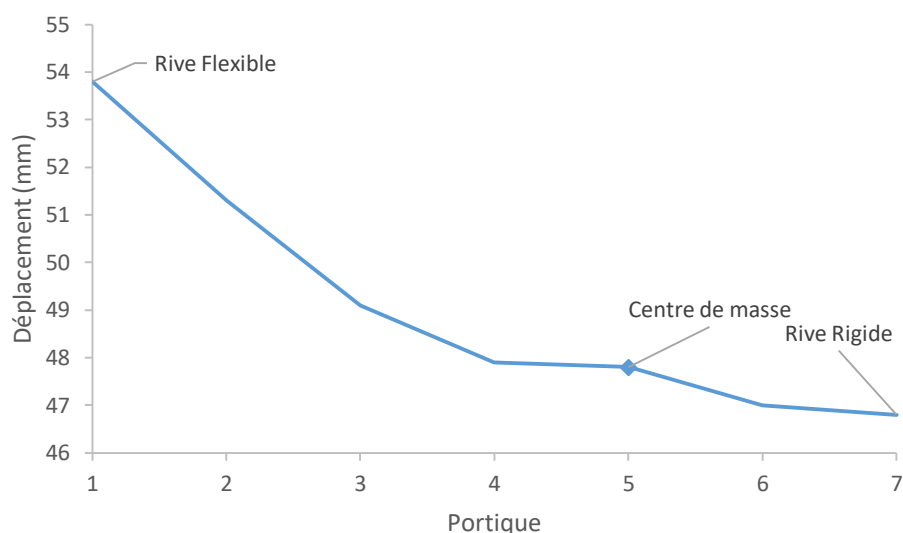


Figure V.2. Déplacement des portiques Sens Y (modale spectrale).

L'influence des modes supérieurs (torsion) est très claire dans ces deux figures. Le déplacement de rive flexible est de 10% plus grand de celui de centre de masse pour le sens X. pour le sens Y la différence est de 12.55% (voir les deux tableaux V.6 et V.7).

Portique	Déplacement Normalisé (/CM)
Rive Flexible	1,109540636
Noeud 23	1,070671378
Noeud 24	1,021201413
CM	1
Noeud 25	0,985865724
Noeud 26	0,964664311
Rive Rigide	0,950530035

Tab V.5 : Déplacements Sens X Norme (E)
Nœud.

Portique	Déplacement Normalisé (/CM)
Rive Flexible	1,125523013
Noeud 5	1,073221757
Noeud 8	1,027196653
Noeud 10	1,00209205
CM	1
Noeud 20	0,983263598
Rive Rigide	0,979079498

Tab V.6 : Déplacements Sens Y Norme (E)
Nœud.

Pour la rive rigide toujours le déplacement normalisé est inférieur à l'unité.

Cette étape (Tab.6 et Tab.7) est très importante pour mesure l'influence de la torsion sur les valeurs de déplacement. Ces valeurs normalisées sont utilisées pour corriger les résultats de l'analyse pushover.

V.3. Résultats de l'analyse non linéaire N2 (Pushover).

V.3.1. Résultats de l'analyse Pushover selon la direction x-x.

V.3.1.1. Courbes de capacité (effort tranchant-déplacement au sommet).

La courbe de capacité de la structure représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement au sommet, elle est formée d'une phase à caractère élastique linéaire (Figure V.4.1 sens X), (Figure V.4.1 sens Y), suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture.

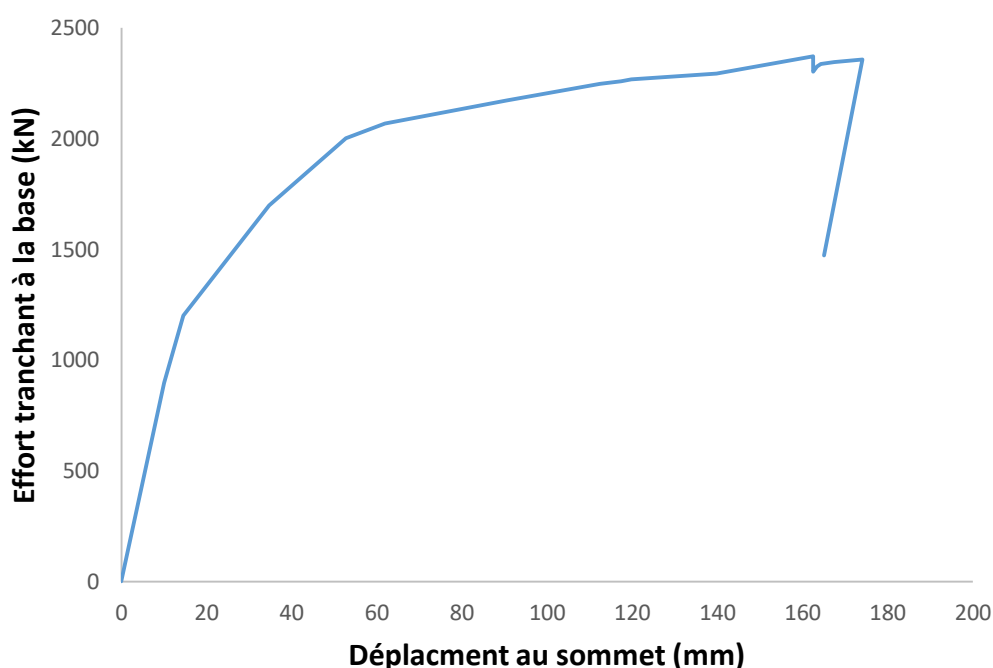


Figure V.3 : Courbe De Capacité (Effort Tranchant-Déplacements) Sens X

V.3.2. Evaluation du point de performance.

Les étapes à suivre pour localisation du point de performance déjà décrites au chapitre II. Pour notre structure la procédure utilisée pour déterminer le point de performance est celle de la méthode N2 [x]. Pour le sens X le déplacement cible est de 74.6 mm (au niveau de centre de masse).

Déplacement cible (mm) - CM	Effort tranchant max (KN)
74,6	2112,1833

Tab.V.7 : point de performance (sens X).

Les déplacements des portiques en plan de la structure sont présentés dans la figure suivante. Ces déplacements sont obtenus par l'analyse pushover N2. On peut remarquer une grande différence entre les deux valeurs de rive rigide et flexible (80.8 mm pour la rive flexible et 69.7 pour la rive rigide). Les déplacements normalisés de chaque portique sont présentés aussi pour cette structure (Tab V 3.2).

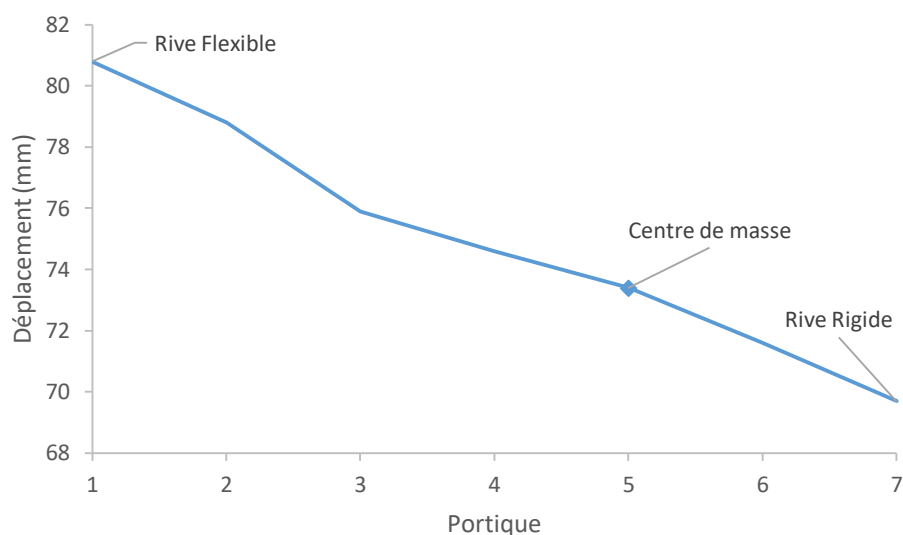


Figure V.4 : Déplacement des portiques Sens X (Méthode N2).

Portique	Déplacement Normalisé (/CM)
Rive Flexible	1,08310992
Noeud 23	1,056300268
Noeud 24	1,017426273
CM	1
Noeud 25	0,983914209
Noeud 26	0,959785523
Rive rigide	0,934316354

Tab V. 8 : Déplacements normalisées des portiques Sens X.

V.3.2. Résultats de l'analyse Pushover selon la direction y-y.

V.3.2.1. Courbes de capacité (effort tranchant-déplacement au sommet).

La courbe de capacité du sens Y est présentée dans la figure suivante. Ce sens est plus fragile que le sens X. le déplacement max (à la rupture) est de 80 mm.

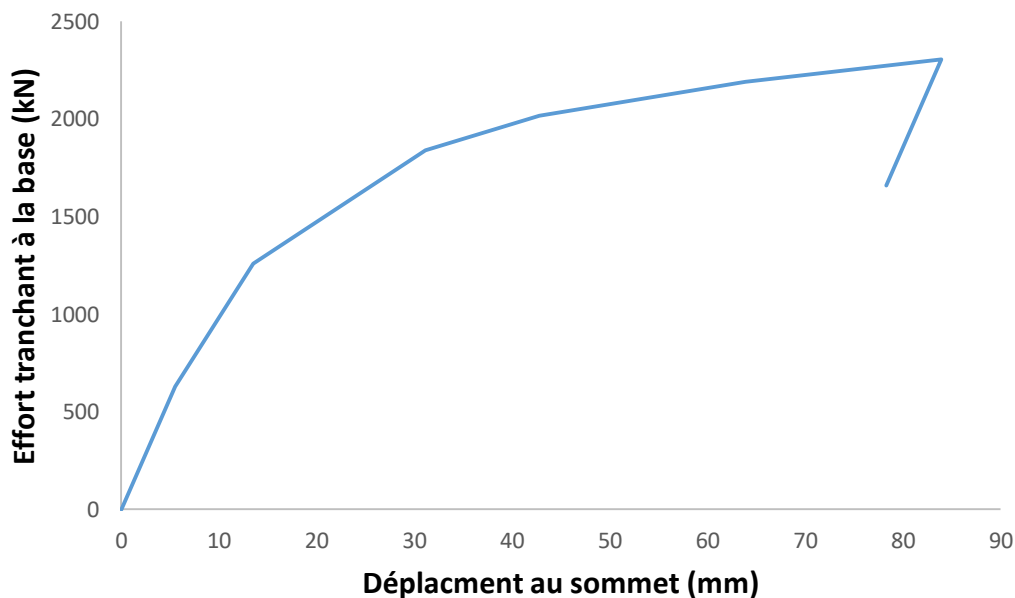


Figure V.5 : Courbe De Capacité (Effort Tranchant-Déplacements) Sens-Y.

V.3.2.2. Evaluation du point de performance.

Pour ce sens, le point de performance est présenté dans le tableau suivant. Le déplacement cible dans ce sens est de 69.3 mm (74.6 pour le sens X).

Déplacement cible (mm) - CM	Effort tranchant max (KN)
69.3	2221,2254

Tab. V.9 : point de performance (sens-Y).

L'étape suivante est de déterminer le déplacement dans chaque portique dans ce sens (Figure ...). Ensuite, de normaliser ces déplacements par rapport au déplacement de centre de masse (Tableau ...). On peut remarquer des grandes valeurs de déplacement normalisé obtenue par la méthode N2 (2 pour la rive flexible), aussi, pour la rive rigide la valeur est très petite. Et alors, on peut conclure que les résultats de l'analyse N2 conventionnelle ne reflète pas le comportement réel de la structure.

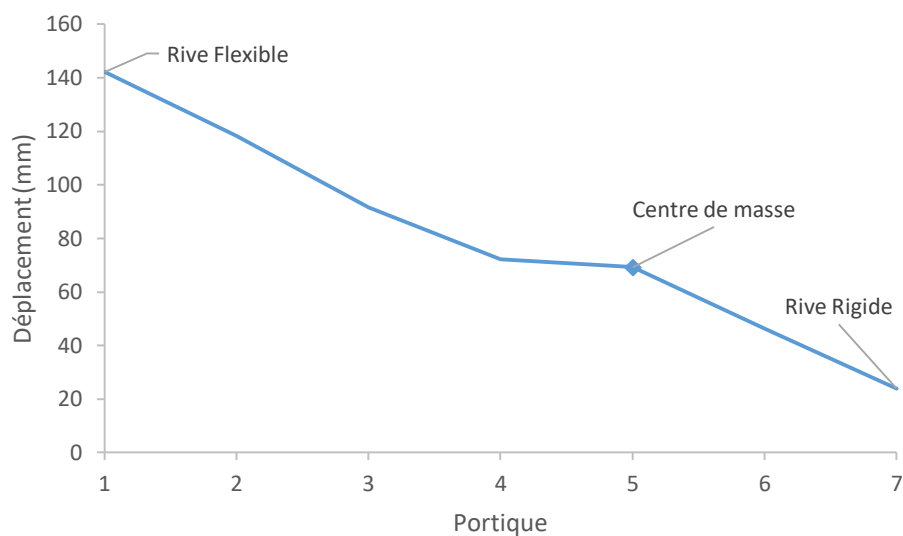


Figure V.6 : Déplacement des portiques Sens Y (Méthode N2).

Portique	Déplacement Normalisé (/CM)
Rive Flexible	2,051948052
Noeud 5	1,707070707
Noeud 8	1,32034632
Noeud 10	1,041847042
CM	1
Noeud 20	0,668109668
Rive Rigide	0,346320346

Tab V.10 : Déplacements normalisées des portiques Sens Y.

Après l'évaluation du comportement sismique de la structure par les deux analyses pushover N2 et Modale spectrale on peut maintenant utiliser la méthode N2 étendue pour estimer la réponse finale de la structure.

V.4. Résultats de la méthode N2 Etendue.

V.4.1. Détermination des facteurs de corrections.

L'objectif principal de l'analyse pushover N2 Etendue est de corriger les résultats de l'analyse N2 conventionnelle en multipliant les résultats de cette dernière par des facteurs de corrections (voir chapitre 3).

Les deux tableaux suivant montrent les valeurs de ces facteurs pour chaque portique et dans les deux directions de chargement X et Y.

Analyse modale spectrale		Méthode N2		Facteurs de correction
Portique	Déplacement Normalisé « MS »	Portique	Déplacement Normalisé « N2 »	MS / N2
Noeud 22	1,109540636	Noeud 22	1,08310992	1,024402617
Noeud 23	1,070671378	Noeud 23	1,056300268	1,013605137
Noeud 24	1,021201413	Noeud 24	1,017426273	1,00371048
CM	1	CM	1	1
Noeud 25	1	Noeud 25	0,983914209	1,016348774
Noeud 26	1	Noeud 26	0,959785523	1,041899441
Noeud 27	1	Noeud 27	0,934316354	1,070301291

Tab V.11 : Déplacements Corrèges par la méthode N2 Etendue selon la direction x-x

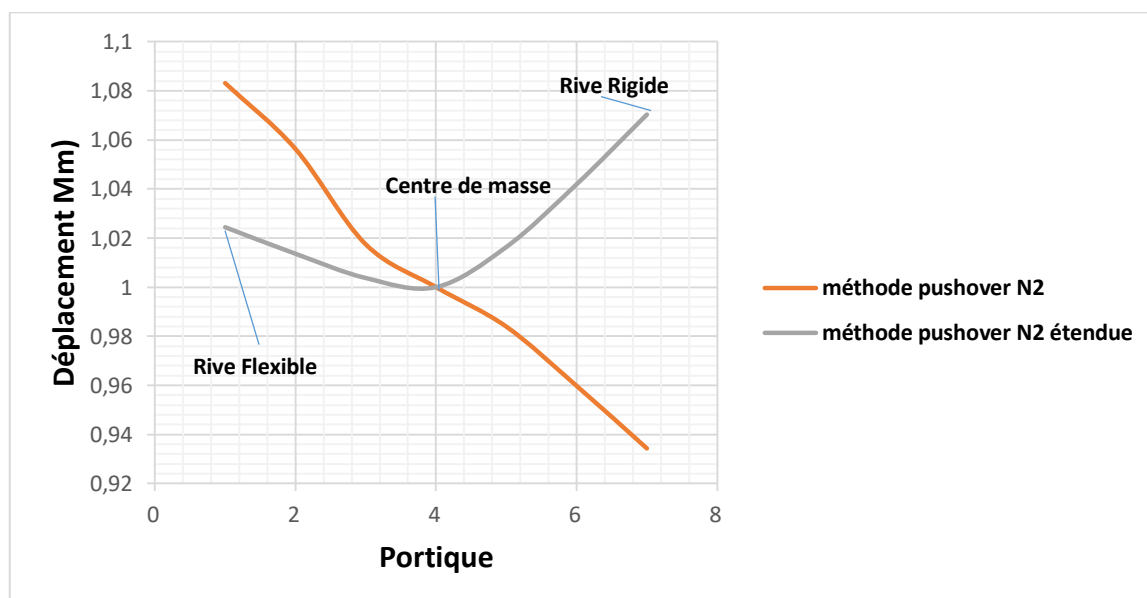


Figure V.7 : Déplacements Corrèges par la méthode N2 Etendue selon la direction x-x

Analyse modale spectrale		Méthode N2		Facteurs de correction
Portique	Déplacement Normalisé « MS »	Portique	Déplacement Normalisé « N2 »	MS / N2
Noeud 03	1,125523013	Noeud 03	2,051948052	0,54851438
Noeud 05	1,073221757	Noeud 05	1,707070707	0,628692035
Noeud 08	1,027196653	Noeud 08	1,32034632	0,77797517
Noeud 10	1,00209205	Noeud 10	1,041847042	0,961841816
Noeud 20	1	Noeud 20	0,668109668	1,496760259
Noeud 26	1	Noeud 26	0,346320346	2,8875
CM	1	CM	1	1

Tab V.12 : Déplacements Corrègè par la méthode N2 Etendue
selon la direction y-y

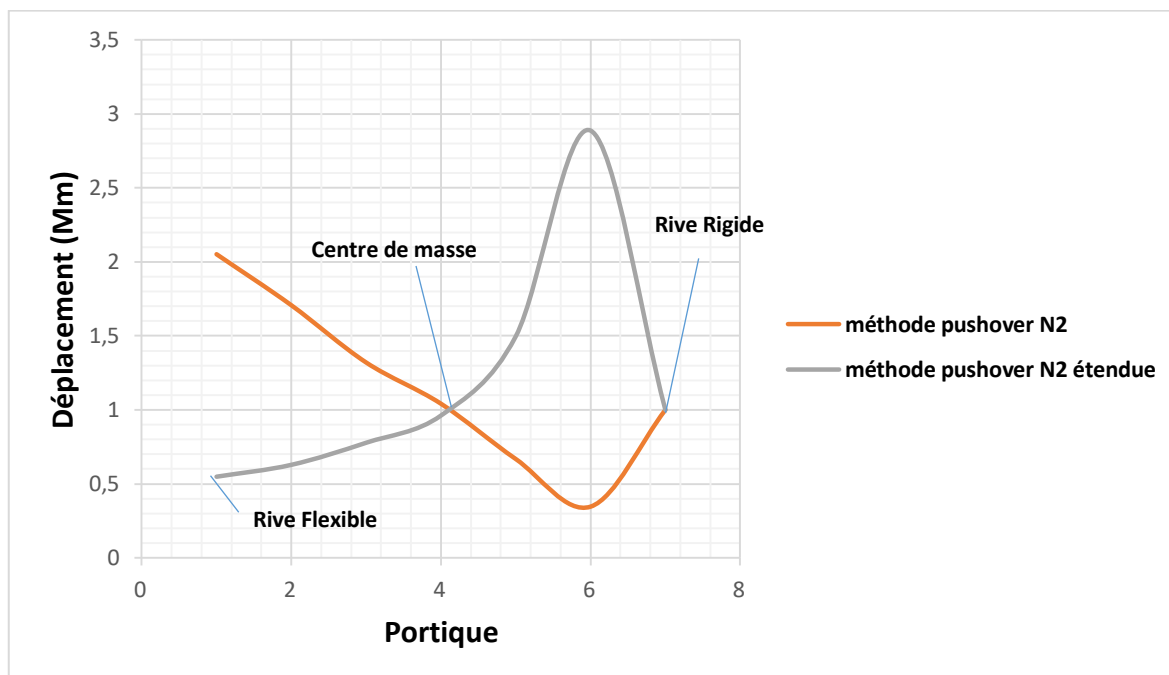


Figure V.8 : Déplacements Corrègè par la méthode N2 Etendue
selon la direction y-y

Les deux Figures (Figure V.7 et Figure V.8) montrent la différence entre les résultats de l'analyse N2 et ceux de l'analyse EN2.

Les facteurs trouver sont alors utiliser pour trouver les résultats finals comme les sollicitations dans les éléments, les déplacements, les déplacements inter-étages, ...etc.

V.5. Conclusion.

Dans ce chapitre la méthode N2 étendue a été mise en œuvre pour capturer la réponse sismique d'un bâtiment asymétrique ou les modes supérieurs (mode de torsion) ont un effet considérable. On a trouvé que l'utilisation de la méthode N2 conventionnelle peut sous-estimer la réponse dans la rive rigide et l'inverse pour la rive rigide. La méthode N2 étendue propose des facteurs de corrections pour ajuster les résultats de l'analyse N2.

Conclusion

Générale

Conclusion Générale.

Dans ce mémoire, une extension de la méthode N2 pour les structures avec des effets de mode supérieurs importants en plan a été présentée. Cette méthode, suppose que les effets des modes supérieurs dans le domaine inélastique sont les mêmes que dans le domaine élastique. Les contributions des modes supérieurs sont déterminées par l'analyse modale spectrale standard (avec un spectre élastique $R = 1$). Les résultats finaux peuvent être obtenus en combinant les résultats de l'analyse pushover N2 conventionnelle et ceux de l'analyse modale spectrale élastique. L'analyse modale spectrale peut fournir des facteurs de correction pour la prise en compte des effets de modes supérieurs en plan (mode torsion).

Deux approximations déterminent la précision de la méthode N2 et d'autres méthodes simplifiées basées sur l'analyse pushover. L'un est la détermination du déplacement cible, et le second est la répartition de la demande sismique dans toute la structure. Ils sont indépendants et doivent être étudiés séparément. La méthode N2 étendue vise à fournir une meilleure répartition de la demande sismique, alors que la détermination du déplacement cible est la même que dans le cas de la méthode N2 conventionnelle.

Les méthodes approximatives sont généralement basées sur un certain nombre d'hypothèses. Lors de l'application de ces méthodes, des limitations doivent être observées. Pour les limitations liées à la méthode de base N2, toutes ces limitations s'appliquent également à la méthode N2 étendue. L'approximation supplémentaire selon laquelle la structure reste dans la région élastique lorsqu'elle vibre dans les modes supérieurs, qui a été appliquée dans la méthode N2 étendue, introduit principalement un conservatisme qui semble augmenter avec l'augmentation des déformations plastiques.

Malgré les nombreuses simplifications impliquées dans la méthode N2 et d'autres approches basées sur le pushover, ces méthodes fournissent beaucoup d'informations importantes sur la réponse structurelle. Elles ne doivent pas être considérées comme un remplacement mais plutôt comme un complément aux analyses élastiques classiques. Elles sont un outil très utile pour comprendre le comportement structurel général.

Ainsi, la procédure²¹ proposée par Fajfar et al. en 2005 pour la première fois est conceptuellement relativement simple, directe et transparente. Il peut être facilement utilisé comme approche par les codes parasismiques. Les procédures numériques nécessaires (analyse pushover et analyse modale spectrale) sont mises en œuvre dans la plupart des logiciels commerciaux. Cependant, il est à noter que, pour des applications pratiques dans les bureaux d'études, un logiciel approprié qui automatisera l'ensemble de la procédure sera très utile.

Références bibliographiques

- [1] SELMA, Djellouli. ETUDE COMPARATIVE DE L'ÉVALUATION DES DOMMAGES SISMIQUE POUR UNE STRUCTURE PORTIQUE EN BA ET UNE STRUCTURE MIXTE (PORTIQUES+ VOILES). 2019. Thèse de master. UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA.
- [2] ARIPI, Messaoud. CONTRIBUTION A L'AMELIORATION DES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES. 2018. Thèse de master. Université Mohamed Boudiaf - M'sila.
- [3] Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [3] LEBOUAZDA, Djallel et DARDOUR, Saad. Etude comparative de l'RPA 99 version 2003 avec l'ubc 97 et l'Eurocode 8—Etude de cas d'un bâtiment de 04 étages. 2020. Thèse de master. Univ M'sila.
- [4] YASSINE, AHMED. TABLISSEMENT D'UN SPECTRE DE CALCUL RÉGION DE BOUMERDES. 2017. Thèse de master. UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA.
- [6] Effets et conséquences d'un séisme, <https://www.georisques.gouv.fr/articles-risques/effets-et-consequences-dun-seisme#consequences-sur-les-batiments>
- [7] [54] BERRAG, Boulanouar et SULTAN, Mohammed Hamood Ahmed. Effet de l'isolation à la base sur les structures à plusieurs degrés de liberté. 2020. Thèse de master. Univ M'sila.
- [8] Document NISEE - Sur le schéma ci-contre, mécanisme de torsion de l'aile d'un bâtiment en L autour de la zone d'angle rigide dans le sens y considéré (dans ce cas, oscillations dans le sens des flèches pointillées) Séisme de Kobé 1995
- [9] ISTerre - Institut des Sciences de la Terre « FAUSSE IDÉE REÇUE N° 8 : LES CONSTRUCTIONS EN BÉTON ARMÉ RÉSISTENT MIEUX » <https://www.isterre.fr/>
- [10] Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance", Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, Belgium, Ref n° prEN 1998-1:2004, 2004.

- [11] SERAICHE Hedda, CHOUTER Zohra «Etude de comportement sismique des structures en acier irrégulières en élévation », Mémoire de Master, Université de M'sila (2020)
- [12] Rezazga Saad, « Etude De L'effet De L'irrégularité En Élévation Des Structures En Béton Armé Par La Méthode Pushover », Mémoire MASTER, Université Ziane Achour de Djelfa, (2014)
- [13] Walid RAACH, Freiha ROUABEH, « Evaluation de coefficient de comportement des structures en acier », Mémoire de Master, Université Ziane Achour de Djelfa, (2016).
- [14] Zebji. S et Ben Bouzid. M, "Analyse statique non linéaire par poussée progressive « pushover d'un bâtiment renforce", mémoire de fin d'étude, École National supérieur des travaux publics, Alger, 2008.
- [15] IBRAHIM, BERRA. Méthode Simplifiée d'Analyse Sismique en Performance Intégrable dans les Règles Parasismiques Algériennes. 2021. Thèse de doctorat. Université de M'sila.
- [16] Mr TEDJDITI Ahmed Kamel. "Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale". Mémoire de Master Département de génie civil Université Abou-Bekr. Belkaid-Tlemcen. 2017. 45.
- [17] Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", vol 1.Redwood City, California, 1996.
- [18] FEMA-365, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000.
- [19] Fajfar P., Fischinger M. "N2 - A method for non-linear seismic analysis of regular buildings". Proceedings of the Ninth World Conference in Earthquake Engineering. pp. 111-116. Tokyo-Kyoto, Japan, 1988.
- [20] SALIM, MANSOURI. ANALYSE NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE EN VOILE. 2016. Thèse de master. UNIVERSITE DE MOHAMED BOUDIAF M'SILA FACULTE DE TECHNOLOGIE.
- [21] Locroix. S, "Research of behavior coefficient for reinforced concrete buildings", thesis defended to graduate as an engineer, société JACOBS, 2007.

- [22] FEMA-440, "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", Federal Emergency Management Agency Report. Redwood City, CA, 2005.
- [23] Bhatt, C., Bento, R., "Seismic Assessment of Existing Buildings Using Nonlinear Static Procedures (NSPs) - A New 3D Pushover Procedure", thèse de doctorat, Institute de technologie de Lisbonne, Lisbonne, Portugal, 2011.
- [24] Fajfar, P., Marusic, D., Perus, I., "Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings", Journal of Earthquake Engineering, Vol.9, n° 6, 2005, 831- 854.
- [25] PERUŠ, Iztok et FAJFAR, Peter. On the inelastic torsional response of single-storey structures under bi-axial excitation. Earthquake engineering & structural dynamics, 2005.
- [26] MARUŠIĆ, Damjan et FAJFAR, Peter. On the inelastic seismic response of asymmetric buildings under bi-axial excitation. Earthquake engineering & structural dynamics, 2005.
- [27] KRESLIN, Maja et FAJFAR, Peter. The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. Bulletin of Earthquake Engineering, 2012.
- [28] URBANSKI, A., SPACONE, E., BELGASMIA, M., et al. Static Pushover Analysis. Z_Soil. PC.
- [29] CEN, Comité Européen de Normalisation. Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings", EN 1998-1:2004. Brussels, Belgium, (2004).
- [30] MOHAMMED EL AMIN, ALLAL. Conception et étude d'un structure mixte et proposer une meilleure position des voiles. (Bâtiment SS+ RDC+ 8). 2017. Thèse de master. UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA.
- [31] SARRA, BELGOUMRI. Effet de la position des voiles sur la stabilité globale d'une structure en béton armé (Bâtiment R+ 9). 2016. Thèse de master. UNIVERSITE DE MOHAMED BOUDIAF M'SILA FACULTE DE TECHNOLOGIE.
- [32] Charge permanente et surcharges d'exploitation, Document Technique Réglementaire, DTR-B.C2.2.