

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département génie civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

Mr Bentounes Aissa.

Mr khechefoud lamine.

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : Génie Civil.

Option : Structure.

Thème :

**Etude comparative de la distribution de la charge sismique avec la
méthode statique linéaire et la méthode statique non linéaire.**

Devant le jury composé de :

Mr. Moussaoui Fahem	MCB	UAMOB	Président
Mr. Aouari Issam	MAA	UAMOB	Encadreur
Mme. Rouabeh Aicha	MAA	UAMOB	Examinatrice
Mr. Djouabi Hamza	MAA	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

*Nous tenons tout d'abord à remercier en premier lieu ALLAH le
Tout Puissant et Miséricordieux qui nous a donné la force, la
volonté et le courage pour mener à bonne fin de ce travail.*

Nous voudrions remercier chaleureusement notre encadreur

Mr Aouari Issam

A de nous avoir pris en charge et pour leur aide

*Nous remercions le président de jury **Mr Moussaoui Fahem***

*Ainsi que les examinateur **Mme Rouabeh Aicha***

*et **Mr Djouabi Hamza***

D'avoir acceptée de lire et d'examiner ce travail et

D'apporter les critiques nécessaires à de ce projet.

*Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les
enseignants de département génie civil qui ont contribué à notre
formation d'ingénieur.*

*Enfin, à tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien de loin
ou de près, trouvent ici, l'expression de nos vivre et sincères
reconnaissance*

Dédicace

Grace à « Allah » qui m'a tracé le chemin et m'a donné le pouvoir et le courage de continuer jusqu'à la fin, j'ai pu réaliser ce travail que je dédie :

A mes chers parents qui m'ont toujours supporté dans toute ma vie pour atteindre mes objectifs.

A mon frère khechefoud Imad

A tous mes amis sans exception

LAMINE

Dédicace

Grace à « Allah » qui m'a tracé le chemin et m'a donné le pouvoir et le courage de continuer jusqu'à la fin, j'ai pu réaliser ce travail que je dédie :

A mes chers parents qui m'ont toujours supporté dans toute ma vie pour atteindre mes objectifs.

A mes chères sœurs

A tous mes amis sans exception

Enfin mon ami, mon frère, mon binôme khechefoud lamine, avec qui j'ai partagé de merveilleux moments Et à toute ma promotion

2018/2019.

AISSA

Résumé

L'objet principal de la présente thèse est d'estimer la distribution des efforts tranchants dans les structures des bâtiments soumis à des forces sismiques pouvant provoquer, ceci induit à l'ouvrage des déformations de translation dans les deux directions. A cet effet, la répartition des efforts tranchants est obtenue par les forces sismiques calculées à partir de la méthode statique équivalente du code parasismique algérien **RPA 99** (version 2003) et de l'analyse statique non linéaire (Pushover) pour un bâtiment régulier en plan et en élévation. La comparaison des résultats obtenus par ces deux méthodes a permis de mettre en évidence la différence en termes de répartitions d'efforts tranchants dans la structure dans les deux directions.

L'évaluation de la performance du bâtiment avec la méthode pushover pour déterminer le point de performance est faite selon les règlements **FEMA 273** et **l'ATC40**.

Mot clés

Méthode statique équivalente, méthode pushover, analyse statique non linéaire, performance, courbe de capacité, spectre de demande, modélisation des structures.

ABSTRACT

The main purpose of the present thesis is to estimate the distribution of shear forces in the structures of buildings subjected to seismic forces that can provoke, this induces to building deformations of translation in both directions. For this purpose, the distribution of the shear forces is obtained by the seismic forces calculated from the equivalent static method of the Algerian earthquake code RPA 99 (version 2003) and the nonlinear static analysis (Pushover) for a regular building in plan and in elevation. The comparison of the results obtained by these two methods has made it possible to highlight the difference in terms of distribution of shear forces in the structure in both directions.

The evaluation of the building performance with the pushover method to determine the performance point is made according to the **FEMA 273** and **ATC40** regulations.

Keywords

Equivalent static method, pushover method, nonlinear static analysis, performance, capacity curve, demand spectrum, structure modeling.

ملخص

الغرض الرئيسي من الأطروحة الحالية هو تقدير توزيع قوى القص في هياكل المباني المعرضة لقوى الزلازل التي يمكن أن تسبب تشوهات في كلا الاتجاهين، لهذا الغرض يتم الحصول على توزيع لقوى القص بواسطة قوى الزلازل المحسوبة بالطريقة الساكنة المكافئة وفقا لنظام الجزائري المضاد لزلزال (الإصدار 2003) والتحليل السكوني غير الخطي بطريقة الدفع التدريجي لمبنى منتظم. أتاحت المقارنة بين النتائج التي تم الحصول عليها بواسطة هاتين الطريقتين تسليط الضوء على الفرق من حيث توزيع قوى القص في الهيكل في كلا الاتجاهين. يتم إجراء تقييم أداء المبنى باستخدام طريقة التحليل السكوني غير الخطي لتحديد نقطة الأداء وفقاً لقوانين ATC40 و FEMA 273 .

كلمات مفتاحية

الطريقة الساكنة المكافئة، طريقة الدفع التدريجي اللاخطية، التحليل السكوني غير الخطي، الأداء، منحنى القدرة، طيف الطلب، نمذجة الهيكل.

SOMMAIRE

Introduction générale : 1

Chapitre I : Recherche bibliographique sur les méthodes d'analyse statique

I.1	Introduction :	3
I.2	Etude dynamique :	3
I.2.1	Méthodes de calcul de l'action sismique :	4
I.3	Rappelle sur la Méthode statique équivalent :	5
I.3.1	Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	5
I.3.2	Condition de régularité en plan :	6
I.3.3	Régularité en élévation :	7
I.3.4	Force sismique totale :	7
I.3.5	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	10
I.3.6	Avantages de la méthode statique équivalent :	11
I.3.7	Inconvénients de la méthode statique équivalent :	11
I.4	Méthode statique non linéaire Push Over :	12
I.4.1	Principe :	12
I.4.2	Définition de la méthode pushover :	13
I.4.3	But de l'analyse pushover :	13
I.4.4	Hypothèses d'élaboration de la méthode :	13
I.4.5	Les étapes générales de la méthode push over :	14
I.4.6	Les méthodes Pushover et leur application dans les règlements sismiques récents :	16
I.4.7	Les avantages de l'analyse statique non linéaire [9] [10]:	25
I.4.8	Les limites de l'analyse statique non-linéaire :	25
I.5	Conclusion :	26

Chapitre II : Présentation et prés dimensionnement de l'ouvrage

II.1	Présentation de projet :	27
II.1.1	Introduction :	27
II.1.2	Situation du projet :	27
II.1.3	Caractéristiques géométriques du bâtiment :.....	27
II.1.4	Usage du bâtiment :	27
II.1.5	Matériaux utilisés :	28
II.2	Evaluation et Descente des Charges :	31
II.2.1	Introduction :	31
II.2.2	Les planchers :	31
II.2.3	Balcon :.....	33
II.2.4	Les poutres :	33
II.2.5	Les poteaux :.....	34
II.2.6	L'acrotère :	39
II.2.7	Les escaliers :.....	39
II.2.8	Murs extérieurs (double) :	42
II.2.9	Prédimensionnement des voiles :	42
II.3	Conclusion :.....	43

Chapitre III : Application de la méthode statique équivalente

III.1	Condition d'application :.....	44
III.1.1	Régularité en plan :.....	44
III.1.2	Régularité en élévation :.....	45
III.2	Calcul de la force sismique totale :	46
III.3	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	49
III.4	Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :	50
III.5	Calcul des moments fléchissant selon la hauteur :.....	51
III.6	Distribution horizontale des forces sismiques :.....	53

III.7	Interprétation les résultats :	58
III.8	Déplacement de niveaux :	58
III.9	Conclusion :	59

ChapitreIV : Application de la méthode pushover

IV.1	Introduction :	60
IV.2	Modélisation de la structure :	61
IV.3	Résultat de l'analyse modale :	64
IV.4	Définition du chargement de l'analyse push over :	64
IV.4.1	Définition de l'analyse sous charges gravitaires :	64
IV.4.2	Définition de l'analyse push over sous charges horizontales :	65
IV.5	Les rotules plastiques « Plastic Hinges » :	67
IV.5.1	Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux :	67
IV.6	Condition de l'approche de l'amortissement de l'ATC 40 : [6]	72
IV.7	Conclusion :	87

ChapitreV : Comparaison de la distribution des efforts pour les deux méthodes

V.1	Introduction.....	88
V.2	Distribution de l'effort sismique.....	88
V.2.1	Interprétation les résultats :	89
V.3	Distribution de l'effort tranchant	91
V.4	Déplacement d'étage selon les deux méthodes :	93
V.4.1	Interprétation les résultats :	95
V.5	Conclusion :	96

Conclusion générale :	97
------------------------------------	-----------

Liste des Tableaux

Chapitre I : Recherche bibliographies sur les méthodes d'analyse statique

Tableau I-1 : coefficient d'accélération de zone A.	8
Tableau I-2 : Valeur de l'amortissement	8
Tableau I-3 : valeurs du coefficient C_T	9
Tableau I-4 : valeurs des pénalités P_q	9
Tableau I-5 : valeurs du coefficient de comportement R.....	10
Tableau I-6 : valeurs du coefficient de pondération β	10

Chapitre II : Présentation et prédimensionnement de l'ouvrage

Tableau II-1 : La descente des charges de plancher terrasse non accessible.....	32
Tableau II-2 : La descente des charges de plancher terrasse accessible.....	32
Tableau II-3 : La descente des charges de plancher étage courant.....	32
Tableau II-4 : Charge permanente due au balcon.....	33
Tableau II-5 : choix des sections des poteaux.	37
Tableau II-6 : Vérification au flambement pour les sections des poteaux.....	38
Tableau II-7 : La descente des charges de paillasse	40
Tableau II-8 : La descente des charges de palier	41
Tableau II-9 : Charge permanant de mur extérieur.....	42

Chapitre III : Application de la méthode statique équivalente

Tableau III-1 : excentricité pour les deux axes.	44
Tableau III-2 : Pourcentage de la charge horizontal pour les portiques et les voiles	47
Tableau III-3 : Pourcentage de la charge vertical pour les portiques et les voiles	47
Tableau III-4 : Poids total de la structure	48
Tableau III-5 : Caractéristique de la force sismique total V de la structure.....	48
Tableau III-6 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.	49

Tableau III-7 : L'effort tranchant au niveau de l'étage k.	51
Tableau III-8 : moments fléchissant selon la hauteur.....	52
Tableau III-9 : Distribution horizontale des forces sismiques sur file de rive sens (X)...	53
Tableau III-10 : Distribution horizontale des forces sismiques file intermédiaire sens (X).	54
Tableau III-11 : Forces sismiques sur files intermédiaires 3 sens (X).	54
Tableau III-12 : Distribution horizontale des forces sismiques sur file de rive sens (Y)..	55
Tableau III-13 : Distribution horizontale des forces sismiques sur file intermédiaire sens (Y).....	55
Tableau III-14 : Déplacement de chaque étage dans les deux sens x et y.....	58

Chapitre IV : Application de la méthode Pushover

Tableau IV-1 : mode propre de la structure.	63
Tableau IV-2 :type de source sismique d'après ATC40.....	78
Tableau IV-3 : caractère de point de performance.....	81
Tableau IV-4 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.	82
Tableau IV-5 : L'effort tranchant au niveau de l'étage k.	84
Tableau IV-6 : moments fléchissant selon la hauteur.	85

Chapitre V : Comparaison de la distribution des efforts pour les deux méthodes

Tableau V-1 : Distribution de l'effort sismique selon la hauteur du bâtiment.....	88
Tableau V-2 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur du bâtiment.	91
Tableau V-3 : Déplacement des diaphragmes pour les deux méthodes.	93

Liste des Figures

Chapitre I : Recherche bibliographies sur les méthodes d'analyse statique

Figure I-1: Organigramme des méthodes d'analyse sismique.....	3
Figure I-2 : limites décrochements en plan	6
Figure I-3 : limites décrochements en élévation	7
Figure I-4: Le système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.....	14
Figure I-5: Méthode de push over.	15
Figure I-6: Conversion de la courbe de pushover vers la courbe de capacité.....	15
Figure I-7 : Illustration des niveaux de performances d'une structure.	16
Figure I-8: représentation graphique de la méthode de spectre de capacité.....	17
Figure I-9 : représentation de format (ADRS) où les périodes naturelles sont données par lignes radiales.	19
Figure I-10 : approximation bilinéaire de la courbe de capacité.....	20
Figure I-11 : Conversion du spectre élastique au spectre d'ADRS.	21
Figure I-12 : l'estimation initiale du point de performance en utilisant la règle de déplacement égal	22
Figure I-13 : Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (ATC40)	23
Figure I-14 : estimation de déplacement cible en utilisant la méthode du spectre de capacité	23

Chapitre II : Présentation et prédimensionnement de l'ouvrage

Figure II-1: vue en 3D sur façade principale et postérieure du projet	28
Figure II-2 : Constituants d'un plancher terrasse inaccessible.	31
Figure II-3 : Dimensionnement de la poutre.....	34
Figure II-4 : dimension de la section revenant au poteau intérieur le plus sollicité.	37
Figure II-5 : L'acrotère.	39
Figure II-6: vue en plan d'escalier.	39
Figure II-7 : schéma de la poutre palière.	41

Figure II-8 : Schéma du mur double cloison.....	42
Figure II-9 : Coupe de voile en élévation.	43
Figure II-10 : Coupes de voiles en plan.	43

Chapitre III : Application de la méthode statique équivalente

Figure III-1 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	50
Figure III-2 : Effort tranchant au niveau d'étage.....	51
Figure III-3 : moments fléchissant selon la hauteur.....	53
Figure III-4 : Distribution horizontale des forces sismiques du 5 ^{ème} niveau.....	56
Figure III-5 : Distribution horizontale des forces sismiques du 9 ^{ème} niveau	56
Figure III-6 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur sens (X).....	57
Figure III-7 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur sens (Y).	57
Figure III-8 : Déplacement de niveaux dans le sens X et Y	59

Chapitre IV : Application de la méthode Pushover

Figure IV-1 : Vu en 3D de notre structure (SAP 2000 V20).	60
Figure IV-2 : définition de diaphragme.....	62
Figure IV-3 : (a), (b), (c), (d) sont les boites de dialogue des définitions des charges non linéaire.....	66
Figure IV-4 : (a), (b) déclaration des rotules plastique dans les poutres.....	68
Figure IV-5 : (a), (b) déclaration des rotules plastique dans les poteaux.....	70
Figure IV-6 : Loi de comportement utilisée par le logiciel SAP.	71
Figure IV-7 : loi comportent des éléments de la structure.	71
Figure IV-8 : Spectre de réponse élastique.	72
Figure IV-9 : La boite de dialogue de lancement l'analyse.	72
Figure IV-10 : déformation de la structure sous charge vertical (gravitaire).....	73
Figure IV-11 : la formation des rotules plastique et leurs positionnements.....	75
Figure IV-12 :(a), (b), (c), (d) Courbe de capacité et nombre de step dans chaque sens. ..	77
Figure IV-13 :(a) et (b) représente les courbes de capacité suivent X et Y.	81

Figure IV-14 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.	83
Figure IV-15 : Effort tranchant au niveau d'étage.	84
Figure IV-16 : Moments fléchissant selon la hauteur.	86
Figure IV-17 : Déplacement de niveaux dans le sens X et Y	87

Chapitre V : Comparaison de la distribution des efforts pour les deux méthodes

Figure V-1 : Comparaison de la distribution de l'effort sismique dans les deux sens pour la méthode statique équivalente et la méthode pushover.	89
Figure V-2 : Courbes de tendance de la variation de l'effort sismique pour les deux méthodes dans la direction (xx).....	90
Figure V-3 : Différence entre la distribution de l'effort sismique la pour la méthode statique équivalente et la méthode pushover dans le sens (xx).....	90
Figure V-4 : Comparaison de la distribution de l'effort tranchant dans les deux sens pour la méthode statique équivalente et la méthode pushover	91
Figure V-5 : Courbes de tendance de la variation de l'effort tranchant pour les deux méthodes dans la direction (xx).....	92
Figure V-6 : Différence entre la distribution de l'effort tranchant la pour la méthode statique équivalente et la méthode pushover dans le sens (xx).....	92
Figure V-7 : histogramme de la comparaison de l'effort tranchant à la base pour les deux méthodes.....	93
Figure V-8 : déplacement des étages dans les deux sens pour MSE et pushover	94
Figure V-9 : Comparaison des déplacements d'étage dans les deux sens pour les deux méthodes MSE et Pushover.....	94
Figure V-10 : Différence entre déplacements d'étage par MSE et pushover dans le sens (xx).	95

Liste des Symboles

Chapitre I : Recherche bibliographies sur les méthodes d'analyse statique

V : force sismique totale.

A : coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

η : facteur de correction d'amortissement.

$\xi \%$: pourcentage d'amortissement critique.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement.

Q : Le facteur de qualité de la structure.

R : coefficient de comportement global de la structure.

W : le poids total de la structure.

β : coefficient de pondération.

F_t : La force concentrée.

T : est la période fondamentale de la structure.

φ_{ij} : est l'amplitude modale au niveau de l'étage.

PF₁ : le facteur de participation modal.

α_m : coefficient de masse modal.

B_{eq} : L'amortissement visqueux équivalent.

B₀ : l'amortissement hystérétique.

E_D : L'énergie dissipée par la structure dans un seul cycle de mouvement.

E_{S0} : L'énergie de déformation maximale associée au cycle de mouvement.

Chapitre II : Présentation et prédimensionnement de l'ouvrage

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

ν : coefficient de poisson.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

τ : Contrainte admissible de cisaillement.

γ_b : Coefficient de sécurité.

f_{bu} : Contrainte de calcul.
 Θ : Coefficient d'application.
 $\bar{\tau}_u$: contrainte ultime de cisaillement.
 E_{ij} : Module Déformations instantanées.
 E_{vi} : Module Déformations différées.
 F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.
 γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.
 ϵ_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.
 ϵ_l : Allongement ou raccourcissement limite.
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de l'acier.
 G : Charge permanent.
 Q : Surcharge d'exploitation.
 λ : L'élancement mécanique des poteaux.
 B_r : Section réduite.
 β : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique.
 L_f : longueur de flambement.

Chapitre III : Application de la méthode statique équivalente

V_k : L'effort tranchant au niveau de l'étage k.
 M_k : Moment fléchissant au niveau de l'étage k.
 F_{ij} : forces sismiques distribuer horizontalement.
 I_j : moment d'inertie du file j.
 D_{sommet} : déplacement au sommet de la structure.

Chapitre IV : Application de la méthode Pushover

S_a : accélération Spectral.
 S_d : déplacement Spectral.
 T_{eff} : Période effective de la structure.
 B_{eff} : Amortissement effective.
 IO : occupation immédiate.
 LS : Sécurité de vie.
 CP : l'avancement de l'endommagement.
 C : effondrement de la structure.

Problématique

Dans ce cadre de travail la détermination de la vulnérabilité sismique des structures existantes par la méthode statique linéaire cause généralement un éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable. Pour approcher le plus du comportement réel, il faut prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en étudiant leurs comportements dans le domaine plastique.

Introduction générale

La nécessité de mieux décrire la performance attendue d'un nouvel ouvrage soumis à un séisme et de mieux évaluer la vulnérabilité sismique d'un ouvrage existant a conduit entre autres au développement des méthodes de calcul non linéaire des ouvrages.

Parmi les méthodes d'analyse non linéaire des ouvrages qui sont utilisées dans la conception parasismique basée sur la performance, on a l'analyse statique non linéaire en poussée progressive "Pushover".

Le présent mémoire traite essentiellement la comparaison entre deux méthodes d'analyse statique linéaire et non linéaire d'une structure en béton armé, en utilisant le règlement parasismique algérien pour la première méthode et le FEMA 273 et ATC 40 pour la deuxième méthode.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes : méthode statique équivalente, méthode d'analyse modale spectrale et méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

Le but général de ce mémoire est d'analyser de manière plus détaillée la répartition des charges sismiques dans un bâtiment à l'aide de la méthode statique équivalente du code parasismique algérien RPA 99 (version 2003) et par l'analyse statique non linéaire établie par le code ATC40.

Le but de ce travail est de présenter une étude comparative sur la distribution des charges sismiques dans les structures des bâtiments comportant un système de contreventement, disposé de manière régulière en plan et en élévation, soumises à un chargement sismique perpendiculaire au plan horizontal du bâtiment. Dans un premier temps la méthode statique équivalente, ensuite c'est la méthode pushover. Les résultats issus des deux méthodes sont comparés et les causes des différences sont discutées.

Justification du choix

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

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Organisation du mémoire

Le travail a été structuré comme suit :

- Le premier chapitre consiste à une recherche bibliographique sur les méthodes d'analyse statique
- Chapitre deux portera sur présentation et prédimensionnement de l'ouvrage
- Le troisième chapitre sera sur application de la Méthode Statique Equivalent
- Chapitre quatre sera sur application de la méthode Pushover
- On termine avec un chapitre comparatif des résultats obtenus dans les chapitres trois et quatre

On conclut le mémoire par des conclusions et des perspectives.



Chapitre I

Recherche bibliographique sur les méthodes d'analyse statique

I. Recherche bibliographique sur les méthodes d'analyse statique

I.1 Introduction

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du règlement parasismique RPA99version 2003, il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaire équivalent, utilisant un modèle élastique de la structure où l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

D'autres méthodes de calcul plus élaborées peuvent éventuellement être utilisées, sous réserve de justification scientifique appropriée.

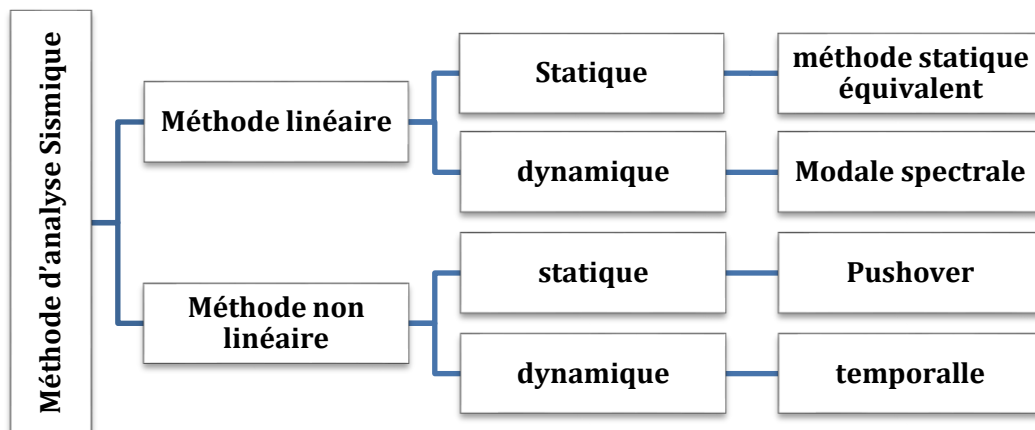


Figure I-1: Organigramme des méthodes d'analyse sismique

I.2 Etude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres qui nous permettent de connaître son comportement vis-à-vis de l'excitation sismique pour calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

I.2.1 Méthodes de calcul de l'action sismique

I.2.1.1 Analyses élastiques linéaire

Ces méthodes d'analyse sont utilisées dans des codes standards de calcul des structures tel que RPA99 version 2003 présenter par une méthode statique équivalent et dynamique par la méthode Modale spectral, qui sont basées sur la demande en force ou en déplacement. Ces derniers supposent que la réponse des structures sous chargement sismique reste toujours élastique et réversible.

L'analyse statique est exécutée en imposant à la structure des forces gravitaires et latérales et en incluant la notion de facteur de réduction. Dans cette approche, il est supposé que la résistance réelle de la structure soit supérieure à l'effort mécanique et le comportement est donc dissipatif.

Dans la procédure dynamique, que ce soit spectrale ou modale, le paramètre à prendre en compte est le nombre de modes à considérer pour atteindre une participation massique supérieure à 90%. Les méthodes élastiques peuvent prédire la capacité élastique des structures, cependant, elles ne peuvent pas prendre en compte les phénomènes de plastification et les mécanismes de ruines, ainsi que la redistribution des forces dans un nouvel état d'équilibre après une perte de raideur.

I.2.1.2 Analyses inélastiques non linéaire

Sous de fortes charges sismiques, les structures subissent d'importantes déformations inélastiques et des variations des caractéristiques mécaniques en fonction du temps, par conséquent des procédures d'analyses inélastiques sont exigées pour prendre en compte le comportement réaliste des structures et pour maîtriser le mode d'endommagement des structures. Ce type de procédure utilise généralement deux méthodes d'analyse ; méthode temporelle « time history » et l'analyse statique non linéaire « push over ».

L'analyse non linéaire temporelle est la méthode la plus précise pour la détermination de la demande en force ou en déformation de n'importe quel type d'éléments sous différents états de charges sismiques. Vu la précision de cette méthode, elle requiert la définition de plusieurs paramètres tels que lois de comportement, dégradation de la rigidité...etc. de plus dans cette méthode les équations du mouvement sont intégrées pas à pas (intégration incrémentale), par conséquent elle demande un volume de stockage de mémoire et un temps d'exécution très important.

I.3 Rappel sur la Méthode statique équivalent

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

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

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure un comportement ductile.

I.3.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de (régularité en plan et en élévation)
2. Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
3. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées les conditions complémentaires suivantes [1]:

❖ **Zone I** : tous groupes.

❖ **Zone II** :

groupe d'usage 3 .

groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

❖ **Zone III** :

groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

I.3.2 Condition de 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.

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.

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait [1].

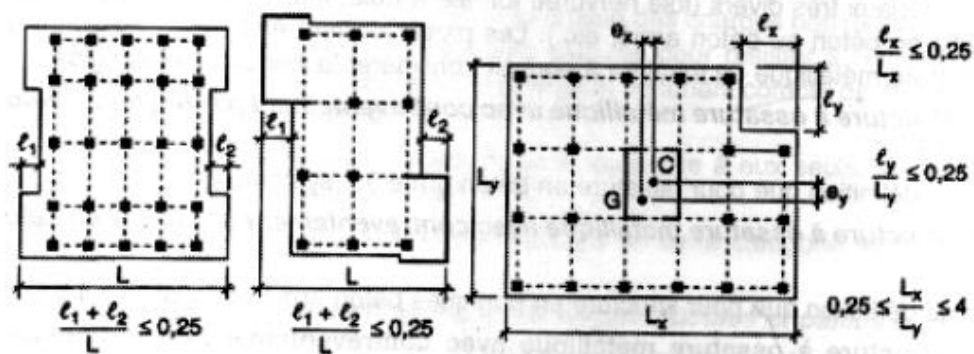


Figure I-2 : limites décrochements en plan

I.3.3 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.
- La raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- 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.
- Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.
- Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation [1].

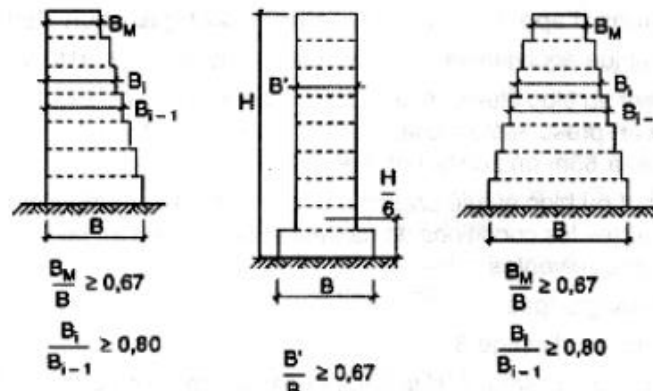


Figure I-3 : limites décrochements en élévation

I.3.4 Force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau (4.1) du RPA99/2003 suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau I-1 : coefficient d'accélération de zone A.

Group	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,2	0,3
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T). Il est donné par la formule (4.2) du RPA99/2003.

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

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \quad (I.3)$$

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

$$\xi = 5\%, \text{ on a } \eta = 1.$$

Tableau I-2 : Valeur de l'amortissement

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

• **Estimation de la période fondamentale de la structure**

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

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \quad (I.4)$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau :

Tableau I-3 : valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 \frac{hN}{\sqrt{D}} \tag{I.5}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée (la plus petite des deux valeurs données respectivement par les deux équations précédentes).

Q : Le facteur de qualité de la structure, donnée par la formule (4.4) du RPA99/2003 en 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.

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \tag{I.6}$$

Tableau I-4 : valeurs des pénalités P_q .

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

- ❖ R : coefficient de comportement global de la structure il tient compte de la ductilité de la structure. Il est donné par le tableau (4.3) du RPA99/2003 en fonction du système de contreventement.

Tableau I-5 : valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur R
	Béton armé	
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = WGi + \beta WQi \quad (I.7)$$

- ❖ W : le poids total de la structure. Il est donné par la formule (4.5) du RPA99/2003.
- WGi : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- WQi : charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Tableau I-6 : valeurs du coefficient de pondération β.

Cas	Type de l'ouvrage	B
1	• Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	• Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	• Entrepôts, hangars	0,50
4	• Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	• Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

I.3.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (I.8)$$

La force concentrée F_t : au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \quad (I.9)$$

T : est la période fondamentale de la structure (en secondes).

- ❖ La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V
- ❖ Et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \quad (I.10)$$

I.3.5.1 Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (I.11)$$

Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

I.3.6 Avantages de la méthode statique équivalent

- Utilisation simple et des résultats faciles à contrôler
- La période empirique de la méthode statique équivalente représente une limite inférieure (et par conséquent l'effort tranchant à la base calculée avec cette méthode représente une limite supérieure) de toutes les valeurs des périodes mesurées dans le domaine élastique.
- Les codes américains (sources des RPA) considèrent la force sismique de la méthode statique équivalente comme référence et la force sismique de la méthode modale spectrale pour qu'elle soit comparable à celle de la méthode statique équivalente.

I.3.7 Inconvénients de la méthode statique équivalent

- Limitées aux bâtiments réguliers (critères d'acceptation définis dans les normes de calcul)
- Seul le mode fondamental est pris en compte et l'influence des modes supérieurs

- Limitation de la hauteur totale dans chaque zone sismique
- Choix de la projection de la force horizontale elle n'est pas la projection réelle de la force sismique.

I.4 Méthode statique non linéaire Push Over

Au cours des 40 années écoulées, le calcul assisté par l'ordinateur a avancé d'une façon considérable grâce à l'avancée rapide dans le domaine informatique et au développement de nouvelles méthodes pour l'évaluation et la conception sismique des structures, parmi ces méthodes des méthodes de conception basée sur la performance, ces méthodes base leur méthodologie essentiellement sur la méthode d'analyse statique non linéaire, plus connue sous le nom de méthode pushover.

Certaines règlementations, notamment le ATC 40 et le FEMA 273, ont incorporés des méthodes pour déterminer la demande en déplacement imposé à un bâtiment susceptible d'avoir un comportement inélastique pendant un séisme. Parmi les méthodes pour la prise en compte du comportement non-linéaire, la procédure la plus répandue est la méthode d'analyse non-linéaire statique développée originalement par Freeman et al.,1975.

I.4.1 Principe

L'analyse en poussée progressive 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 d'effondrement commencent à apparaître dans la structure, les résultats de cette analyse sont représentés sous formes de courbes qui relient les efforts tranchants à la base en fonction du déplacement de la structure.

L'analyse Push over est utilisée généralement pour se référer aux procédures statiques non linéaires appliquées pour évaluer la performance sismique des structures existantes, aussi bien pour la conception des nouveaux bâtiments. C'est un outil puissant pour la méthodologie de conception basée sur la performance, qui est présentée dans plusieurs règlement et directives sismiques récentes.

I.4.2 Définition de la méthode pushover

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

L'allure du chargement appliqué lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique appelée (force statique équivalente).

A partir de cette charge appliquée par étape, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques.

I.4.3 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 [2] :

- 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, 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 supposée 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.

I.4.4 Hypothèses d'élaboration de la méthode

L'analyse push over se base sur une théorie qui se traduit à convertir la réponse de notre structure à un système à un seul degré de liberté, ce qui implique que :

- La réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration
- La forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

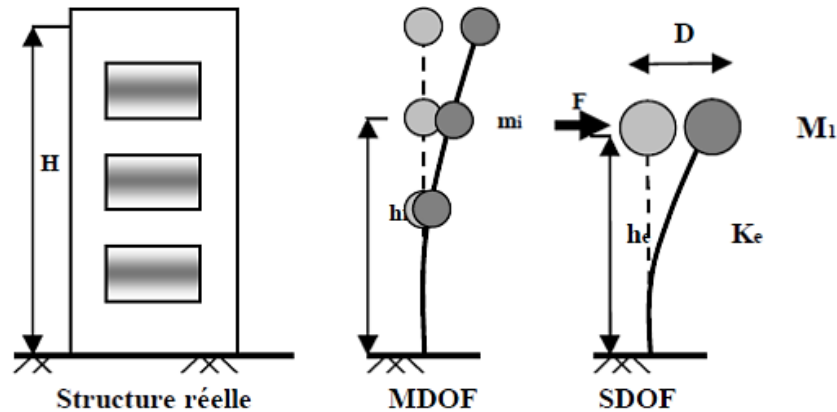


Figure I-4: Le système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.

I.4.5 Les étapes générales de la méthode push over

- Construction de la courbe de capacité à partir de la courbe de pushover de la structure.
- Conversion du spectre de réponse élastique au spectre de demande (inélastique).
- Détermination du point de performance de la structure.
- Conversion du point de performance à la demande de ductilité sur chaque élément de la structure.

I.4.5.1 La courbe de push over

L'analyse Pushover est effectuée en appliquant une série d'analyses statiques inélastiques sur le bâtiment en utilisant un mode de chargement latéral présélectionné basé sur le premier mode de vibration de la structure ou les modes de chargement latéral statiques équivalents dans les règlements sismiques.

Le mode de chargement demeure sans changement pendant l'analyse Push over, mais sa grandeur est augmentée incrémentalement jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un déplacement cible spécifique. Généralement, ce déplacement cible est pris pour représenter le déplacement au sommet du bâtiment quand il éprouve une excitation sismique.

Les résultats de l'analyse Push over sont employés pour estimer la capacité du bâtiment en traçant la variation du déplacement au sommet en fonction de l'effort tranchant à la base du bâtiment. Cette courbe est connue sous le nom « Courbe Push over ».

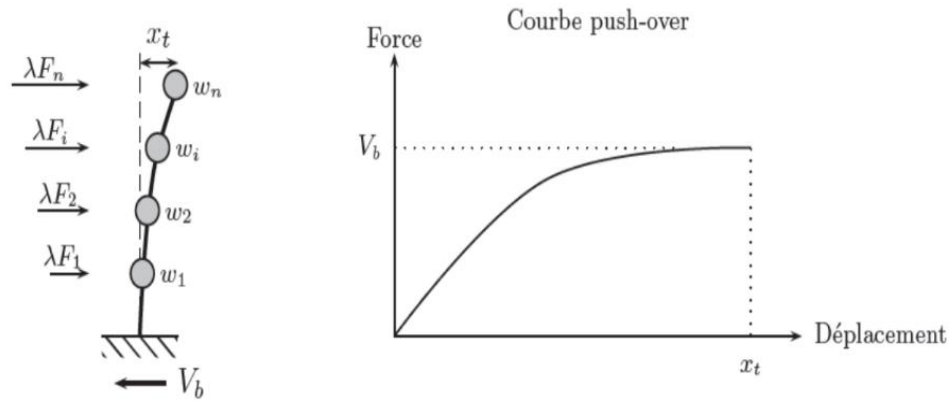


Figure I-5: Méthode de push over.

I.4.5.2 Diagramme de Capacité

Une fois la courbe de pushover obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un degré de liberté à son déplacement.

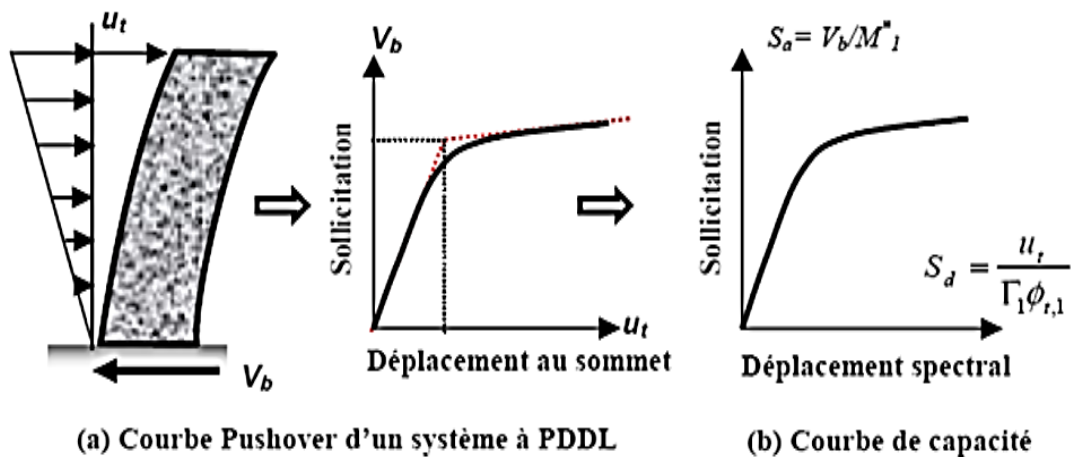


Figure I-6: Conversion de la courbe de pushover vers la courbe de capacité.

I.4.5.3 Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité

La première étape de conception en performance est de définir un niveau d'endommagement acceptable dû à un séisme :

Le premier niveau IO (immediate occupancy) : comportement élastique, un état de non endommagement.

Le deuxième niveau LS (life safety) : un endommagement mineur est susceptible de se développer.

Le troisième niveau CP (collapse prevention) : un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.

Le quatrième niveau (collapse) : effondrement de la structure, aucune capacité de résistance.

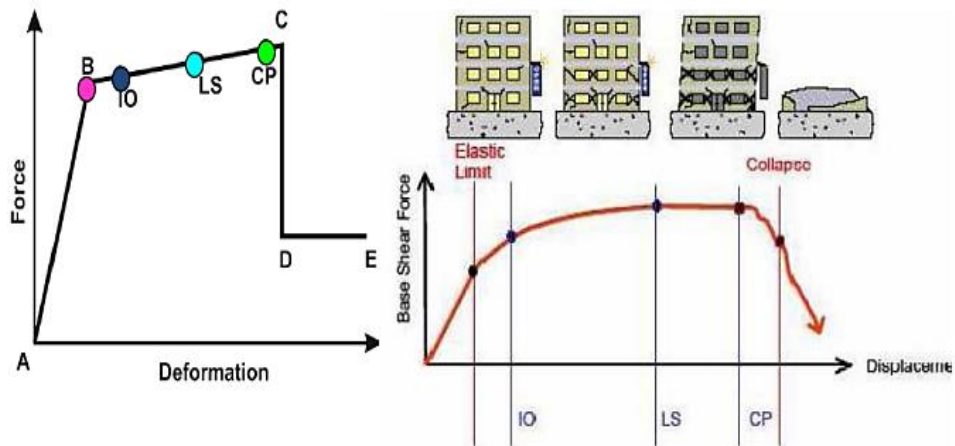


Figure I-7 : Illustration des niveaux de performances d'une structure.

I.4.5.4 Distribution des forces

Le choix de la distribution des forces pour le chargement incrémental est un des aspects le plus critique de la méthode. En général la distribution des forces d'inertie sera dépendante de la sévérité du séisme (déplacements inélastiques induits).

Si la réponse de la structure n'est pas trop influencée par les modes propres non-fondamentales, et si la structure présente un unique mode de défaillance qui peut être identifié avec une distribution des forces constantes, le choix d'une distribution unique est suffisant.

Par contre l'emploi d'une distribution unique des forces ne peut pas représenter les variations locales de demande de déplacements ni prévoir tout mécanisme de défaillance locale. Les auteurs conseillent d'employer au moins (deux distributions des forces).

On emploie souvent une distribution uniforme (proportionnel au poids de chaque étage), laquelle augmente la demande sur les étages inférieures devant les supérieures (favorise l'effort tranchant devant le moment tournant).

I.4.6 Les méthodes Pushover et leur application dans les règlements sismiques récents

La communauté d'ingénierie parasismique n'a pas prêté beaucoup d'attention aux méthodes de Pushover jusqu'au milieu des années 90, quand une percée de ces méthodes s'est produite. Les exemples actuels des méthodes basées sur **Pushover**, incluent la méthode du spectre de capacité et la méthode N2.

Les différentes variantes de la méthode du spectre de capacité sont appliquées dans les directives sismiques d'ATC-40. Les différentes variantes de la méthode N2 sont appliquées dans FEMA-273 – FEMA-356 et l'eurocod-8. Toutes les méthodes combinent une analyse

Pushover d'un modèle à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Les spectres inélastiques ou les spectres élastiques avec l'amortissement équivalent et la période sont appliqués.

a. La méthode du spectre de capacité

La méthode du spectre de capacité est une méthode qui permet une comparaison graphique entre la capacité de la structure et la demande de tremblement de terre [3] [4]. La capacité de résistance latérale de la structure est représentée par une courbe force-déplacement obtenue à partir de l'analyse Pushover, et la demande de tremblement de terre est représentée par sa courbe de spectre de réponse. Les deux courbes sont tracées sur un graphique, en utilisant les mêmes coordonnées dans le format (ADRS) (Accélération Displacement Response Spectrum), comme illustré dans la (figure I-8) où est la Pseudo-accelération spectral et est le déplacement spectral L'intersection de la courbe de capacité avec la courbe de demande rapproche la performance prévue et les réponses maximales de la structure sous un séisme donné. Cette méthode graphique montre la relation entre la capacité du bâtiment et la demande sismique.

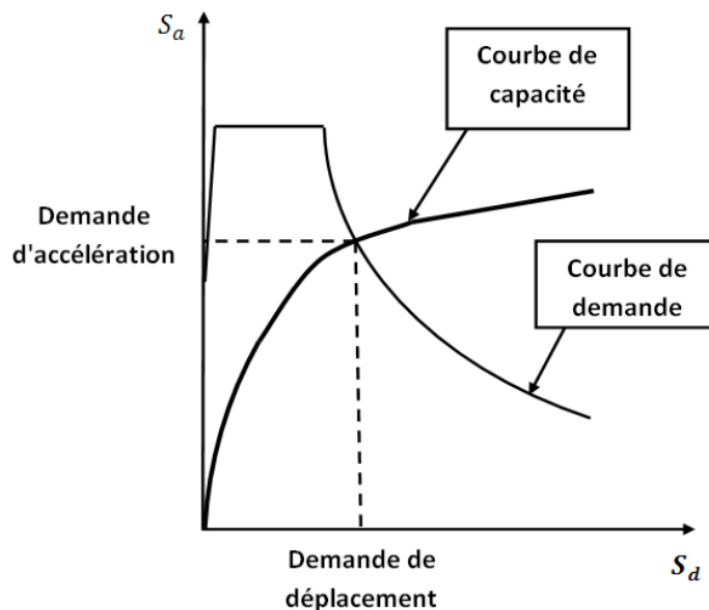


Figure I-8: représentation graphique de la méthode de spectre de capacité.

La méthode de spectre de capacité peut être résumée comme suit :

- Analyse Pushover du bâtiment.
- Tracer la courbe de capacité du bâtiment qui représenté par la relation entre l'effort tranchant à la base V_b et le déplacement au sommet Δ
- Transformer la relation ($V_b - \Delta$) d'un système à plusieurs degrés de liberté à la relation ($S_a - S_d$) qui considèrent les caractéristiques dynamiques d'un système à un

seul degré de liberté équivalent, où S_a et S_d sont la pseudo-accélération spectral et le déplacement spectral, respectivement

- Tracer la courbe de demande de l'excitation de tremblement de terre désiré représentée par son spectre de réponse dans le format (ADRS) de l'étape (3)
- L'intersection de la capacité et la demande dans le format (ADRS) définit la demande de déplacement maximale d'un système à un seul degré de liberté qui est ensuite transformé pour évaluer la réponse prévue du bâtiment.

Les caractéristiques globales force-déplacement de la structure sont définies par sa courbe de capacité obtenue en traçant la relation entre l'effort tranchant à la base (V_b) et le déplacement au sommet (Δ) de la structure au cours de l'analyse Pushover.

Les valeurs de l'effort tranchant à la base et les valeurs de déplacement au sommet sont converties à des valeurs de pseudo-accélération spectrale (S_a) et des valeurs de déplacement spectral (S_d), respectivement par l'utilisation de certains facteurs déterminés à partir des caractéristiques dynamiques de la structure, dont les réponses sont supposées être dominées par un seul mode propre (φ).

La courbe de demande est représentée par le spectre de réponse du tremblement de terre de conception. Généralement, le spectre de réponse de 5% de pourcentage d'amortissement est utilisé pour représenter la courbe de demande lorsque la structure a une réponse élastique. Les spectres de réponse pour un pourcentage d'amortissement de 10% et 20% sont utilisés pour représenter la demande réduite dans le domaine inélastique pour expliquer l'amortissement hystérétique et les effets non linéaires.

Le spectre de réponse est un diagramme montrant la variation de la pseudo-accélération spectral (S_a) avec la période naturelle (T) de la structure. Dans la méthode du spectre de capacité, le spectre de réponse est transformé au format (ADRS) (Accélération Displacement Response Spectrum) dans lequel (S_a) est tracée en fonction des valeurs de déplacement spectral (S_d) Dans le format (ADRS), les périodes de vibration naturelles sont représentées par des lignes radiales comme indiqué dans la (Figure I-9) :

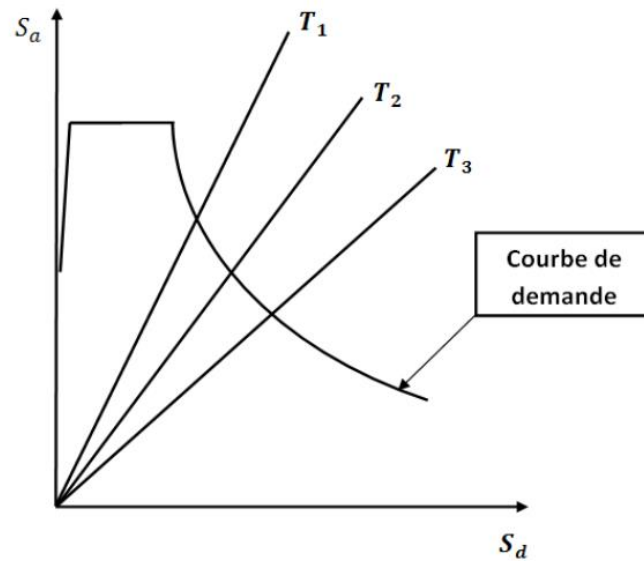


Figure I-9 : représentation de format (ADRS) où les périodes naturelles sont données par lignes radiales.

Finalement, l'intersection des courbes de capacité et de demande représente l'état auquel la performance du bâtiment est évaluée. Cet état de performance définit une estimation adéquate de l'accélération maximale et le déplacement maximale prévue pour être éprouvée par la structure pendant le tremblement de terre de conception.

La méthode du spectre de capacité exige l'utilisation des spectres élastique fortement amortis pour la détermination de la demande sismique.

L'avantage principal de la méthode du spectre de capacité est la capacité de visualiser la relation entre la capacité de la structure et la demande de tremblement de terre, qui peut à son tour mettre en évidence plusieurs concepts de comportement.

Les inconvénients incluant le manque d'un principe physique qui justifie la relation entre la dissipation d'énergie par hystérèse de la forme déformée extrême et l'amortissement Visqueux équivalent [4]. Aussi, la méthode du spectre de capacité implique une approche itérative pour évaluer l'amortissement visqueux équivalent du système linéaire qui consomme le temps de calcul et n'est pas toujours convergente.

❖ La méthode du spectre de capacité

La méthode du spectre de capacité a été présentée pour la première fois par (Freeman **et all.**) en tant qu'outil d'évaluation sismique des constructions rapide, suite à cela, la méthode a été acceptée en tant qu'outil de conception sismique. Les étapes de la méthode sont les suivantes [5] :

- Analyse statique non linéaire d'un modèle à plusieurs degrés de liberté

Une distribution verticale de chargement latéral appliquées sur la construction est supposée basée sur le mode fondamental de vibration. Une analyse statique non linéaire est ensuite effectuée pour déterminer la courbe de capacité (l'effort tranchant à la base-déplacement au sommet).

- Définition d'un système équivalent inélastique à un seul degré de liberté

La courbe de capacité est rapprochée en tant que relation bilinéaire avec le choix d'une limite élastique globale ($V_y \mu_y$) du système structurel et un déplacement final ($V_{pi} pi$). La limite élastique ($V_{pi} pi$) est définie de telle sorte que la zone A_1 , (figure I-10) est approximativement égale à la zone A_2 , afin de s'assurer qu'il y a une énergie égale associée à chaque courbe

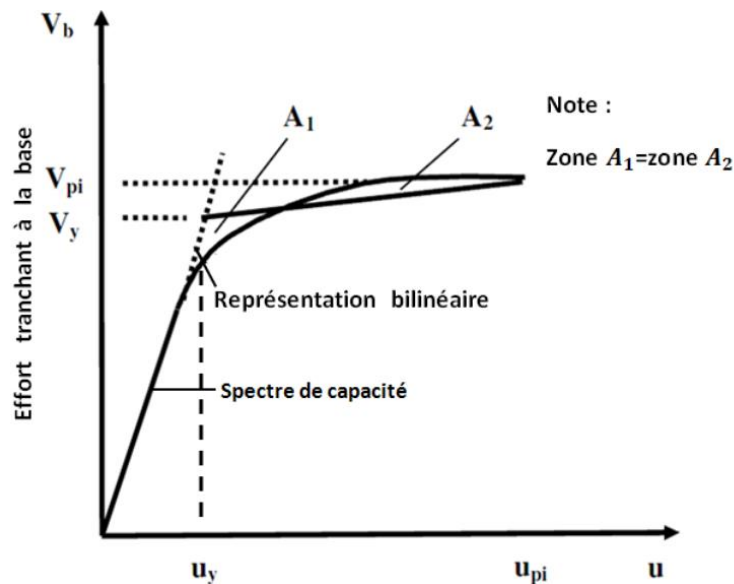


Figure I-10 : approximation bilinéaire de la courbe de capacité.

- Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité [6]

La courbe de capacité est ensuite convertie en spectre de capacité en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha_m \cdot M} \tag{II.1}$$

$$S_d = \frac{\mu}{PF_1 \cdot \varphi_{ij}} \tag{II.2}$$

Où :

M : la masse totale du bâtiment.

φ_{ij} : est l'amplitude modale au niveau de l'étage « i » pour le mode j.

PF_1 : le facteur de participation modal.

α_m : coefficient de masse modal donnés par :

$$PF_1 = \frac{\{\varphi\}^T \cdot [M] \{1\}}{\{\varphi\}^T \cdot [M] \{\varphi\}} \quad (II.3)$$

$$\alpha_m = \frac{[\sum_{j=0}^n m_i \varphi_{ij}]^2}{\sum_{i=1}^n m_i \sum_{j=1}^n m_i \varphi_{ij}^2} \quad (II.4)$$

- Spectre de réponse élastique et spectre d'accélération-déplacement, format ADRS

La conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité rend nécessaire que le spectre élastique de réponse ou de conception est tracé dans le format d'accélération déplacement, ADRS, plutôt que le format d'accélération-période, (figure I-11), le spectre (ADRS) est aussi dénoté comme le spectre de demande.

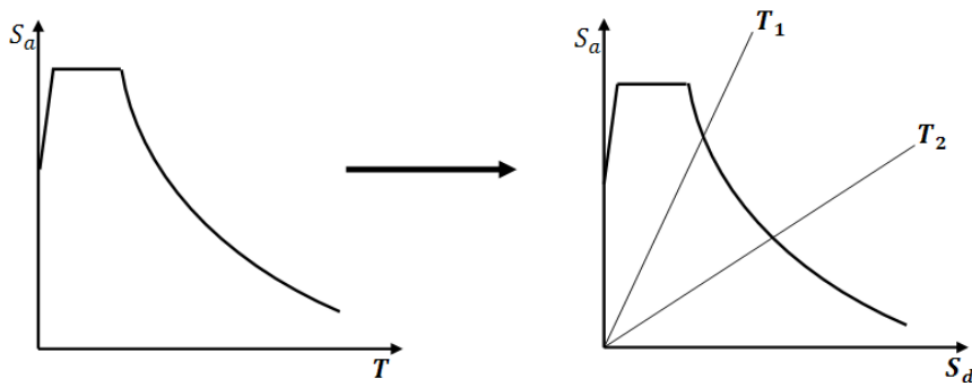


Figure I-11 : Conversion du spectre élastique au spectre d'ADRS.

- Superposition du spectre de capacité sur le spectre de demande élastique amorti

Une fois que le spectre de capacité et le spectre de demande élastique pour un pourcentage 5 % d'amortissement sont tracés ensemble dans le format ADRS, figure (I.12), une estimation initiale du point de performance (a_{pi}, d_{pi}) en utilisant la règle de déplacement égal peut être obtenu en prolongeant la partie linéaire du spectre de capacité jusqu'à ce qu'elle intersecté le spectre de demande élastique de 5% de pourcentage d'amortissement. Alternativement, on peut supposer que le point de performance est le point final du spectre de capacité ou peut être un autre point choisi sur la base de l'expérience en ingénierie comme proposé dans **ATC-40**.

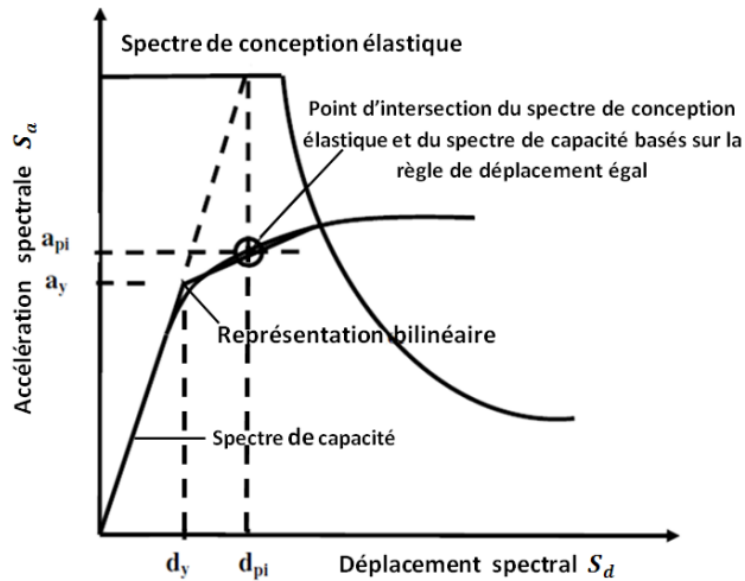


Figure I-12 : l'estimation initiale du point de performance en utilisant la règle de déplacement égal

- **L'amortissement visqueux équivalent [6]**

L'amortissement qui survient lorsque le séisme pousse la structure à la domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux qui existe originairement à la structure et l'amortissement hystérétique.

L'amortissement hystérétique est l'amortissement lié à la surface situé en bas des boucles qui sont formées quand la force de séisme (l'effort tranchant à la base) est tracée contre le déplacement de structure.

L'amortissement hystérétique peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent en utilisant les équations qui sont disponible dans la dynamique des structures.

L'amortissement visqueux équivalent (B_{eq}), associé au déplacement maximal d_{pi} peut être estimé à partir de l'équation suivante :

$$B_{eq} = B_0 + 0,05$$

B_0 : l'amortissement hystérétique représenté comme amortissement visqueux équivalent

0,05 : représente 5% d'amortissement visqueux qui existe originalement à la structure (supposé être constant).

Le terme peut être calculé comme suit :

$$B_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}}$$

E_D : Est l'énergie dissipée par la structure dans un seul cycle de mouvement et la surface confinée dans une seule boucle hystérétique

E_{SO} : L'énergie de déformation maximale associée au cycle de mouvement qui est la surface hachurée dans la (figure I-13)

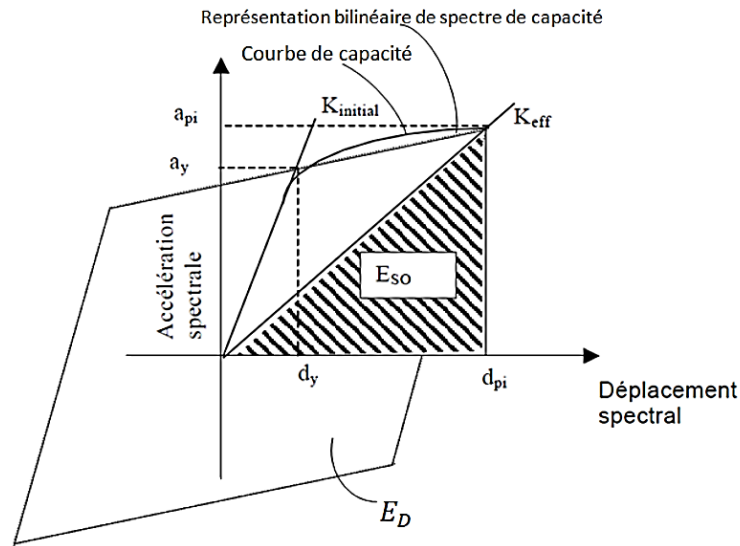


Figure I-13 : Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (ATC40)

- Point de performance d'un système à un seul degré de liberté équivalent

Le nouveau spectre de demande doit intersecté le spectre de capacité ou à une distance suffisante pour l'estimation du point de performance, (figure I.14), si le spectre de demande intersecté le spectre de capacité dans une tolérance acceptable, l'estimation est alors acceptée, sinon le point de performance est réestimé et la procédure répétée à partir de l'étape de superposition du spectre de capacité sur le spectre ADRS.

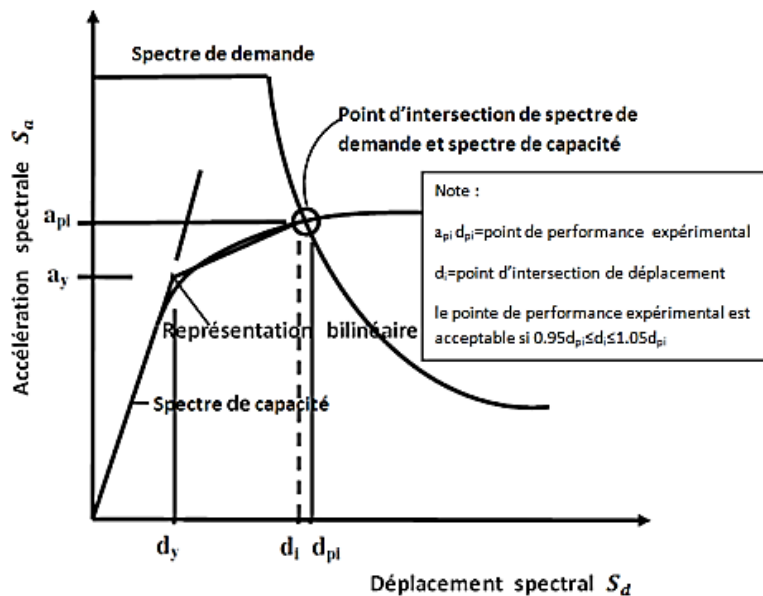


Figure I-14 : estimation de déplacement cible en utilisant la méthode du spectre de capacité

-Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté

Quand le point de performance est calculé, il est converti au déplacement cible d'un système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation suivante :

$$\mu_t = PF_1 \cdot \varphi_{ij} \cdot S_d$$

PF_1 : est le facteur de participation

S_d : ont le déplacement spectral du système à un seul degré de liberté équivalent

φ_{ij} : est l'amplitude modale au niveau de l'étage « i » pour le mode j.

b. La méthode N2

Le développement de la méthode de N2 a commencé dans le milieu des années 80. L'idée de base est venue du modèle développé par **Saidii** et **Sozan**. Cette méthode combine l'analyse Pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent.

Contrairement, à la méthode de spectre de la capacité qui est basée sur l'utilisation des spectres élastiques avec l'amortissement visqueux équivalent, la méthode N2 est basée sur l'utilisation des spectres inélastique pour éviter des itérations lors de l'évaluation des quantités de réponse de demande requises. En général, la méthode de N2 est convenable pour les structures dominées par le premier mode. La méthode de N2 est considérée semblable à la méthode de spectre de la capacité, si elle est basée sur des spectres de réponse inélastique.

❖ La méthode Pushover dans l'eurocode 8

Eurocode 8 (EC8) inclut deux méthodes d'analyse non linéaire : L'analyse statique non linéaire (Pushover) et l'analyse dynamique non linéaire. L'analyse statique non linéaire consiste en l'application monotone des charges latérales croissantes à la structure, dans l'euro-Cod 8, elle est basée sur la méthode N2 développée par prof. « **Fajfar** »

Les étapes de la méthode Push over dans l'euro-Cod 8 sont similaires aux étapes de la méthode de N2 [7] .

c. La méthode de coefficient du déplacement de FEMA -273

La méthode de coefficient du déplacement diffère de la méthode de spectre de capacité et à la méthode N2 dans l'évaluation du déplacement cible, qui n'exige pas la conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité. La méthode de coefficient du déplacement proposée dans **FEMA-273** estime le point de performance structurel en termes de déplacement cible représentant le déplacement au sommet maximal prévu [8]

I.4.7 Les avantages de l'analyse statique non linéaire [9] [10]

- ❖ Les procédures statiques non linéaires n'ont pas besoin de toutes les données d'entrée exigées pour les procédures dynamiques non linéaires, dans l'analyse statique non linéaire, la structure est soumise à un mode de chargement latéral croissant qui est prédéfini en utilisant des règles sismiques, jusqu'à ce qu'un mécanisme local ou global soit réalisé.
- ❖ La procédure statique non linéaire prévoit la distribution critique des demandes dans tous les éléments structuraux, qui permet l'identification des éléments critiques pendant le mouvement terrestre, et qui devraient être pris en compte pendant le processus de conception.
- ❖ Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformation sont supposées être particulière durant la conception.
- ❖ Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- ❖ Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.

I.4.8 Les limites de l'analyse statique non-linéaire

Malgré que l'analyse push over nous fournisse des réponses adéquates dans plusieurs cas, il reste toujours des cas non résolus, qui ont besoin d'être résolu à travers la recherche et le développement, parmi ces cas, nous citerons :

- ❖ Incorporation des effets de torsion (due aux irrégularités dans la masse, la rigidité et la résistance).
- ❖ Problèmes de dommages cumulatifs.
- ❖ Plus important encore, l'examen des effets de mode supérieur une fois qu'un mécanisme local s'est formé Puisque l'analyse Pushover est de nature approximative et elle est basée sur l'application d'un chargement statique, elle ne peut pas représenter les phénomènes dynamiques avec un grand degré d'exactitude, comme elle ne peut pas détecter quelques modes de déformations importants qui se produisent dans la structure soumise à un séisme sévère.

I.5 CONCLUSION

Dans le présent chapitre nous avons exposé deux méthodes d'analyses statique linéaire et non linéaire.

Ces méthodes d'analyse est un outil puissant. Elle permet aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.



Chapitre II

Présentation et prédimensionnement de l'ouvrage

II. Présentation et pré dimensionnement de l'ouvrage

II.1 Présentation de projet

II.1.1 Introduction

Dans le présent chapitre on présentera notre projet sa situation, les matériaux utilisés et les différents règlements appliqués dans la conception de notre projet.

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur à savoir : CBA93, RPA99 version 2003 et BAEL91.

II.1.2 Situation du projet

Notre projet est situé à la commune de Boudouaou dans la wilaya de Boumerdes, selon la carte de zonage du RPA99 version 2003 cette région est considérée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

II.1.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment

1. Dimensions en plan : les dimensions en projection horizontale sont :

- Longueur max :26 m
- Largeur max : 20,4 m

2. Dimensions en élévation : dont les dimensions en projection verticale sont :

- Hauteur de RDC.....4,25 m
- Hauteur des étages courant3,06 m
- Hauteur totale bâtiment 28,73 m

II.1.4 Usage du bâtiment

Notre bâtiment comporte huit niveaux à usage mixte habitation, bureaux et commerce. Avec des commerces au rez-de-chaussée et des bureaux aux premiers étages, le reste des niveaux à usage d'habitation au moyen de quatre appartements par niveau dans deux en type F3 et un F2 et un F4.

D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) parce que la hauteur ne dépasse pas 48 m.



Figure II-1: vue en 3D sur façade principale et postérieure du projet

II.1.5 Matériaux utilisés

Le principal matériau utilisé pour la construction de notre projet est le béton armé. il est constitué du Béton et des Acier.

II.1.5.1 Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression. On appelle béton un matériau constitué par un mélange (ciment, granulat, eau).

a) Résistance à la compression

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{II.1})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad (\text{II.2})$$

On a $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ alors : $f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

b) Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton à J jours, désignée par f_{tj} est déterminée par trois essais : traction direct, traction par fendage et traction par flexion.

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \Rightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPa} \quad (\text{II.3})$$

c) Coefficient de Poisson (ν)

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$: pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU)
- $\nu = 0,2$: pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS)

Contrainte du béton à la compression aux états limites ultimes (ELU)

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b * \theta} = \frac{0.85 * 25}{1.5 * 1} = 14.17 MPa \quad (II.4)$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton en compression a J jour.

f_{bu} : Contrainte de calcul pour $2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que

$\gamma_b = 1,5$ Pour une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$ Pour une situation accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée de probable d'application des charges $> 24h$

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée entre 1h et 2h.

$\theta = 0.85$ Lorsqu' elle est $> 1h$.

d) Contrainte du béton de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5 MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2*25}{1.5}, 5 MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 MPa, 5 MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 MPa.$$

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 4 MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15*25}{1.5}, 4 MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 MPa, 4 MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 MPa.$$

e) Contrainte de compression du béton à ELS

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 MPa.$$

A l'état limite de service, σ_b doit être inférieure à $\bar{\sigma}_{bc}$

f) Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)} = 32164.20 \text{ MPa} \quad \text{(II.5)}$$

g) Module d'élasticité déferé

Pour un chargement longitudinal duré d'application le module de déformation :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)} = 10818.87 \text{ MPa} \quad \text{(II.6)}$$

II.1.5.2 Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

a) Contrainte de l'acier à ELU

Avec :

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de l'acier ;

f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité ; $\gamma_s = \begin{cases} 1.5 & \text{situation durable.} \\ 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

ϵ_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.

ϵ_l : Allongement ou raccourcissement limite.

$$\epsilon_s = \frac{S F e}{\gamma_s . E_s} \quad \text{D'où : } \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

b) Contrainte de l'acier à ELS

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$ MPa (1)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$ MPa (2)

Avec : η Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les rond lisses et triellis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures a haute adhérence} \end{cases}$$

$$(1) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(266.67 ; 201.63) \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$(2) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(200 ; 164.97) \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{164.97 \text{ MPa}}$$

II.2 Evaluation et Descente des Charges

II.2.1 Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est indispensable d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « RPA99 version 2003 », mettent au point ce qui est nécessaire pour un prédimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2.2 Les planchers

II.2.2.1 Prédimensionnement

a) Condition de coupe-feu

$e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.

$e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.

b) Condition acoustique

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 16 cm.

c) Condition de résistance à la flexion

$$h_t \geq \frac{\min (l_x \text{ max}; l_y \text{ max})}{22.5} = \frac{\min (4.70; 4.80)}{22.5} = \frac{470}{22.5} = 20.88 \text{ cm}$$

On adoptera : $ht = 24\text{cm}$ tel que $h = e + d$

$e = 20$ (hauteur de corps creux).

$d = 4$ (hauteur de la dalle de compression) $\Rightarrow (20+4)$ selon le DTR B.C22 (Pg 39).

✚ Conclusion

On adoptera un plancher de 24cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 20cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

II.2.2.2 Evaluation des charges [11]

a. Plancher terrasse inaccessible

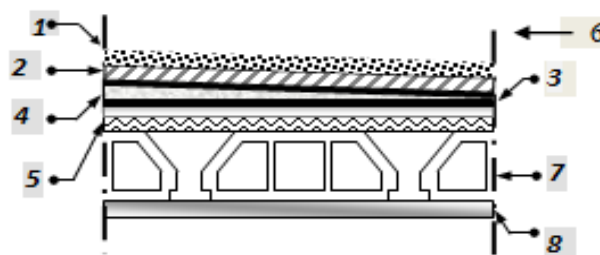


Figure II-2 : Constituants d'un plancher terrasse inaccessible.

Tableau II-1 : La descente des charges de plancher terrasse non accessible

Nº	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	- Protection gravillon (15/25) roulé	0.05	20	1,00
2	- étanchéité multicouche	0.04	6	0.24
3	- papier kraft (2 feuilles)	—	—	0.50
4	- forme de pente en béton maigre (200 kg/m ³)	0.08	15	1.2
5	- film par vapeur	0.01	—	0.01
6	- isolation thermique (en liège)	0.04	4	0.16
7	- plancher corps creux (20+4)	(0.20 +0.04)	—	3.2
8	- enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				6.51

Surcharge d'exploitation (Q) : 1 KN/m²

b. Plancher terrasse accessible

Tableau II-2 : La descente des charges de plancher terrasse accessible.

Nº	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	- Carrelage	0.02	22	0.44
2	- Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	- Lit de sable	0.03	18	0.54
4	- Plancher en corps creux	(0.20+0.04)	—	3.2
5	- Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	- Cloisons légers	—	—	1.00
TOTAL				5.98

Surcharge d'exploitation (Q) : 1,5 KN/m²

c. Plancher étage courant

Tableau II-3 : La descente des charges de plancher étage courant.

Nº	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	- Carrelage	0.02	22	0.44
2	- Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	- Lit de sable	0.03	18	0.54
4	- Plancher en corps creux	(0.20+0.04)	—	3.2
5	- Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	- Cloisons légers	—	—	1.00
TOTAL				5.98

Surcharge d'exploitation (Q) : 1.5 KN/m²

II.2.3 Balcon

II.2.3.1 Prédimensionnement

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans une extrémite et libre dans l'autre.

La portée du balcon est de 1.2 m.

Selon le BAEL91 :

❖ Condition de flèche

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

❖ Condition de sécurité

$$e \geq 5 \text{ cm}$$

Donc on prend $e = 13 \text{ cm}$.

II.2.3.2 Evaluation des charges [11]

Tableau II-4 : Charge permanente due au balcon.

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G [kN/m ²]
1	- Carrelage	0,02	22	0,44
2	- Mortier de pose	0.03	20	0,60
3	- Dalle pleine	0,15	25	3,25
4	- Enduit en ciment	0,03	20	0,54
Totale				4,83

Surcharge d'exploitation (Q) : 3.5 KN/m².

II.2.4 Les poutres

Le prédimensionnement de la section transversale de la poutre selon BAEL91 est donné comme suit : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ et $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec : L : Partie de la plus grande travée dans le sens considéré

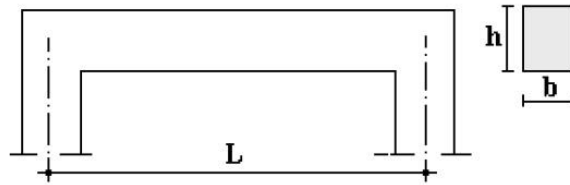


Figure II-3 : Dimensionnement de la poutre.

Ou : b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

- **Et les conditions imposées par RPA.99 version 2003 : [Art 7.5.1 Pg51]**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right.$$

- **Les poutres principales**

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm} \quad \text{on adopter } \mathbf{h = 40\text{cm}}$$

D'après RPA : $h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ CV

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28\text{cm} \quad \text{on adopter } \mathbf{b = 25\text{ cm}}$$

D'après RPA : $b = 30\text{ cm} > 20\text{cm}$ CV

$$\frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots\text{CV}$$

- **Les poutres secondaires**

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33\text{ cm} \leq h \leq 47\text{cm} \quad \text{on adopter } \mathbf{h = 40\text{cm}}.$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5\text{ cm} \quad \text{on adopter } \mathbf{b = 25\text{ cm}}.$$

- **Les conditions du RPA sont vérifiées.**

II.2.5 Les poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du **CBA93** préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm » sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

On mènera le calcul à L'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

❖ **La formule générale**

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} fed} \quad (III.7)$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \dots\dots\dots \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.} \\ k = 1.20 \text{ et} \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{cj} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Si plus de la majeure partie des charges} \\ \text{est appliquée avant 28 jours.} \end{array}$$

$k = 1 \dots\dots\dots$ pour les autres cas.

Br : section réduite du poteau (en cm²)

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad ; \quad fed = \frac{fe}{\gamma_s}$$

f_{c28} : Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 25$ MPa;

fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $fe = 400$ MPa ;

$\gamma_b = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$;

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad : T > 24h \\ \theta = 0.9 \quad : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 \quad : T < 1h \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad fed = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \dots\dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (\text{a : la plus petite cote})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

D'où : $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$

$$Br \geq \frac{1}{1} \frac{1.2}{0.9} \frac{Nu}{100} \frac{10^3}{348} 10^4 = 0.64Nu \text{ (cm}^2\text{)}$$

On adopte un poteau carré

Nous $Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$

❖ **Les charges d'exploitation (Loi de dégression) [11]**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour le bâtiment à usage d'habitation cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharge est de **5**.

- Sous toiture..... Q_0
- Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement -Etage (2) $Q_0 + 0,95 (Q_1+Q_2)$
- Etage (3) . $Q_0 + 0,9 (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Etage (4) . $Q_0 + 0,85 (Q_1+Q_2 +Q_3+Q_4)$
- Etage $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$ (III.8)

Avec :

Q_0 : Charge d'exploitation sur la terrasse ;

Q_1, Q_2, Q_3 : Charge d'exploitation respectives des planchers des étage 1,2,3 ;

❖ **La charge permanent**

$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$; $N_{u_{maj}} = 1,1 N_u$

$N_{G \text{ Plancher terrasse}} = G_t \times S = 6,51 \times 18,7 = \mathbf{121,37 \text{ KN}}$

$N_{G \text{ Plancher étage courant}} = G_e \times S = 5.98 \times 18.7 = \mathbf{111,83 \text{ KN}}$

$N_{G \text{ poutres principal}} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.25 \times 0.4 \times 4.25 = \mathbf{10.63 \text{ KN}}$

$N_{G \text{ poutres secondaire}} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.25 \times 0.40 \times 4.4 = \mathbf{11 \text{ KN}}$

$N_{G \text{ poteaux}} = \rho \times a \times a \times H$ Avec H : hauteur d'étage

$N_{G \text{ total}} = N_{G \text{ Plancher}} + N_{G \text{ poutres principal}} + N_{G \text{ poutres secondaire}} + N_{G \text{ poteaux}}$.

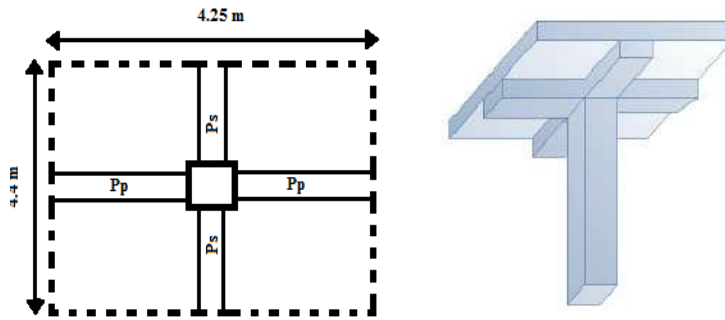


Figure II-4 : dimension de la section revenant au poteau intérieur le plus sollicité.

AN :

$$S = \left(\frac{4.2}{2} + \frac{4.3}{2} \right) \times \left(\frac{4.1}{2} + \frac{4.7}{2} \right) = 18.7 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{maj}} = 18,7 \times 1,15 = 21,5 \text{ m}^2$$

Tableau II-5 : choix des sections des poteaux.

Etage	NG (KN)	Ng Cumulée	Q (KN/m ²)	S maj (m ²)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	(a ; b) Adopté (cm)
Terrasse Inaccessible	161,6	161,6	1	21,5	21,5	250,41	/	/	/
8	157,09	318,69	2,5	21,5	53,75	510,857	326,9482	20,082	(40×40)
7	157,09	475,78	3,85	21,5	82,78	766,466	490,538	24,148	(40×40)
6	157,09	632,87	5,05	21,5	108,58	1017,237	651,032	27,515	(40×40)
5	157,09	789,96	6,1	21,5	131,15	1263,171	808,429	30,432	(45×45)
4	157,09	947,05	7	21,5	150,5	1504,268	962,731	33,028	(45×45)
3	157,09	1104,14	7,75	21,5	166,63	1740,527	1113,937	35,375	(50×50)
2	157,09	1261,23	8,5	21,5	182,75	1976,786	1265,143	37,568	(50×50)
1	157,09	1418,32	9,28	21,5	199,52	2214,01	1416,968	39,643	(55×55)
RDC	159,76	1578,08	10,71	21,5	230,27	2475,805	1584,516	41,806	(55×55)

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003.

❖ **Les vérifications des poteaux**

• **Vérification à l'ELS**

On prend les charges et surcharges de poteau central de sous-sol pour la vérification :

Avec :

$$N_{\text{ser}} = N_{\text{GS.SOL}} + N_{\text{QS.SOL}} = 2055,87 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1,15}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 5,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Vérification selon le RPA99/2003 [1]**

L'article 7.4.1 des RPA 99/Version 2003 exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone III On prend :

- $\text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{min}(55,55) \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{he}{20} \rightarrow 55\text{cm} \geq \frac{425}{20} = 21,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{a} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{55}{55} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

• **Vérification de stabilité de forme**

Les poteaux sont soumis à la compression simple, on définit l'élanement

$$\lambda = L_f / i \quad ; \quad L_f = 0,7 l_0 = 07 h_e \quad ; \quad \text{avec: } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

➤ **Vérification au flambement**

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = 0,7 \times \frac{l_0 \times \sqrt{12}}{h} \leq 50$$

λ : Élanement du poteau.

l_f : longueur de flambement ($l_f=0.7l_0$).

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

I : moment d'inertie de poteau : $bh^3/12$.

B : section transversale du poteau $B= (h.b)$.

L_0 : longueur d'un poteau entre faces supérieure de deux planchers consécutifs.

Tableau II-6 : Vérification au flambement pour les sections des poteaux

Niveau	La section	L_f (cm)	I (cm ⁴)	I (cm)	λ	$\lambda \leq 50$
RDC	(55x55)	297,5	762552,08	15,88	18,73	C.V
1^{er} étage	(55x55)	214,2	762552,08	15,88	13,49	C.V
2^{eme} ,3^{eme} étages	(50x50)	214,2	520833,33	14,43	14,84	C.V
4^{eme} ,5^{eme} étages	(45x45)	214,2	341718,75	12,99	16,49	C.V
6^{eme} ,7^{eme} ,8^{eme} étages	(40x40)	214,2	270000	12,99	16,49	C.V

II.2.6 L'acrotère

L'acrotère est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**)
- Un moment dû à la surcharge (**Q**)

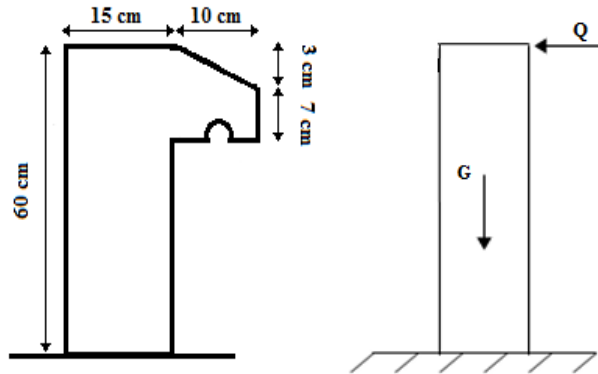


Figure II-5 : L'acrotère.

- **Evaluation des charges [11]**

- **Charge permanente**

$$S = (0,60 \times 0,15) + \left(\frac{0,10 \times 0,03}{2} \right) + (0,10 \times 0,07) = 0,0985 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \cdot s = 25 \times 0,1015 = 2,46 \text{ KN/m}$$

$$G = 2,46 \text{ KN/m.}$$

- **Surcharge d'exploitation** (De la main courante de personne) $\Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$

II.2.7 Les escaliers

- **Étage courant**

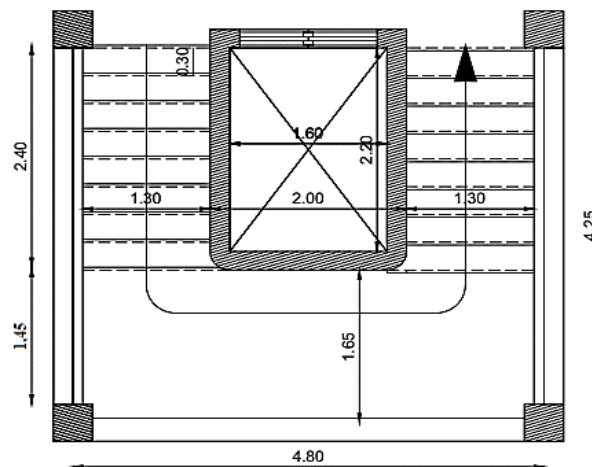


Figure II-6: vue en plan d'escalier.

- **Calcul le nombre des marches**

On a : $H = 3.06 \text{ m}$

Hauteur de marche (h) : $16.5 \text{ cm} \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$

On adopte : $h = 17 \text{ cm}$

Alors : $n = \frac{H}{h} \quad n_2 = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches (9 marches par volée).}$

- **Calcul du giron**

En utilisant la méthode du Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 60 - 2 \times 17 \leq g \leq 65 - 2 \times 17$$

$$\Rightarrow 26 \text{ cm} \leq g \leq 31 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{g = 30 \text{ cm.}}$$

- **Calcul le reculement (R)**

$$R = g \times (n - 1) \Rightarrow R_2 = 30 \times 8 \Rightarrow \mathbf{R = 240 \text{ cm}}$$

- **Longueur du limon (paillasse)**

On calculer l'angle (α) :

$$\tan \alpha = \frac{H}{R}, L = \frac{H}{\sin \alpha} \quad \tan \alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \tan \alpha = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$L = \frac{153}{0.53} \Rightarrow L = 284.62 \text{ cm} = 285 \text{ cm}$$

- **Calcul les épissures de palier et du paillasse (e)**

$$e = \begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq \max \left[\frac{L}{30}; 10 \text{ cm} \right] \end{cases} \Rightarrow e = \begin{cases} \frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \\ e \geq \max \left[\frac{285}{30}; 10 \text{ cm} \right] \end{cases}$$

$$e = \begin{cases} 9.50 \leq e \leq 14.25 \\ e \geq \max[9.5; 10 \text{ cm}] \end{cases}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$

- **Evaluation des charges [11]**

Paillasse (dalle pleine, $e = 15 \text{ cm}$)

Tableau II-7 : La descente des charges de paillasse

Nº	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	- Carrelage	0.02	22	0.44
2	- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	- Lit de sable	0.02	18	0.36
4	- Marche	0.17	25	1.48
5	- Paillasse	0.15	25	$0.15 \times 25 / \cos \alpha = 4.45$
6	- Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Total				7.33

Palier (dalle pleine, e=15cm)

Tableau II-8: La descente des charges de palier

Nº	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	- Carrelage	0.02	22	0.44
2	- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	- Lit de sable	0.02	18	0.36
4	- Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
5	- Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Total				5.15

Surcharge d'exploitation (Q) : 2.5 KN/m²

- La poutre palière

1) Prédimensionnement

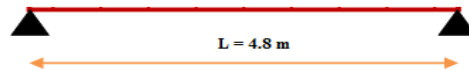


Figure II-7 : schéma de la poutre palière.

Selon le **BAEL 91**, les dimensions de la poutre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad 32 \leq h \leq 48 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 40 \text{ cm.} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 16 \leq b \leq 28 \quad \Rightarrow \quad b = 25 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On adopte: **(b x h) = (25x40)**.

- Vérification

Le **RPA99** préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} = 1,6 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

2) Chargement de la poutre palière

La poutre palière est soumise à

1. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.40 = 2.5 \text{ KN/ml}$.
2. Poids de la maçonnerie : $G_{\text{mac}} = 2.54 (4.25 - 0.40) \frac{1}{2} = 4.89 \text{ KN/ml}$.

II.2.8 Murs extérieurs (double)

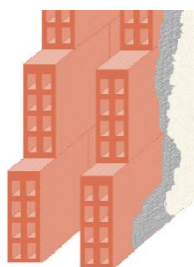


Figure II-8 : Schéma du mur double cloison.

Tableau II-9 : Charge permanente de mur extérieur.

Les éléments	Epaisseur (m)	P.V	G (KN/m ²)
Brique creuse	10cm	/	0,90
Brique creuse	10cm	/	0,90
Enduit extérieur	1.5cm	18	0,27
Enduit intérieur	1.5cm	10	0,15
TOTAL			2.22

II.2.9 Prédimensionnement des voiles

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par RPA99/V2003. (Article 7.7.1). Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ❖ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ❖ Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- ❖ Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ; ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA99/V2003 (article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ».

Avec : L : porté du voile.
 e : épaisseur du voile.

D'après le RPA99/V2003 (article 7.7.1) « l'épaisseur minimale égale à 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :

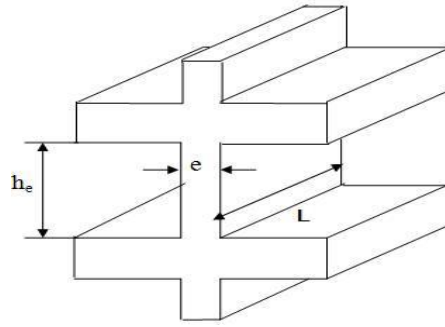


Figure II-9 : Coupe de voile en élévation.

	$e \geq h_e/25$
	$e \geq h_e/22$
	$e \geq h_e/20$

Figure II-10 : Coupes de voiles en plan.

$$e = \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}\right)$$

Pour le RDC on a la hauteur libre d'étage $h_e = 4.25 - 0.4 = 3.85$ m

$$e = \max\left(\frac{385}{25}, \frac{385}{22}\right) = \max(15.4, 17.5)$$

On prend $e = 20$ cm

Les portés des voiles utilisés (L) doit être supérieure ou égale à 80 cm.

II.3 Conclusion

Dans ce chapitre on a fait le dimensionnement et la descente des charges de la structure étudiée, selon les codes de calcul algérienne « RPA89 version 2003 ». Par suite on va entamer à l'application de la méthode statique équivalent.



Chapitre III

Application de la méthode statique équivalente

III. Application de la méthode statique équivalente

III.1 Condition d'application

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ❖ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- ❖ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), des conditions complémentaires (voir RPA-page 33).

III.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 masse**C'est Vérifier.**
- 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.
 - L'excentricité : $e_x = |X_G - X_C| \leq 15\% L_x$.
 - $e_y = |Y_G - Y_C| \leq 15\% L_y$.

Tableau III-1 : excentricité pour les deux axes.

Niveau	X _{CM} (m)	X _{CR} (m)	e _x (m)	15%L _x (m)	Y _{CM} (m)	Y _{CR} (m)	e _y (m)	15%L _y (m)	e<15%L
RDC	12,824	12,787	0,0363	3,9	10,182	9,957	0,225	2,7	C.V
Etage 1	12,824	12,785	0,0389	3,9	10,205	10,520	0,315	3,06	C.V
Etage 2	12,824	12,783	0,0407	3,9	10,204	10,839	0,635	3,06	C.V
Etage 3	12,823	12,780	0,0428	3,9	10,203	10,926	0,723	3,06	C.V
Etage 4	12,823	12,777	0,0458	3,9	10,202	10,914	0,712	3,06	C.V
Etage 5	12,824	12,775	0,0489	3,9	10,420	10,872	0,451	3,06	C.V
Etage 6	12,838	12,773	0,0648	3,9	10,534	10,834	0,299	3,06	C.V
Etage 7	12,859	12,772	0,0873	3,9	10,92	10,829	0,096	2,88	C.V
Etage 8	12,809	12,846	0,0377	2,7	12,479	11,944	0,535	2,19	C.V

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 : $\frac{Lx}{Ly} \leq 4 \Rightarrow \frac{26}{18} = 1,44 \leq 4 \dots \text{C'est vérifier.}$
- 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 (pas de décrochement) **C'est vérifier.**
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.
- Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. Dans se cas pas des ouvertures sur plancher..... **C'est vérifier.**

$$\frac{S_{ouverture}}{S_{plancher}} \leq 0,15$$

$$S_{plancher} = 522,24 \text{ m}^2$$

$$S_{ouverture} = (4,8 \times 4,25) + (1,85 \times 4) \times 2 = 50 \text{ m}^2 \Rightarrow 0,096 < 0,15 \dots \text{Diaphragme rigide.}$$

III.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..... **C'est vérifier**
- ✚ 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..... **C'est vérifier**

$$\frac{lx}{Lx} = \frac{18}{26} = 0,69 > 0,67 \dots \text{C'est vérifier.}$$

$$\frac{ly}{Ly} = \frac{13,05}{17,6} = 0,74 > 0,67 \dots \text{C'est vérifier.}$$

**Donc cette structure est régulière en plan et en élévation
avec $H_{totale} = 28.73 \leq 30\text{m}$; pour cela on peut utiliser
la méthode statique équivalente.**

III.2 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- ❖ A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA

$A=0,25$ (zone III, et groupe d'usage 2).

- ❖ D : facteur d'amplification dynamique moyen, Il est donné par la formule (4.2) du RPA99/2003 :

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

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA : $T_2=0,5$ s (Site S3).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad (I.3)$$

$\xi=10\%$ (Voile en Béton armé) .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 \geq 0,7$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

$$T = C_T \times h_N^{3/4} .$$

$h_N = 28,73$ m.

C_T : donné par le tableau 4.6 du RPA ;

$C_T = 0,05$ (contreventement assuré par des voiles).

$$T = 0.05 \times 28,73^{3/4} = 0,62 \text{ sec.}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} . \quad (I.5)$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par les deux formules :

$$T_x = \frac{0,09 \times 28,73}{\sqrt{26}} = 0,51 \text{ sec.}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 28,73}{\sqrt{18}} = 0,61 \text{ sec.}$$

Donc: $T_x = \min (0,62; 0,51) = 0,51 \text{ sec.}$

$$0,5 \text{ s} \leq T_x \leq 3 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5 \cdot \eta \left(\frac{T^2}{T_x} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 1,87 .$$

$$T_y = \min (0,62 ; 0,61) = 0,61 \text{ sec}$$

$$0,5 \text{ s} \leq T_x \leq 3 \text{ s}$$

$$D_y = 2,5 \cdot \eta \left(\frac{T^2}{T_y} \right)^{2/3} .$$

$$D_y = 1,66.$$

- ❖ **R** : coefficient de comportement global de la structure sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (voir RPA).

Sous charge horizontal

Tableau III-2 : Pourcentage de la charge horizontal pour les portiques et les voiles

Portique		Voile		Portique%		Voiles %	
U _x (KN)	U _y (KN)	U _x (KN)	U _y (KN)	x-x	y-y	x-x	y-y
0,418	0,165	3,246	4,162	11,409	3,813	88,59	96,18

Sous charge vertical

Tableau III-3: Pourcentage de la charge vertical pour les portiques et les voiles

Portique	Voile	Portique%	Voile%
ELS (KN)	ELS (KN)	ELS	ELS
27261,312	12766,737	68,10	31,89

Donc on a un système « Voile porteurs » **R = 3,5**

- ❖ **Facteur de qualité « Q »**

- **Conditions minimales sur les files de contreventement**

système de portique : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas **1,5**

Sens X-X' : $\frac{4,8}{4,3} = 1,11 < 1,5$ « **OUI** »

Sens Y-Y' : $4,7/4,1 = 1,14 < 1,5$ « OUI ».

- **Redondance en plan**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de Voiles dans la direction des forces latérales appliquées. « OUI »

- **Régularité en plan**

La structure est classée régulière en plan « OUI ».

- **Régularité en élévation**

La structure est classée régulière en élévation « OUI ».

- **Contrôle de la qualité des matériaux**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise « OUI ».

- **Contrôle de la qualité de l'exécution**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. « OUI ».

Donc : **Q=1**

- ❖ **Poids total de la structure « W »**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$\beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation) donné par le tableau 4.5 du RPA.

Tableau III-4 : Poids total de la structure

Load Case/Combo	F _X (KN)	F _Y (KN)	F _Z (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
G+0,2Q	0	0	40075,87	411989,24	512631,79

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Tableau III-5: Caractéristique de la force sismique total V de la structure

A	D _x	D _y	Q	R	W (KN)	ξ	V _x (KN)	V _y (KN)
0,25	1,87	1,66	1	3,5	40075,869	10%	5352,991	4751,853

III.3 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $V = F_t + \sum F_i$

F_t : La force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

La valeur de F_t sera prise égale à **0** quand T est plus petit ou égale à **0,7 s**

$$F_t=0 \text{ (} T_x \text{ et } T_y \leq 0.7s \text{)}$$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{V \cdot (W_i \cdot h_i)}{\sum (W_j \cdot h_j)}$$

Les résultats représentés dans ce tableau :

Tableau III-6 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

Etage	Vx (KN)	Vy (KN)	Wi (KN)	Hi (m)	Wi *hi (KN.m)	$\sum W_j \cdot H_j$ (KN.m)	Fx (KN)	Fy (KN)
9 ^{ème}	5352,99	4751,853	2895,722	28,73	83194,08	622052,90	715,92	635,52
8 ^{ème}	5352,99	4751,853	4238,864	25,67	108811,63	622052,90	936,36	831,21
7 ^{ème}	5352,99	4751,853	4378,572	22,61	98999,51	622052,90	851,93	756,26
6 ^{ème}	5352,99	4751,853	4409,653	19,55	86208,71	622052,90	741,86	658,55
5 ^{ème}	5352,99	4751,853	4491,149	16,49	74059,04	622052,90	637,30	565,74
4 ^{ème}	5352,99	4751,853	4730,022	13,43	63524,19	622052,90	546,65	485,26
3 ^{ème}	5352,99	4751,853	4730,022	10,37	49050,33	622052,90	422,10	374,69
2 ^{ème}	5352,99	4751,853	4862,908	7,31	35547,86	622052,90	305,90	271,55
1 ^{ère}	5352,99	4751,853	5331,19	4,25	22657,56	622052,90	194,98	173,08
SommeΣ	/	/	40075,86	/	622052,90	622052,90	5352,99	4751,85

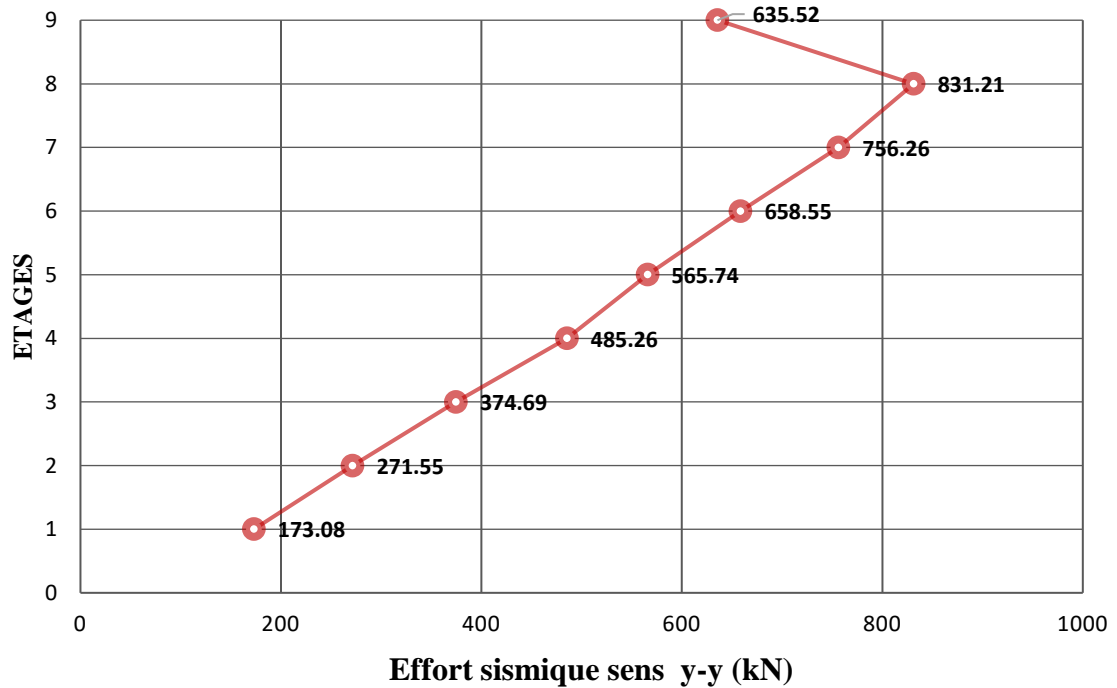
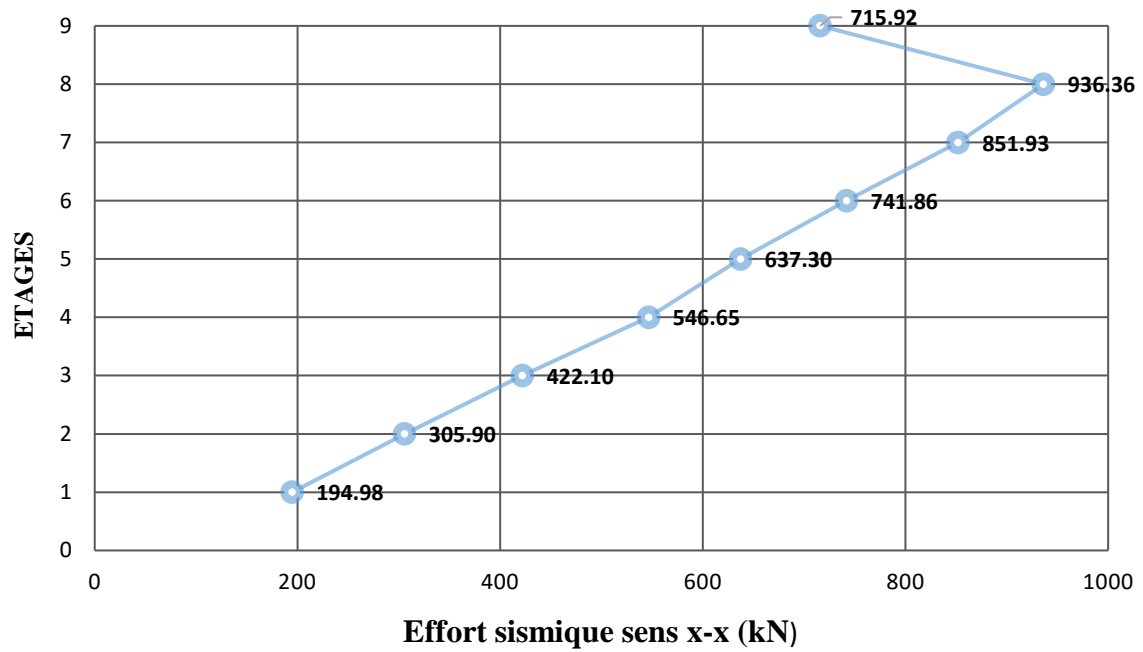


Figure III-1 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

III.4 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Tableau III-7 : L'effort tranchant au niveau de l'étage k.

Etage	Fi(x) (KN)	Fi(y) (KN)	Vk(x) (KN)	Vk(y) (KN)
9 ^{ème}	715,915	635,518	715,92	635,52
8 ^{ème}	936,363	831,210	1652,28	1466,73
7 ^{ème}	851,926	756,255	2504,21	2222,98
6 ^{ème}	741,857	658,547	3246,06	2881,53
5 ^{ème}	637,304	565,735	3883,37	3447,27
4 ^{ème}	546,648	485,260	4430,02	3932,53
3 ^{ème}	422,095	374,694	4852,11	4307,22
2 ^{ème}	305,902	271,549	5158,01	4578,77
1 ^{ère}	194,976	173,080	5352,99	4751,85
Somme Σ	5352,991	4751,853	/	/

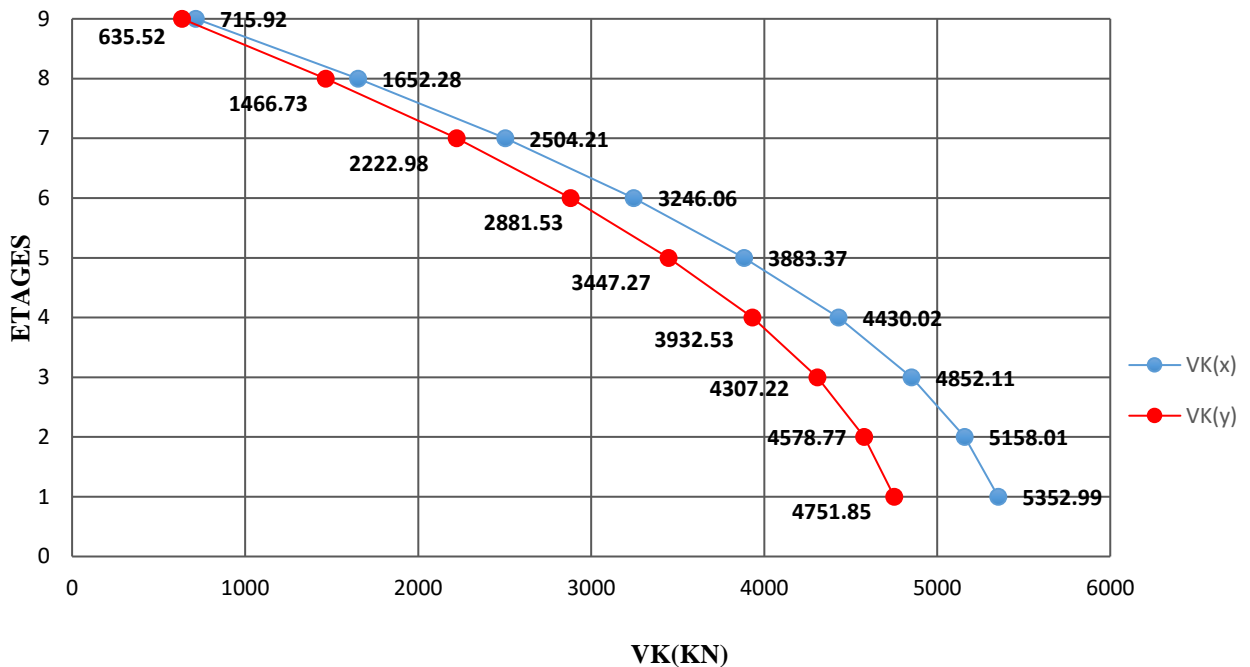


Figure III-2 : Effort tranchant au niveau d'étage.

III.5 Calcul des moments fléchissant selon la hauteur

Le moment fléchissant au niveau de l'étage k est calculé comme suit :

$$M_K = M_{K+1} + V_{K+1} \cdot h_e$$

Avec :

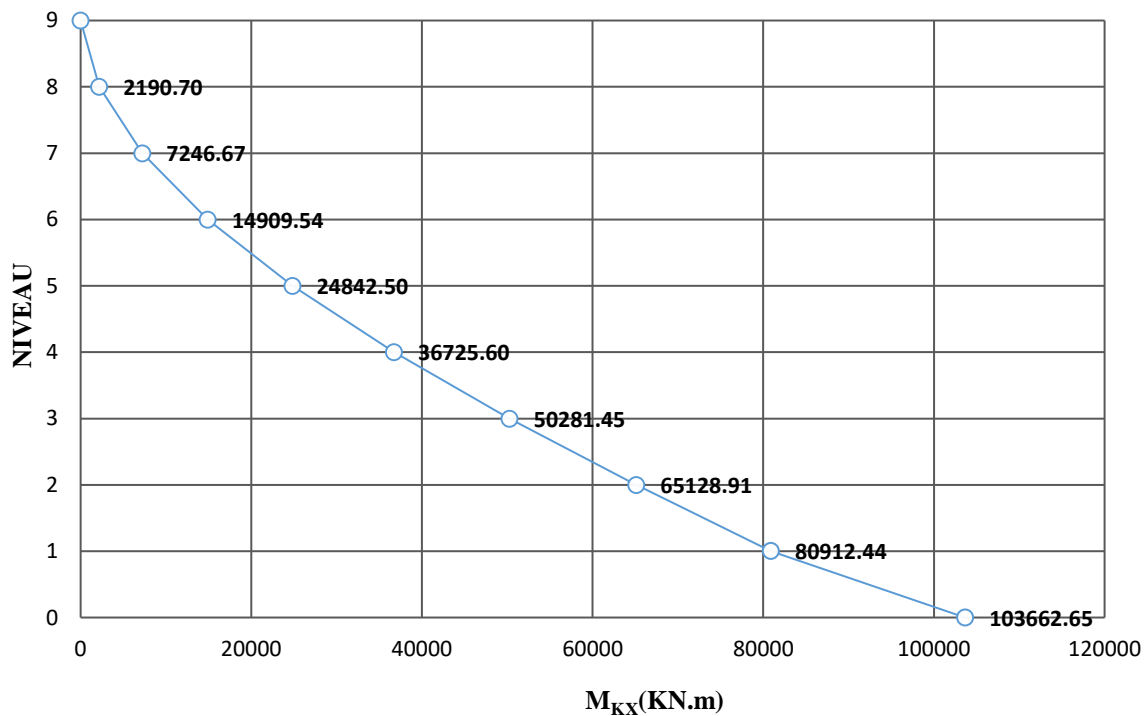
M_k, M_{k+1} : moments fléchissant au niveau de l'étage k et k+1.

V_{k+1} : effort tranchant au niveau de l'étage k+1.

h_e : hauteur d'étage k+1 ; $h = h_{k+1} - h_k$.

Tableau III-8 : moments fléchissant selon la hauteur.

Niveaux	$V_{x_{k+1}}$ (KN)	$V_{y_{k+1}}$ (KN)	h_e (m)	$V_{x_{k+1}.h_e}$ (KN.m)	$V_{y_{k+1}.h_e}$ (KN.m)	$M_K(x)$ (KN.m)	$M_K(y)$ (KN.m)
9	0	0	0	0	0	0	0
8	715,915	635,5183	3,06	2190,701	1944,686	2190,7008	1944,686
7	1652,278	1466,728	3,06	5055,973	4488,190	7246,674	6432,876
6	2504,205	2222,984	3,06	7662,869	6802,332	14909,543	13235,21
5	3246,062	2881,531	3,06	9932,952	8817,486	24842,495	22052,7
4	3883,367	3447,267	3,06	11883,11	10548,639	36725,6	32601,34
3	4430,016	3932,528	3,06	13555,85	12033,536	50281,451	44634,87
2	4852,112	4307,222	3,06	14847,46	13180,101	65128,914	57814,97
1	5158,014	4578,772	3,06	15783,52	14011,043	80912,439	71826,02
Base	5352,991	4751,853	4,25	22750,21	20195,375	103662,7	92021,4



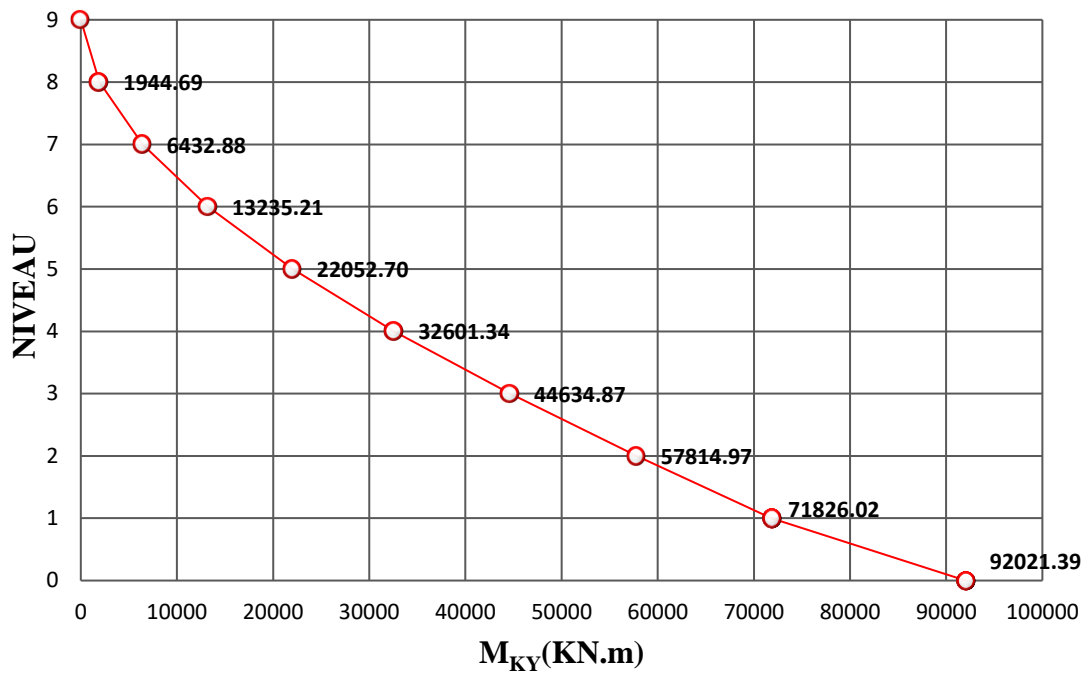


Figure III-3 : moments fléchissant selon la hauteur.

III.6 Distribution horizontale des forces sismiques

Les forces sont distribuées aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives : $F_{ij} = F_i \cdot \frac{R_j}{\sum R_j} = F_i \cdot \frac{I_j}{\sum I_j}$

Avec :

I_j : moment d'inertie du file j.

R_j : rigidité du file j.

➤ **Distribution horizontale des forces sismiques sens (X-X')**

Les résultats représentés dans ces tableaux :

Tableau III-9 : Distribution horizontale des forces sismiques sur file de rive sens (X).

Niveaux	Files	F _i (KN)	I _i (m ⁴)	F _i *I _i /∑I _i (KN)
9	Rive	715,915	0,010	28,452
8	Rive	936,363	0,014	52,099
7	Rive	851,926	0,014	47,401
6	Rive	741,857	0,023	66,082
5	Rive	637,304	0,023	56,769
4	Rive	546,648	0,036	74,397
3	Rive	422,095	0,036	57,446
2	Rive	305,902	0,053	60,970
1	Rive	194,976	0,053	38,861
somme∑	/	/	0,267	/

Tableau III-10 : Distribution horizontale des forces sismiques file intermédiaire sens (X).

Niveaux	Files	Fi (KN)	Ii (m ⁴)	Fi*Ii/∑Ii (KN)
9	Intermédiaire	715,915	0,010	3,176
8	Intermédiaire	936,363	0,281	109,802
7	Intermédiaire	851,926	0,281	99,901
6	Intermédiaire	741,857	0,290	89,741
5	Intermédiaire	637,304	0,290	77,093
4	Intermédiaire	546,648	0,303	69,012
3	Intermédiaire	422,095	0,303	53,287
2	Intermédiaire	305,902	0,320	40,777
1	Intermédiaire	194,976	0,320	25,990
somme∑	/	/	2,400	/

Tableau III-11 : Forces sismiques sur files intermédiaires 3 sens (X).

Niveaux	Files	Fi (KN)	Ii (m ⁴)	Fi*Ii/∑Ii (KN)
9	Intermédiaire	715,915	0,010	1,931
8	Intermédiaire	936,363	0,474	112,641
7	Intermédiaire	851,926	0,474	102,483
6	Intermédiaire	741,857	0,483	90,913
5	Intermédiaire	637,304	0,483	78,100
4	Intermédiaire	546,648	0,496	68,745
3	Intermédiaire	422,095	0,496	53,081
2	Intermédiaire	305,902	0,513	39,782
1	Intermédiaire	194,976	0,513	25,356
somme∑	/	/	3,947	/

➤ **Distribution horizontale des forces sismiques sens (Y-Y')**

Les résultats représentés dans ces tableaux :

Tableau III-12 : Distribution horizontale des forces sismiques sur file de rive sens (Y).

Niveaux	Files	Fi (KN)	Ii (m ⁴)	Fi*Ii/∑Ii (KN)
9	Rive	635,518	0,010	0,308
8	Rive	831,210	2,729	103,384
7	Rive	756,255	2,729	94,061
6	Rive	658,547	2,735	82,099
5	Rive	565,735	2,735	70,528
4	Rive	485,260	2,744	60,696
3	Rive	374,694	2,744	46,866
2	Rive	271,549	2,756	34,115
1	Rive	173,080	2,756	21,744
somme∑	/	/	21,943	/

Tableau III-13 : Distribution horizontale des forces sismiques sur file intermédiaire sens (Y).

Niveaux	Files	Fi (KN)	Ii (m ⁴)	Fi*Ii/∑Ii (KN)
9	Intermédiaire	635,518	0,010	33,509
8	Intermédiaire	831,210	0,010	43,828
7	Intermédiaire	756,255	0,010	39,875
6	Intermédiaire	658,547	0,017	55,427
5	Intermédiaire	565,735	0,017	47,616
4	Intermédiaire	485,260	0,026	62,585
3	Intermédiaire	374,694	0,026	48,325
2	Intermédiaire	271,549	0,038	51,290
1	Intermédiaire	173,080	0,045	39,229
Somme∑	/	/	0,201	/

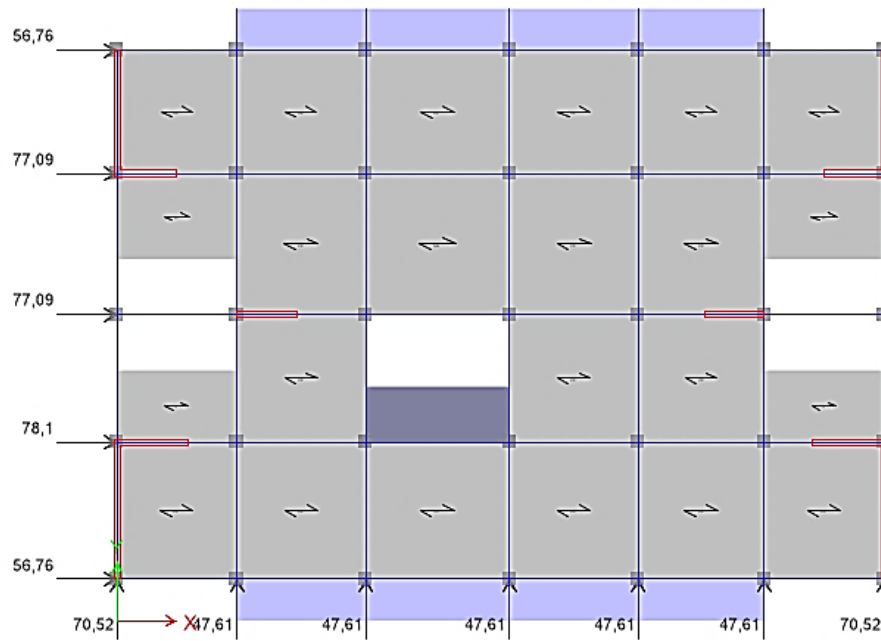


Figure III-4 : Distribution horizontale des forces sismiques du 5^{ème} niveau

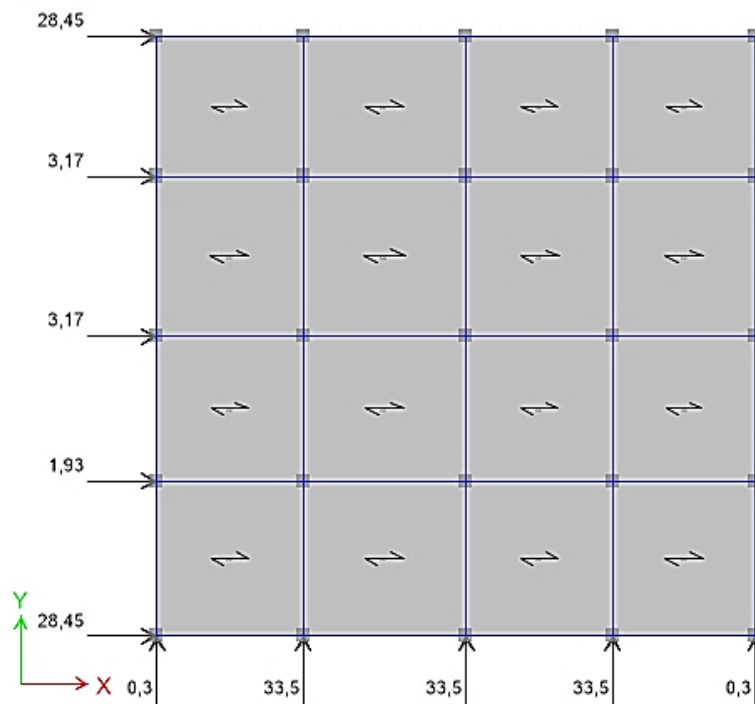


Figure III-5 : Distribution horizontale des forces sismiques du 9^{ème} niveau

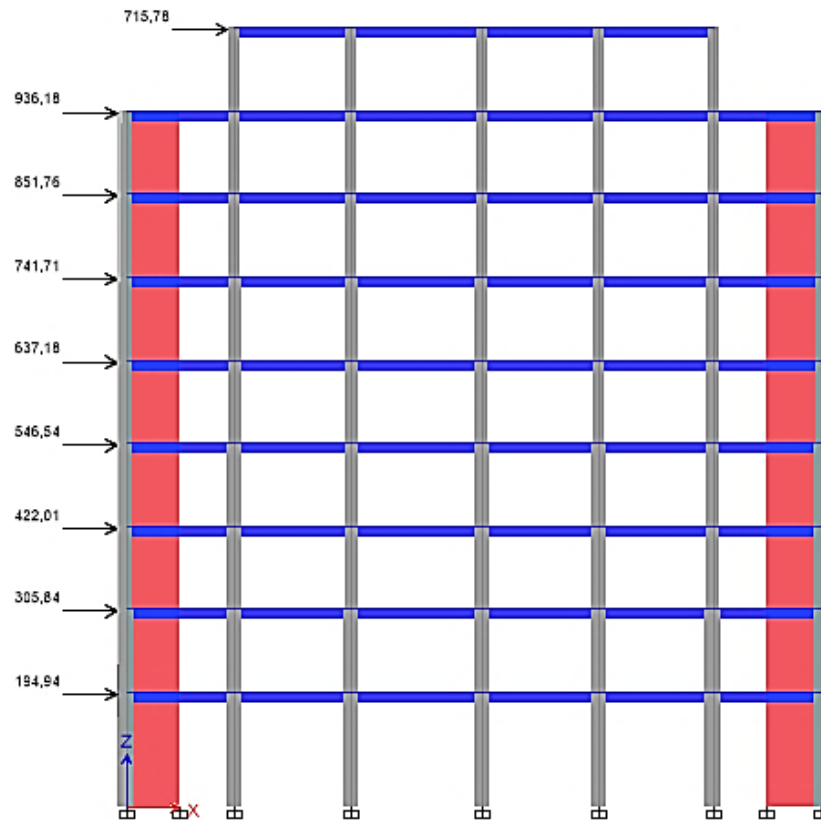


Figure III-6 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur sens (X).

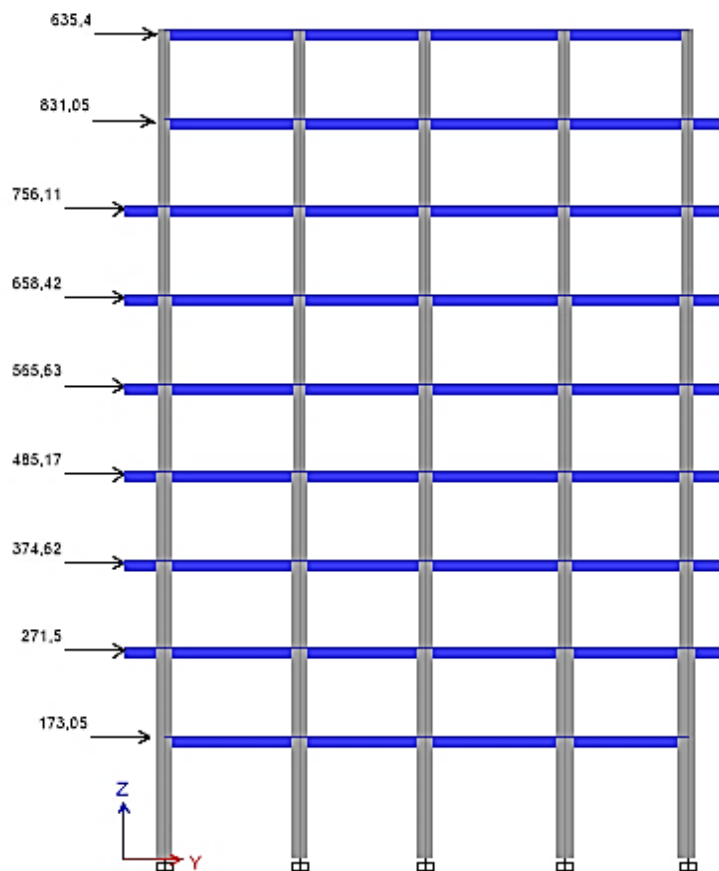


Figure III-7 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur sens (Y).

III.7 Interprétation les résultats

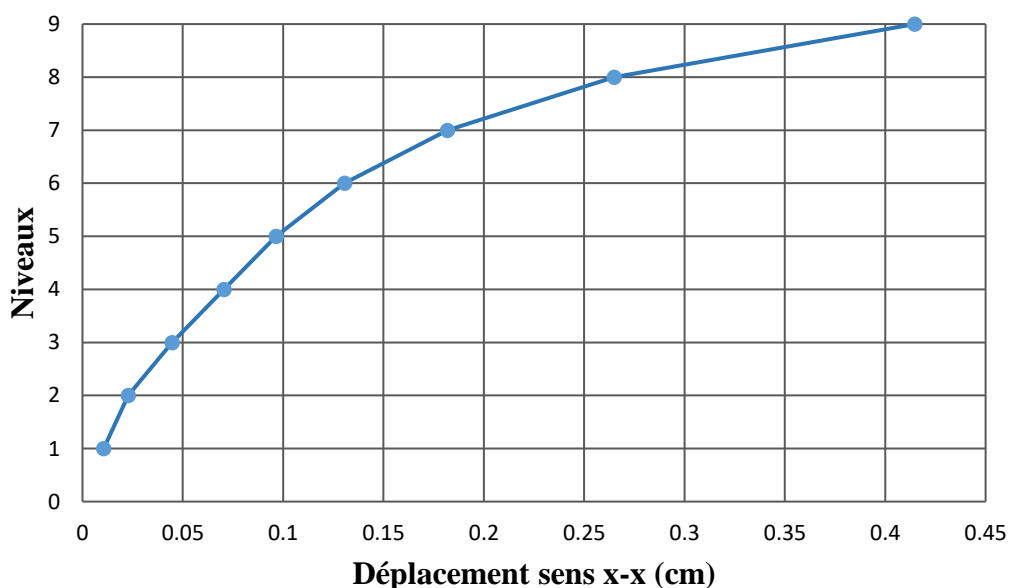
Pour la distribution des forces vertical dans les deux sens X et Y on à trouver que l'effort est très grand dans avant dernier étage qui se diminuer proportionnellement dans les étages inférieur.

Pour l'effort V_x et V_y on remarque il y a une diminution progressive à partir de l'avant dernier étage ça due est à la force applique dans ce dernier, par contre le moment qui se augment jusqu' s'attendre une valeur maximale au niveau sa qui s'exprime que quand le moment fléchissant est maximal l'effort tranchant sera nul.

III.8 Déplacement de niveaux

Tableau III-14 : Déplacement de chaque étage dans les deux sens x et y

Niveaux	Kx (KN/m)	Ky (KN/m)	Fx (KN)	Fy (KN)	Dx (cm)	Dy (cm)
9	172616,651	167496,144	715,915	635,518	0,414	0,379
8	353376,235	533879,241	936,363	831,21	0,264	0,155
7	468442,741	789430,509	851,926	756,255	0,181	0,095
6	567871,402	1005463,452	741,857	658,547	0,130	0,065
5	659973,005	1254128,75	637,304	565,735	0,096	0,045
4	775692,901	1569365,518	546,648	485,26	0,070	0,030
3	944654,216	2072860,947	422,095	374,694	0,044	0,018
2	1339725,251	3026802,261	305,902	271,549	0,022	0,008
1	1845830,14	4213655,939	194,976	173,08	0,010	0,004



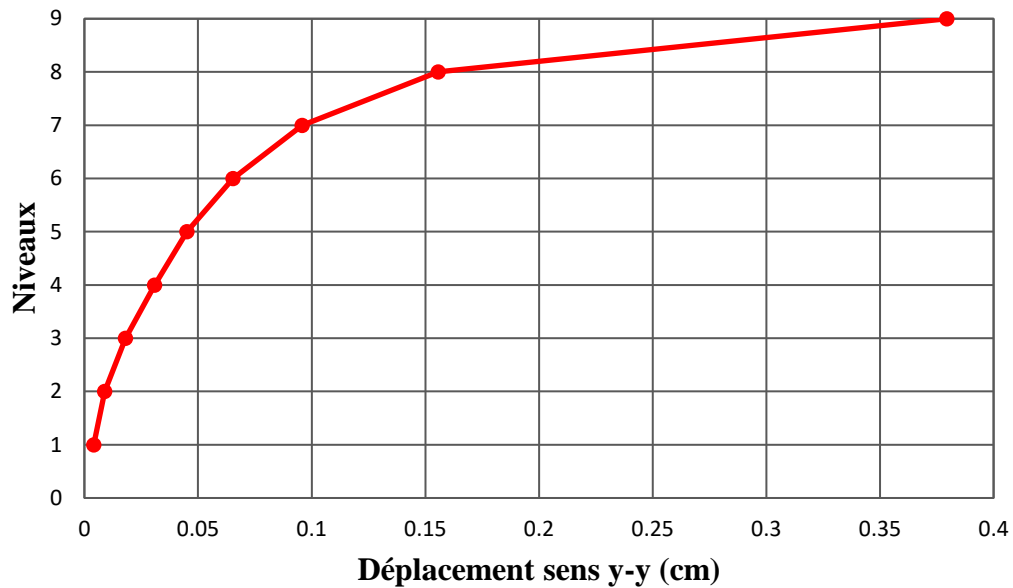


Figure III-8 : Déplacement de niveaux dans le sens X et Y

III.9 Conclusion

Dans ce chapitre on a vérifié notre structure aux conditions de la méthode statique équivalente après on à calculer la force sismique dans les deux sens et faire la distribution vertical et horizontal de la force, ensuite on à calculer l'effort tranchant V_K et le moment fléchissant M_K , enfin on à déterminer le déplacement de niveaux dans le sens X et Y. Dans le prochain chapitre on va modéliser la structure par la méthode non linéaire pushover et de comparer les résultats trouvés avec cette méthode.



Chapitre IV

Application de la méthode pushover

IV. Application de la méthode pushover

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier notre bâtiment par la méthode de push over avec « méthode de spectre de capacité ». L'étude se fait en utilisant le logiciel (SAP2000 V 20) Pour faire l'analyse push over on doit poursuivre les étapes suivantes [12]:

Etape 1 : Modélisation de la structure et faire l'analyse modale.

Etape 2 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push Over).

Etape 3 : Définition du comportement non linéaire des éléments.

Etape 4 : Analyse statique non linéaire et extraction les résultats.

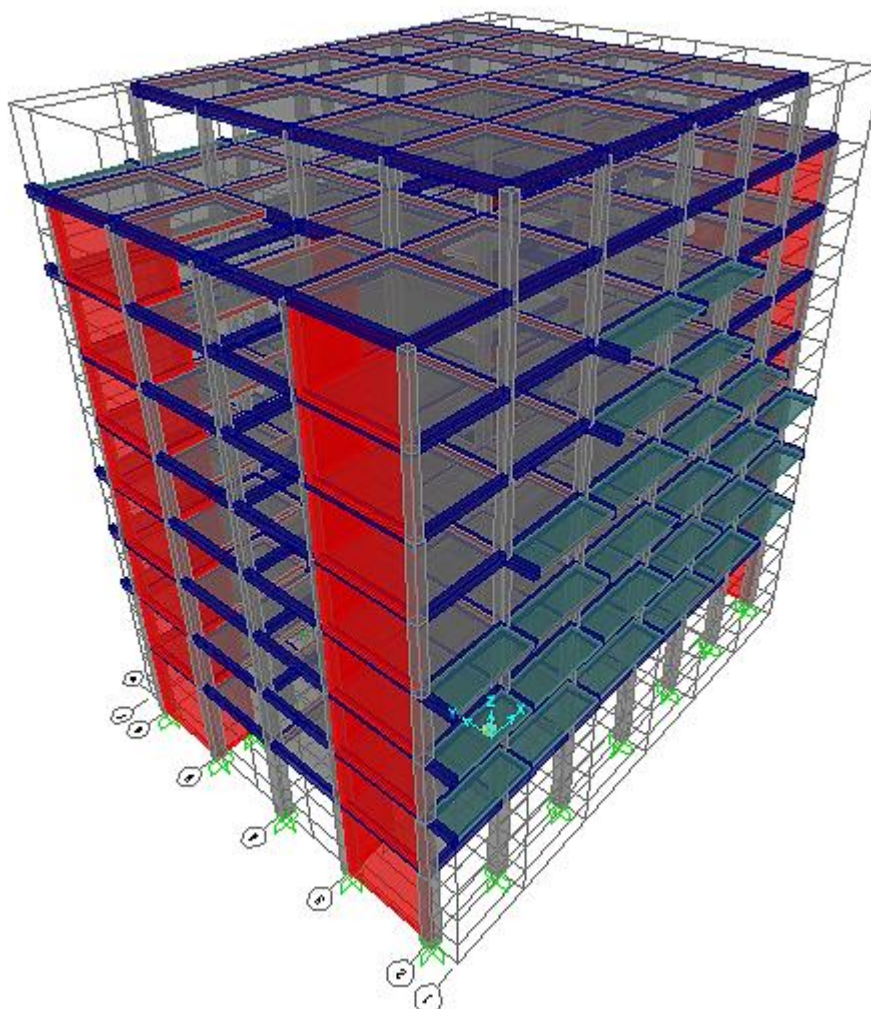


Figure IV-1 : Vu en 3D de notre structure (SAP 2000 V20).

IV.2 Modélisation de la structure

Nous résumons par la suite les étapes nécessaires pour notre modélisation. Tout d'abord nous introduisons les données nécessaires :

❖ Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés

Define ⇒ Matériels ⇒ Add New Material

Caractéristique de matériau	Valeur
Poids volumique du béton	25 KN/m ³
Masse volumique du béton	2,5 KN/m ³
Module de Young	32164295 KN/m ²
Contrainte max du béton à la compression	25000 KN/m ²

❖ Définition des sections « Poteaux et poutres et voile »

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires de type ‘Frame’ en passant par le chemin suivant :

Define ⇒ Section properties ⇒ Frame sections ⇒ Add New Properties

Tandis que les dalles et les voiles, ils sont modélisés par des éléments de type Shell en suivant le chemin suivant :

Define ⇒ section properties ⇒ area section ⇒ shell.

❖ Définition du chargement statique de la structure

Define ⇒ Load Patterns : **G** = 1(dead) et **Q** = 0(live)

❖ Données dynamiques

Concernant l'action sismique elle est introduite sous forme de spectre de réponse généré par des applications comme **RPA99 ,V2003**

Les données dynamiques nécessaires pour le calcul sont résumées dans le tableau :

Coefficient de comportement	Zone	Amortissement	Facteur de qualité	Group d'usage	Site
R =3,5	III	$\xi = 10\%$	Q = 1	2	S3(meuble)

❖ **Combinaison**

Afin de définir les différentes combinaisons nous empruntons le chemin suivant :

Define ⇒ Load Combinations.

Le tableau suivant résume les différentes combinaisons considérées :

Type de combinaison	Equation	
Fondamentale	ELU	$1,35G+1,5Q$
	ELS	$G+Q$
Accidentelle	$0,8 G \pm E$ $G+Q\pm E$	

❖ **Diaphragme**

Le plancher est considéré comme étant un diaphragme rigide. Pour le définir, il faut passer par : Assign ⇒ Joint Constraints ⇒ Add New Constraints.

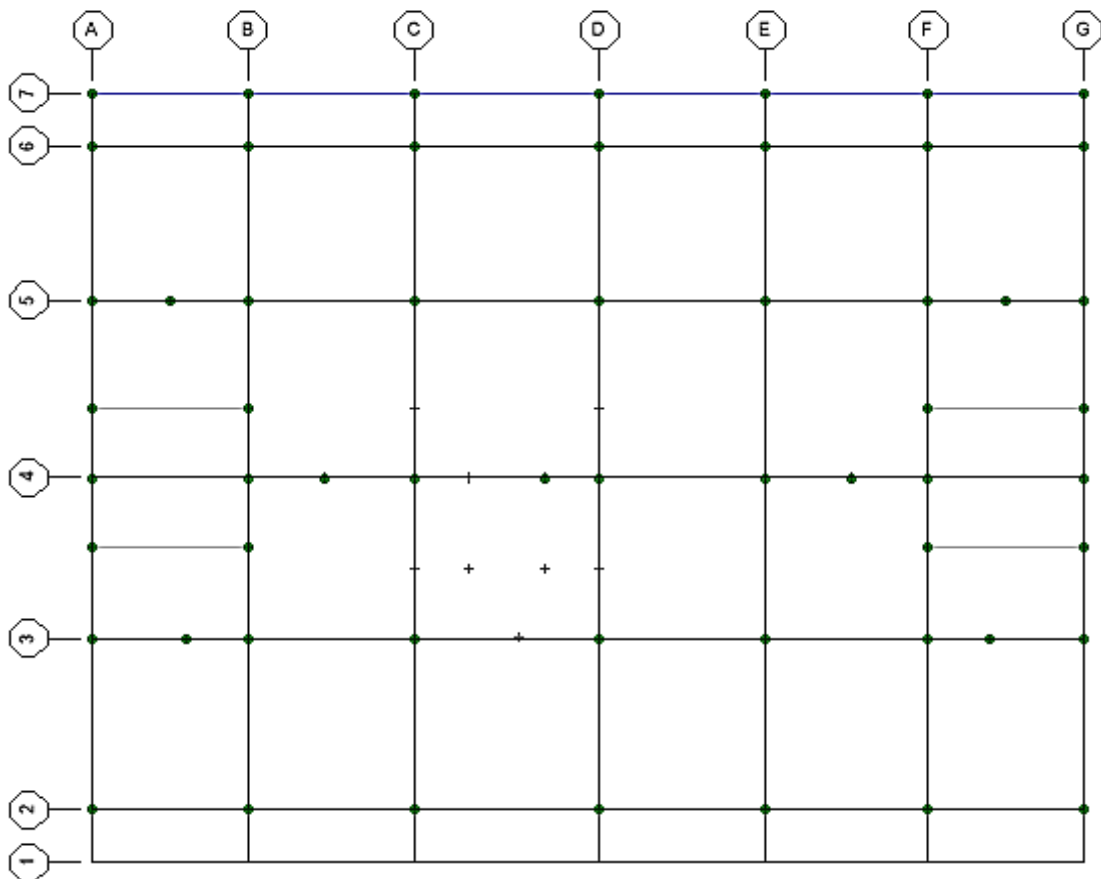


Figure IV-2 : définition de diaphragme.

❖ Condition aux limites

L'appuis sont d'appuis double il faut de définir donc on passe par :

Sélection la base ⇒ Assign ⇒ Restraint ⇒ Appuis Double

❖ Définition de la masse source $G + 0,2 Q$

Define ⇒ Mass source ⇒ Add New Mass Source.

❖ Application des charges

Application des charges statiques (G et Q) calculées au chapitre II sur les éléments de la structure :

- Chargement des poutres : Assign ⇒ Frame Loads ⇒ Distributed.

- Chargement des planchers : Assign ⇒ area Loads ⇒ Uniform.

❖ Analyse spectrale

Le spectre de réponse de calcul est introduit en termes de périodes :

Define ⇒ Functions ⇒ Response Spectrum ⇒ Add New Function

❖ Exécution de l'analyse Analyze ⇒ Run Analysis.

Tableau IV-1: mode propre de la structure.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	RZ (%)
1	0,797	<u>71,78</u>	0,00	71,78	0,00	0,00
2	0,606	0,00	<u>66,23</u>	71,78	66,23	0,016
3	0,487	0,00	0,014	71,78	66,25	<u>65,62</u>
4	0,245	12,25	0,00	84,03	66,25	0,015
5	0,202	0,00	7,14	84,03	73,39	0,00
6	0,179	0,00	0,00	84,04	73,39	4,703
7	0,161	5,33	0,00	89,37	73,39	0,00
8	0,117	0,00	16,23	89,37	89,63	0,00
9	0,101	0,00	0,00	89,38	89,63	0,441
10	0,100	0,00	0,00	89,38	89,63	18,115
11	0,097	0,00	0,00	89,38	89,63	0,029
12	0,094	0,0002	0,00	89,4	89,63	0,00
13	0,091	0,021	0,00	89,62	89,63	0,00
14	0,089	4,36	0,00	<u>93,99</u>	<u>90,31</u>	0,00

IV.3 Résultat de l’analyse modale

$$T = 1,3C_t \cdot h_N^{3/4}$$

$$T = 1,3 \times 0,05 \times 28,73^{0,75} = 0,806 \text{ sec.}$$

$$T_{\text{Modal}} = \mathbf{0,797 \text{ sec}} < T = \mathbf{0,806 \text{ sec.}}$$

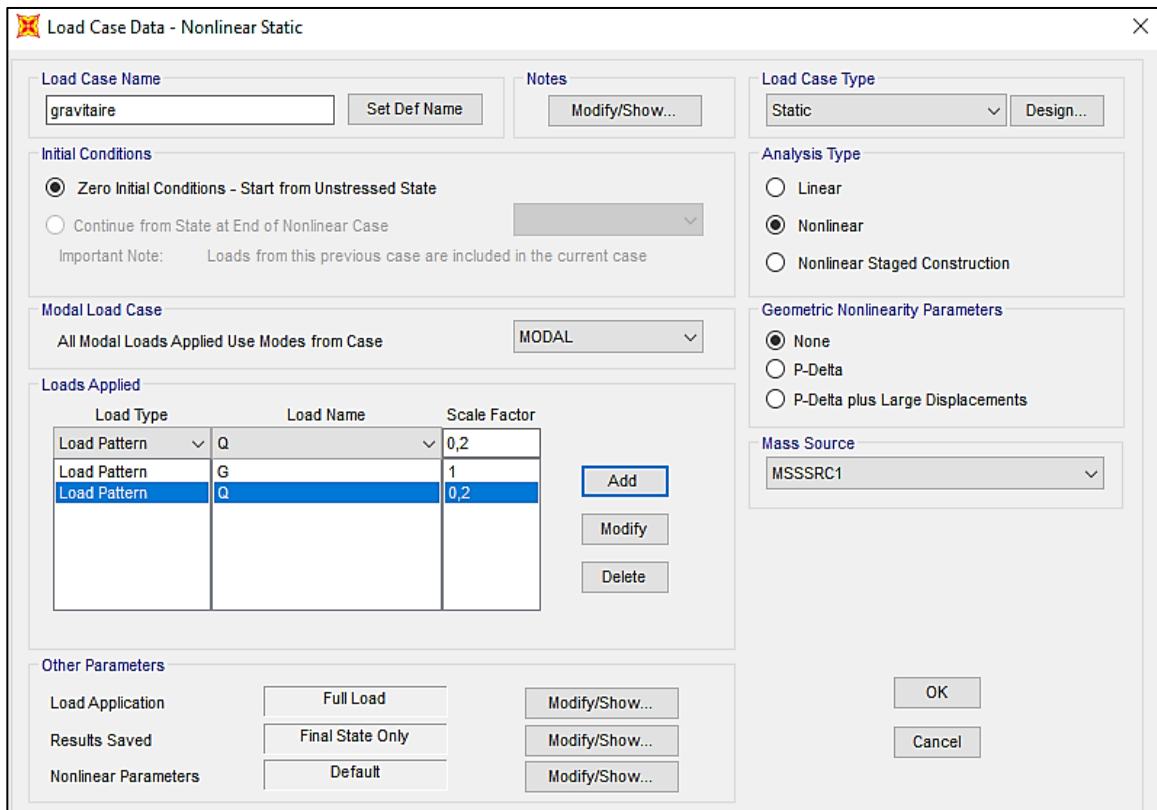
Les modes 1 et 2 sont des **translations pures** suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

IV.4 Définition du chargement de l’analyse push over

L’analyse push over consiste à appliquer à la structure une analyse sous un chargement “B” soit menée en tenant compte des résultats finaux d’une analyse sous un chargement “A” définie précédemment, cette option est généralement utilisée pour que l’analyse push over sous charges horizontales tiennent compte des résultats de l’analyse sous charges gravitaires [1] [13] [9]

IV.4.1 Définition de l’analyse sous charges gravitaires

Pour cela on clique sur: Define ⇒ load cases ⇒ Add new cases.



(a)

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le **RPA 2003** pour la détermination des charges sismiques : **(G+0.2Q)**

IV.4.2 Définition de l'analyse push over sous charges horizontales

A présent que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à Définir l'analyse push over sous charges horizontales. La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode push over, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure **constante** durant toute la durée de l'excitation sismique. Il est évident que cette hypothèse peut être parfois insuffisante, notamment après plastification de la structure et redistribution des efforts [14]

Pour obtenir la courbe push over (de capacité) on charge la structure latéralement avec :

1- Chargement modal

On considère que les déplacements sont proportionnels au vecteur propre du premier mode (déformée du premier mode), donc considérer les valeurs propres du premier mode.

2- Chargement uniforme (rectangulaire)

Dans ce cas on injecte directement les masses comme forces latérales. Faire le travail pour le sens XX puis pour le sens YY.

- ❖ Vérifier T1 avec quel sens et de même pour T2.

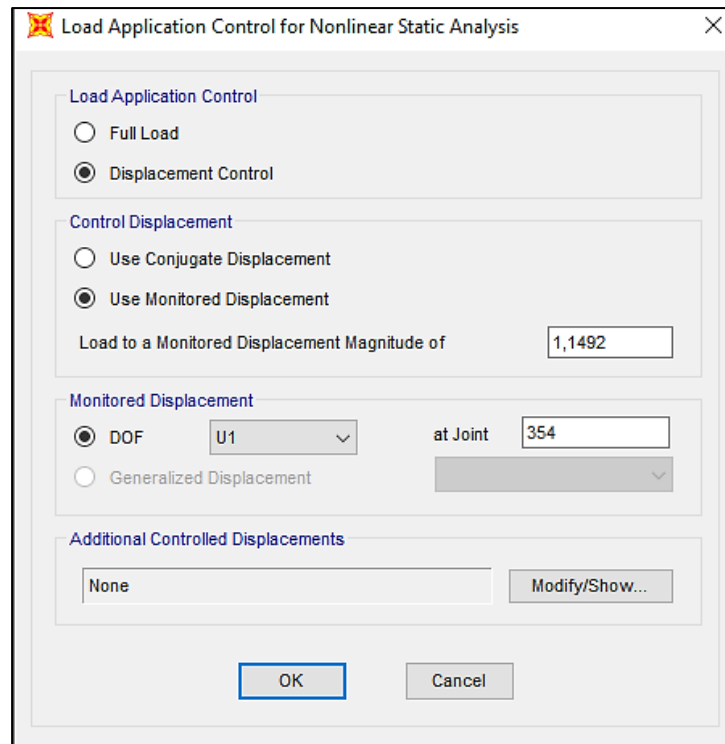
Dans notre cas on utilise le chargement modal qui s'agit une distribution triangulaire donc on commence par :

- + Define ⇒ load cases ⇒ Add new cases.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	-1,
Accel	UX	-1,

(b)

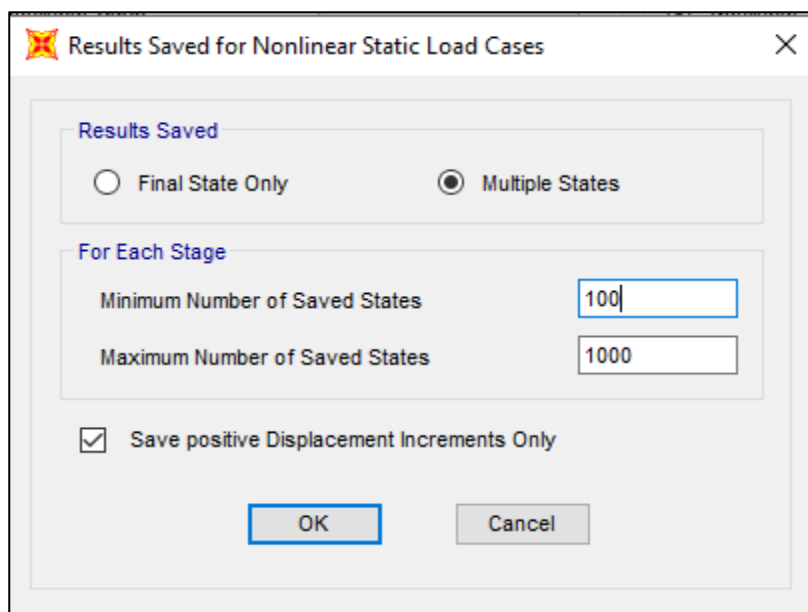
✚ Load application Modify/Show...



(c)

L'analyse est effectuée en mode "Déplacement contrôlé", le nœud de contrôle est défini dans les cases « **load application** » le déplacement est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage. [15]: $D_{cible} = h/25 = 1,149 \text{ m}$

✚ Results Saved Modify/Show...



(d)

Figure IV-3 : (a), (b), (c), (d) sont les boîtes de dialogue des définitions des charges non linière.

IV.5 Les rotules plastiques « Plastic Hinges »

Les rotules sont des points sur une structure où l'on s'attend à ce que la fissuration et l'élasticité se produisent relativement l'intensité, de sorte qu'ils présentent un fort déplacement en flexion (ou cisaillement), à l'approche de sa résistance ultime sous chargement cyclique. Ce sont des endroits où l'on s'attend à voir des fissures croisées en diagonale dans un bâtiment réel.

La structure après un chaos sismique, et ils se trouvent être à chaque extrémité des poutres et des poteaux, des fissures se trouvant à une faible distance de l'articulation - c'est là que l'on s'attend à insérer rotule dans les poutres et les poteaux du modèle d'analyse informatique correspondant. Les rotules ont de différents types nommément à flexion « PMM », à cisaillement « V » et axiales « P ». Les deux premiers sont insérés dans les extrémités des poutres et des poteaux. Fondamentalement, les rotules plastiques représentent la relation localisée force-déplacement d'un élément par son élasticité et phases inélastiques sous charges sismiques.

IV.5.1 Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinge" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. [16] [14]

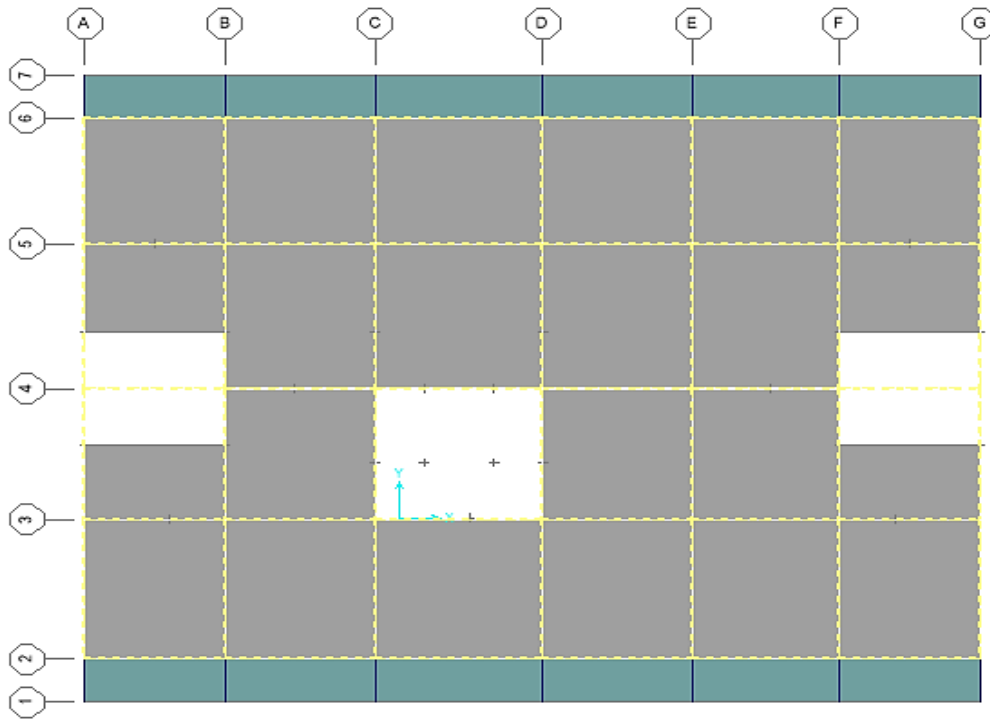
Des rotules de type moment (M2 et M3), effort normal (P), cisaillement (V) Torsion (T), Peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMM). [15]

Pour nos modèles de calculs, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel comme suit :

Poutres

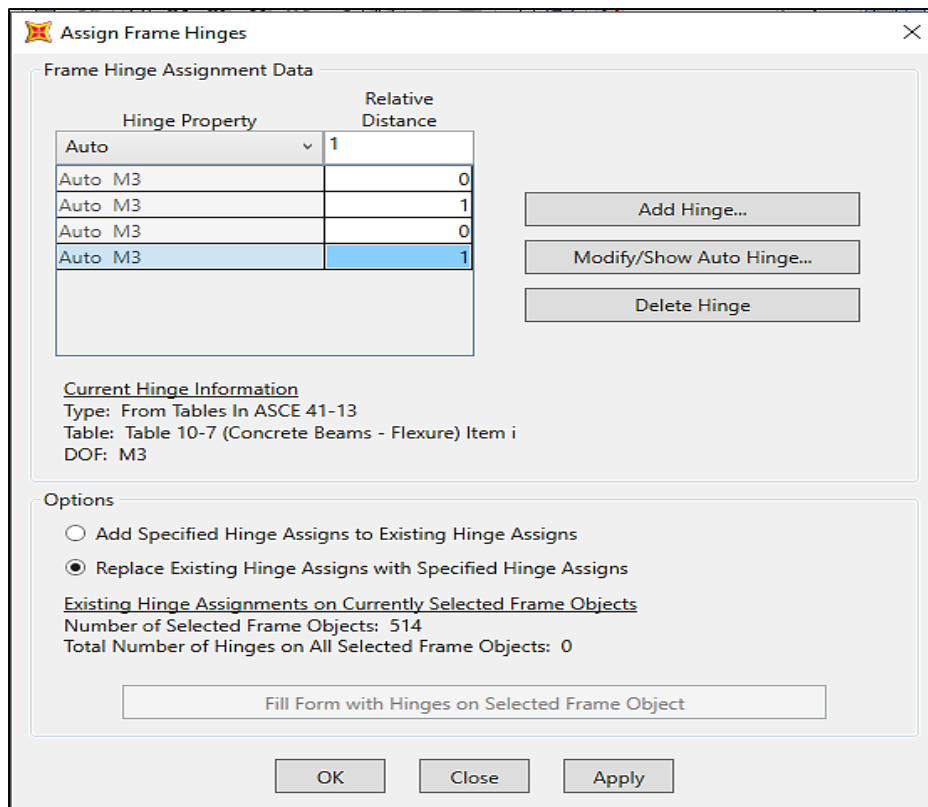
Rotules de flexion (Default M3) sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit [9] :

- Sélection des poutres avec deux extrémités fixées par des nœuds rigides :



(a)

Assign ⇒ Frame ⇒ Non-Linear Hinges:



(b)

Figure IV-4 : (a), (b) déclaration des rotules plastique dans les poutres.

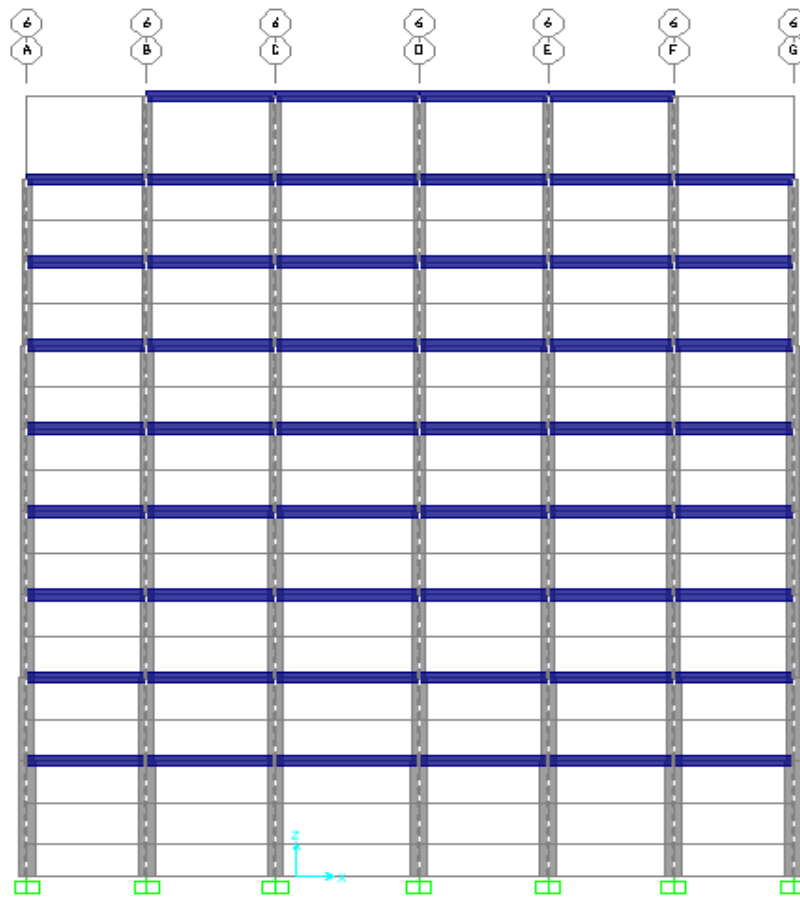
Pour chaque de type de rotule choisie "Hinge Property", on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœud) dans les deux sens. Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains **ATC40 et FEMA 273**

Poteaux

Rotules de flexion (**Default PMM**) sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux comme suit [9] :

- Sélection les poteaux :

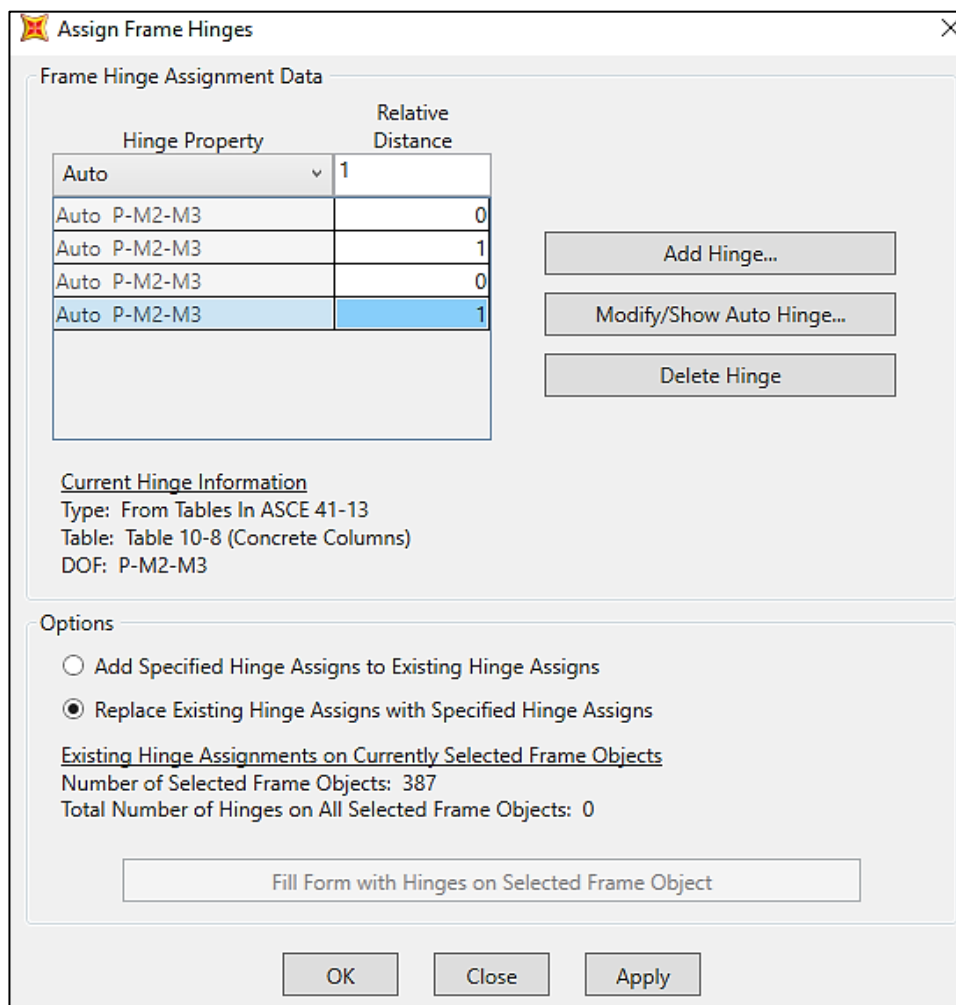
Pour ce qui est des poteaux, on introduit des rotules de type " Default PMM" qui tiennent compte de l'interaction (effort normal-moment).



(a)

Pour ce qui est des poteaux, on introduit des rotules de type " Default PMM" qui tiennent compte de l'interaction (effort normal-moment).

- Assign ⇒ Frame ⇒ Non Linear Hinges :



(b)

Figure IV-5 : (a), (b) déclaration des rotules plastique dans les poteaux.

Pour chaque de type de rotule choisie ‘‘Hinge Property’’, on introduit dans la case ‘‘Relative Distance’’ les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux.

Le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation. [15]

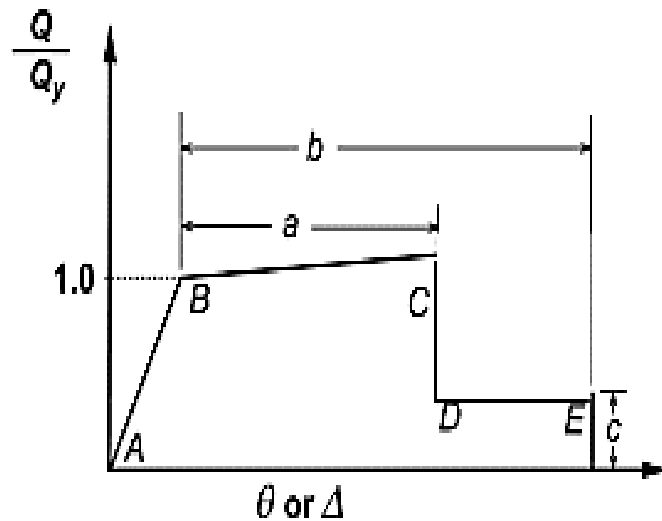


Figure IV-6 : Loi de comportement utilisée par le logiciel SAP.

- Le segment **A-B** : représente la phase élastique de la section
- Le point **C** : correspond à la capacité ultime et marque le début la phase de dégradation de la section (chute de résistance).
- Le segment **C-D** : Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime
- Le Point **E** : correspondant à la ruine de la section.

Les valeurs des points (**a**, **b**, **c**) des différents types de rotules dépendent de plusieurs paramètres (effort normal, caractéristiques du béton, type d'élément, dimensions... etc) [5].

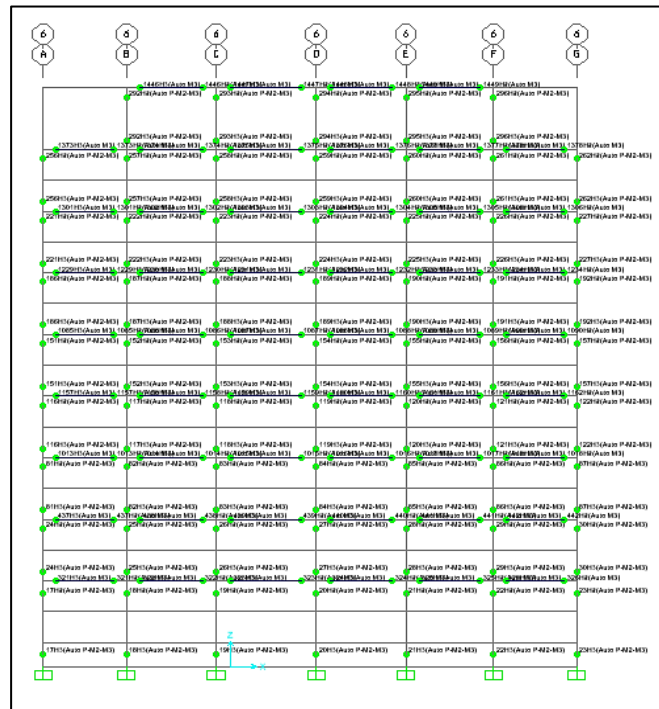


Figure IV-7 : loi comportent des éléments de la structure.

IV.6 Condition de l'approche de l'amortissement de l'ATC 40 [6]

- Utiliser un spectre de réponse élastique donc $R = 1$
- Utiliser un amortissement de la structure $\xi = 5\%$.

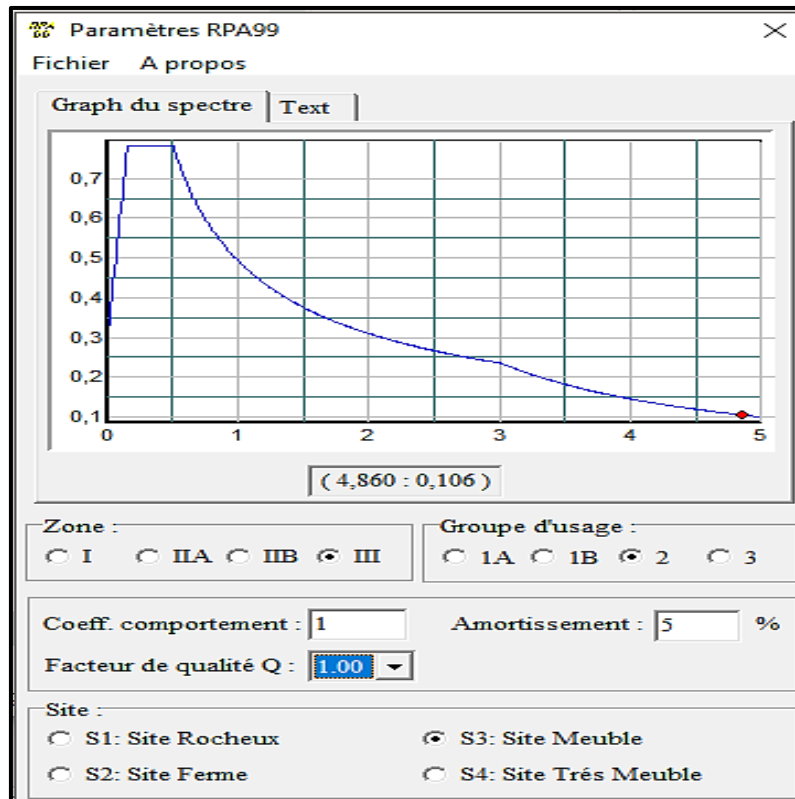


Figure IV-8 : Spectre de réponse élastique.

❖ Lancement de l'analyse

Après avoir créé le chargement horizontal, on lance l'analyse

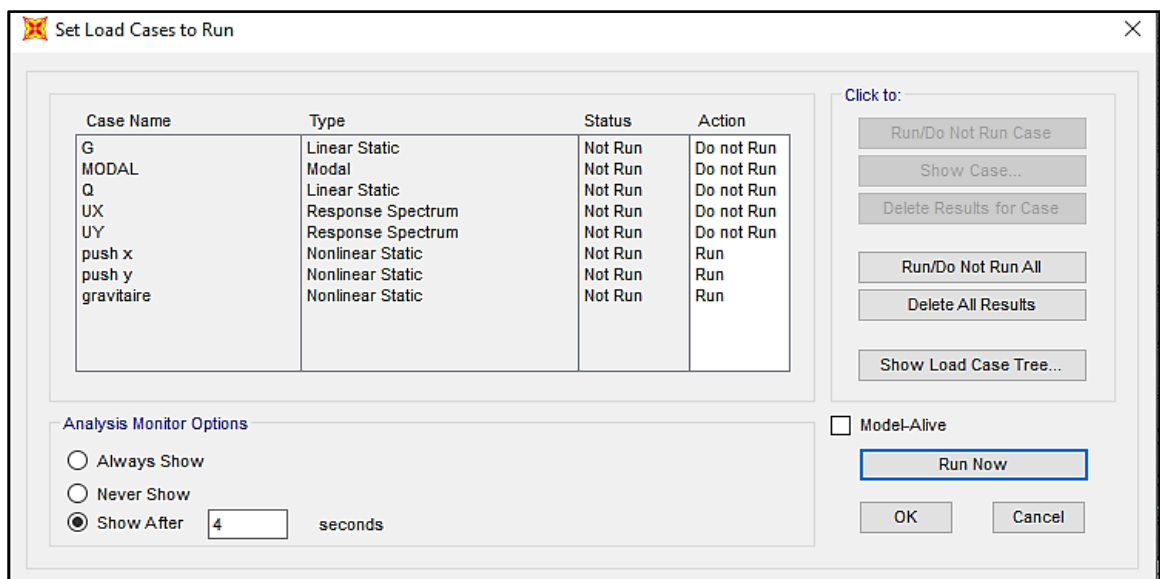


Figure IV-9 : La boîte de dialogue de lancement l'analyse.

➤ Les rotules plastiques

a. Sous charge vertical (gravitaire)

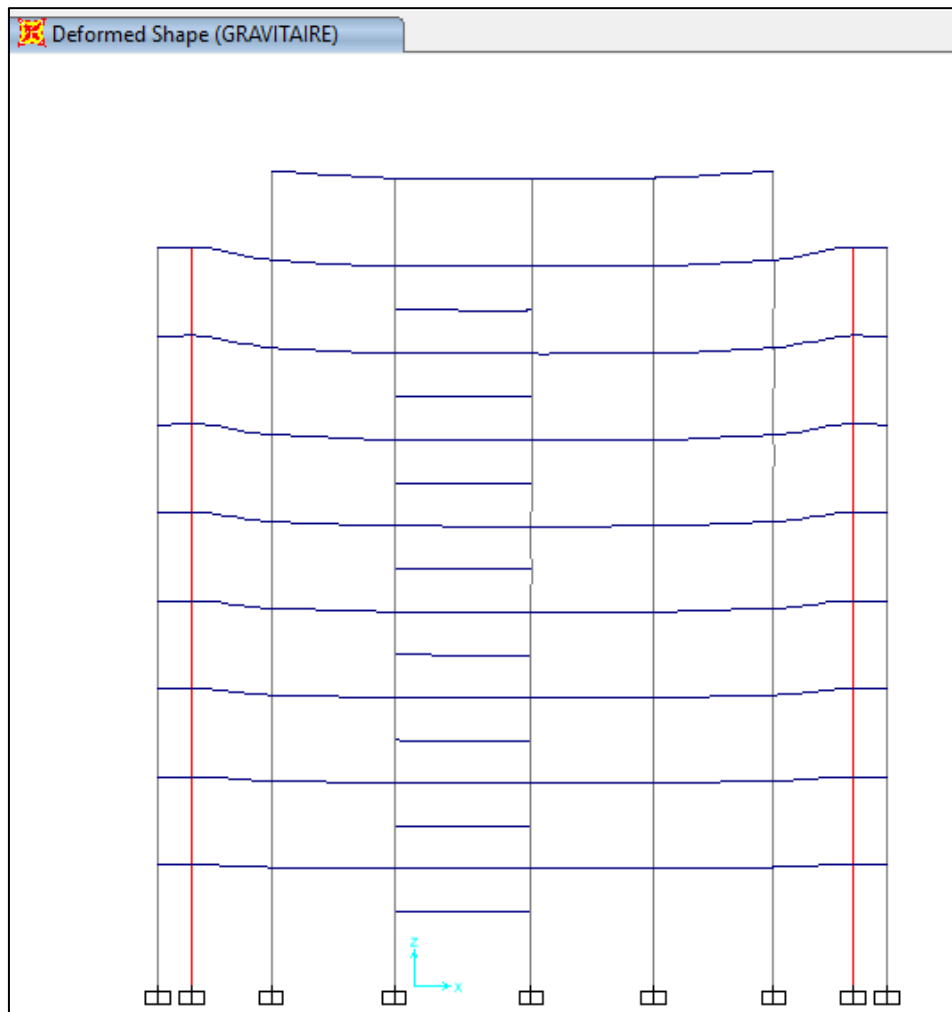
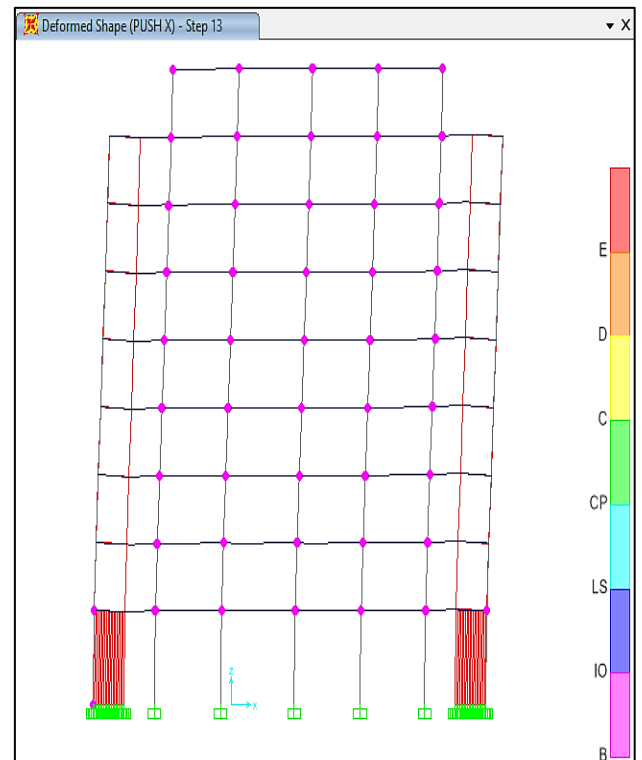
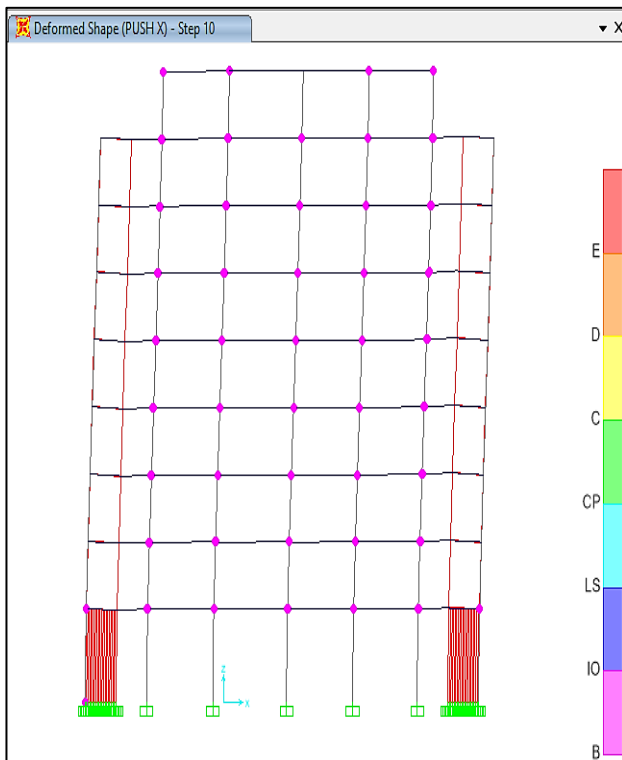
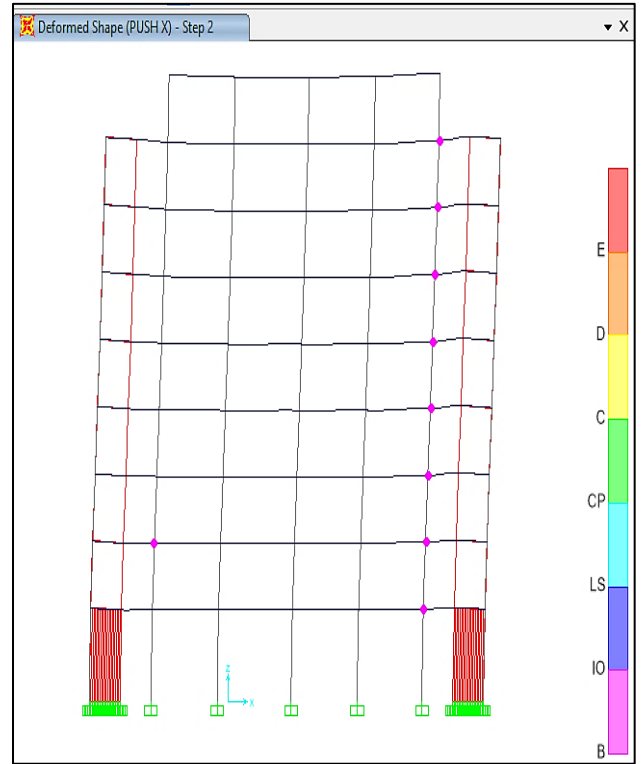
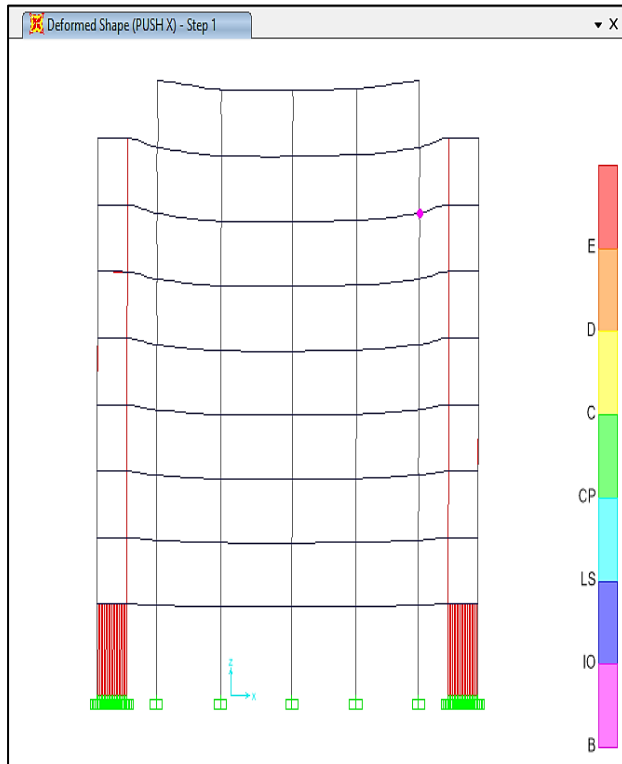


Figure IV-10 : déformation de la structure sous charge vertical (gravitaire).

b. Sous charge horizontale (analyse pushover)

Sens X-X



Sens Y-Y

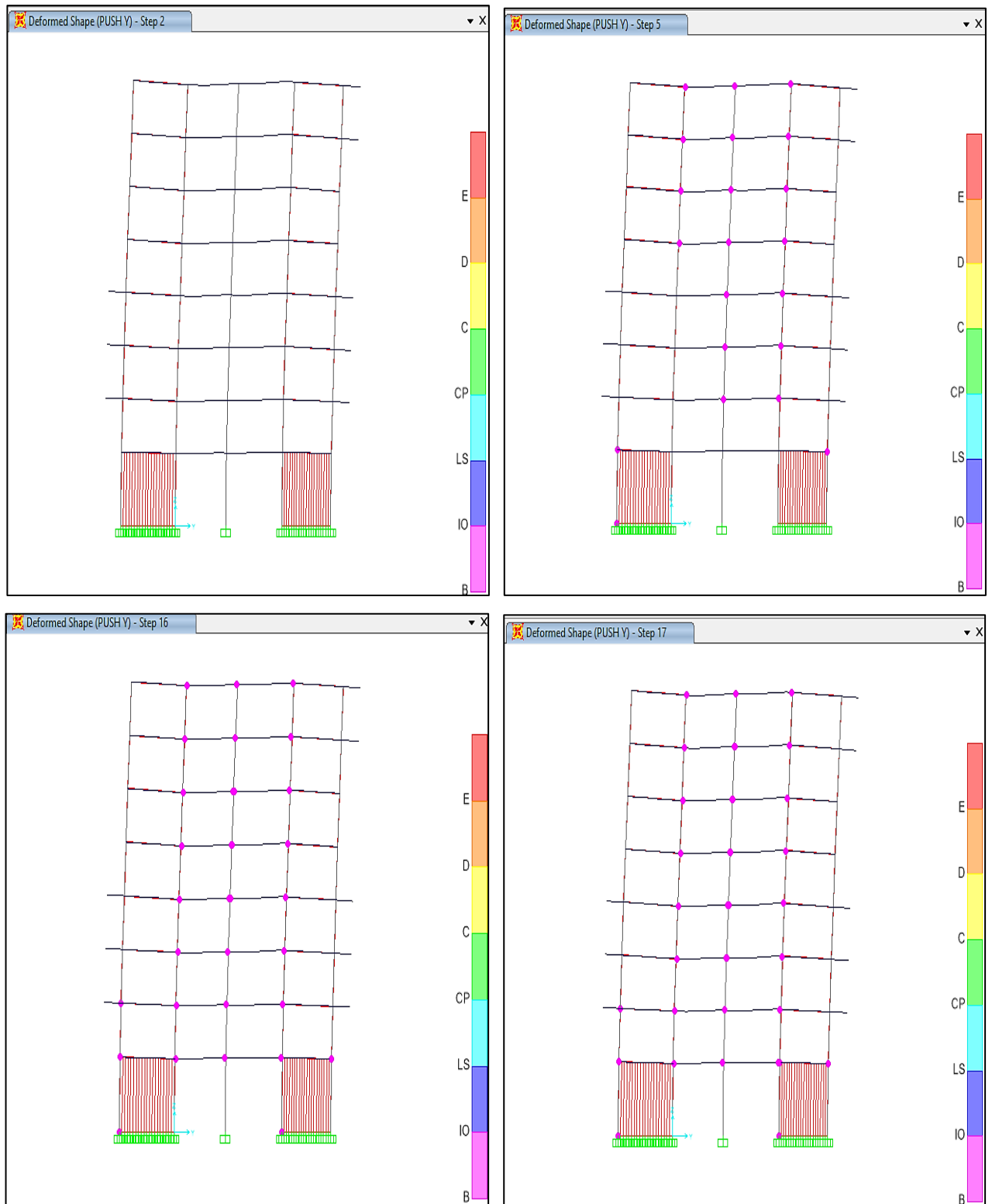
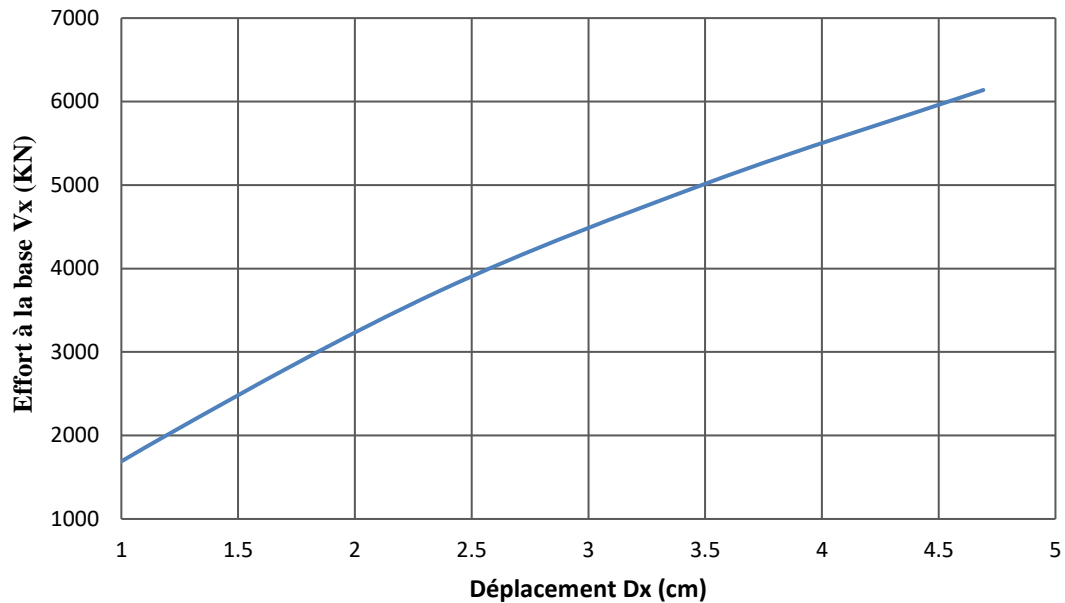


Figure IV-11 : la formation des rotules plastique et leurs positionnements.

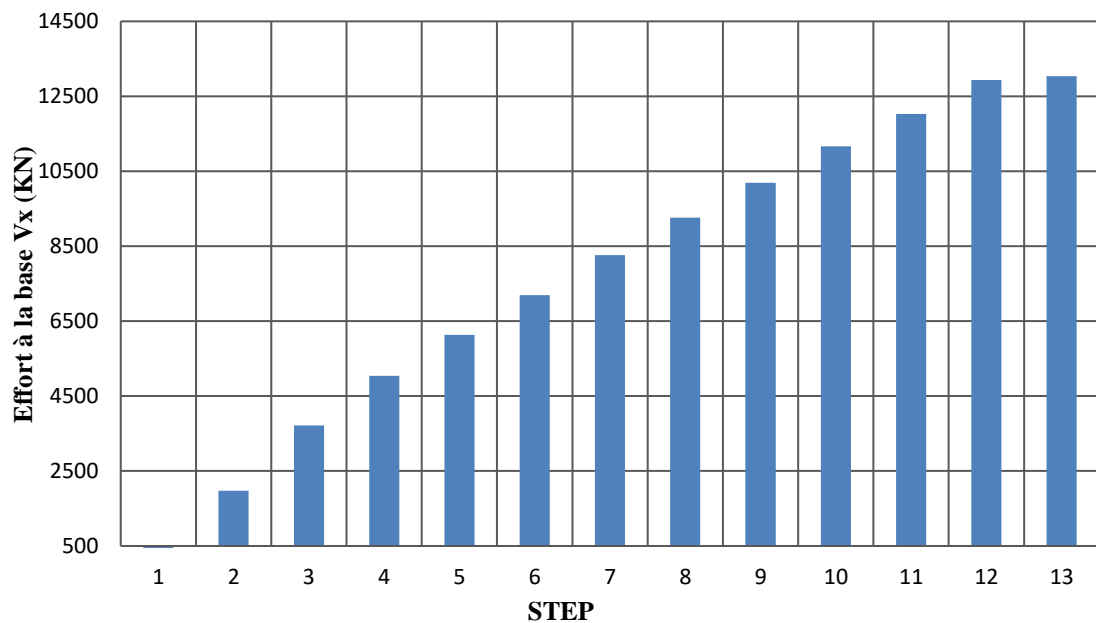
Commentaire

D'après l'analyse on remarque qu'il y' a l'apparition de rotule du type IO au niveau des poutres à partir le step 10 dans le sens x et step 05 dans sens y les rotules commencent à apparaitre au niveau des poteaux qui ne causeront pas un grand dommage.

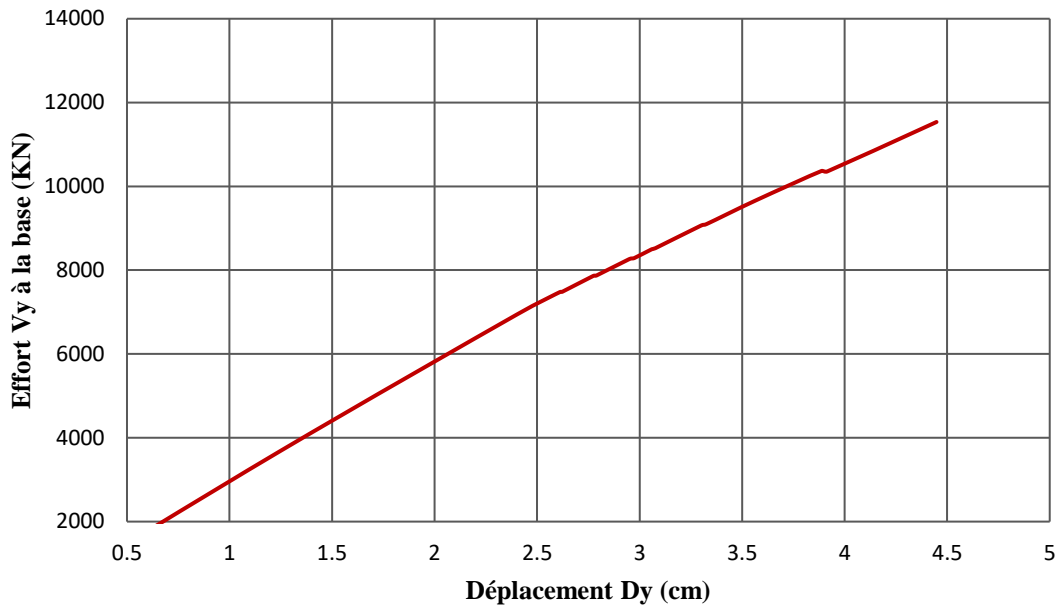
➤ Courbe de capacité de la structure (V_{base} - D_{sommet})



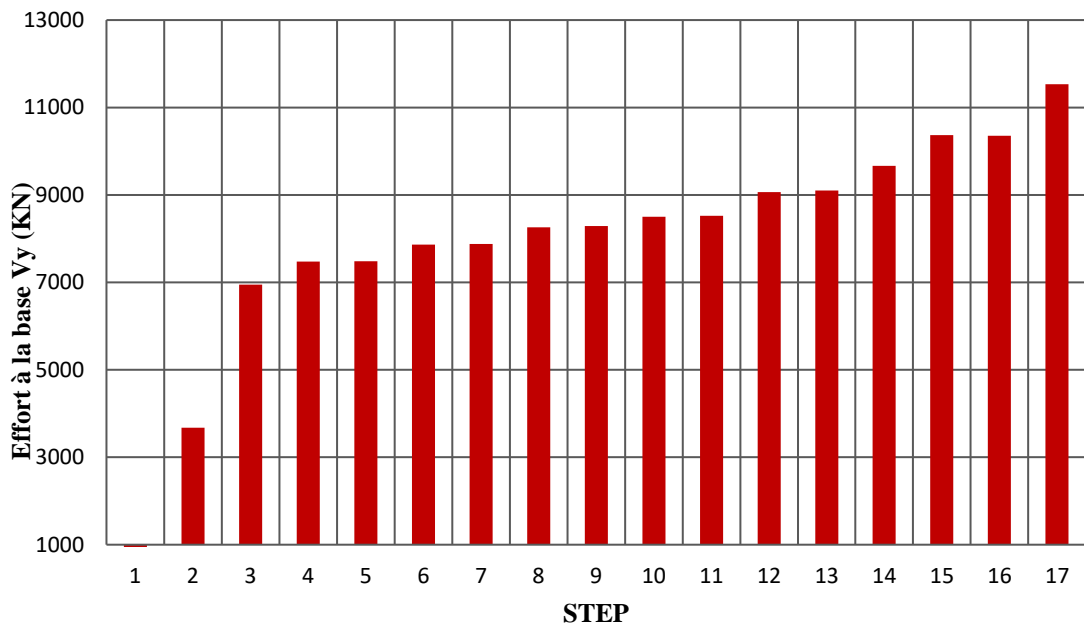
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure IV-12 :(a), (b), (c), (d) Courbe de capacité et nombre de step dans chaque sens.

Commentaire

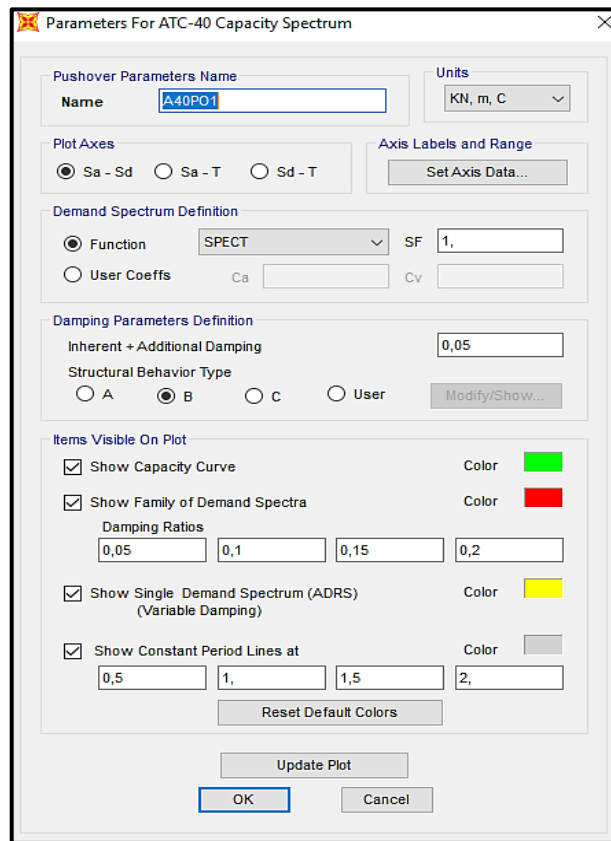
La résistance globale de la structure selon le sens X est inférieure à celle du sens Y cela est dû aux distributions des voiles. Donc on voit que la structure se déplace dans le sens X plus que Y.

➤ **Point de performance**

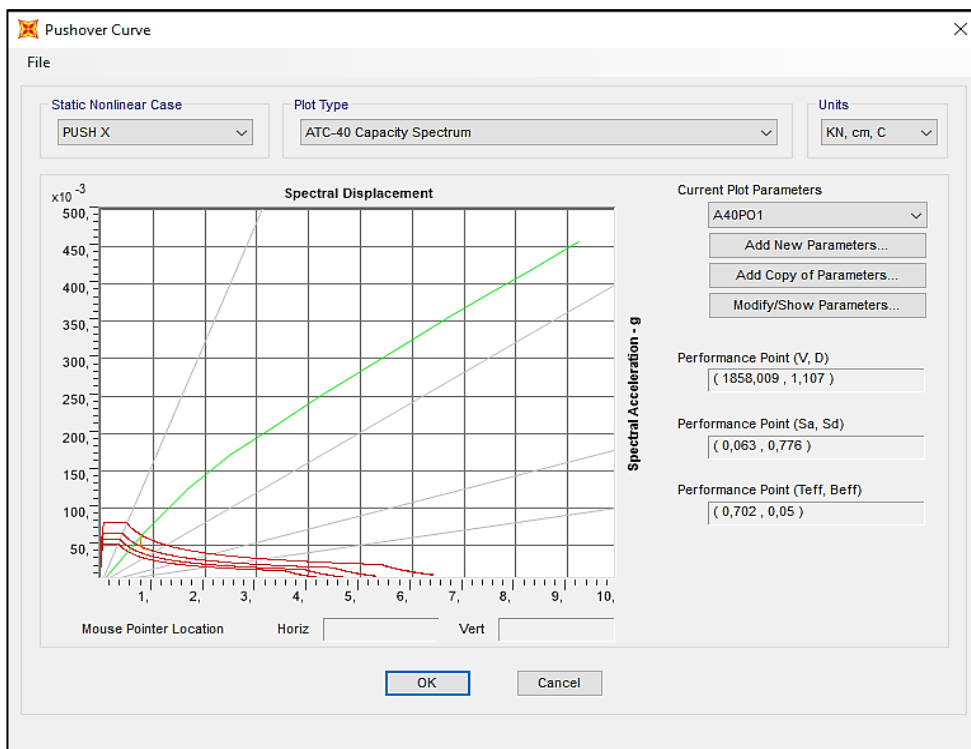
Tableau IV-2:type de source sismique d'après ATC40.

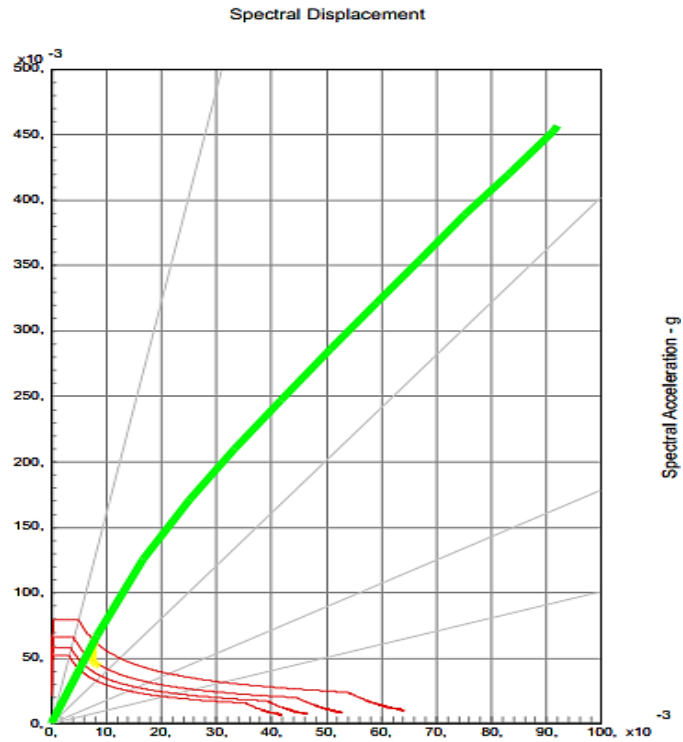
Type de source sismique	Description de la source sismique	Description de la source sismique
		Magnitude M
A	Failles capables de produire des événements de grande ampleur et ayant un taux élevé d'activité sismique	$M \geq 7$
B	Tous les failles entre A et C	$6,5 < M < 7$
C	Failles qui ne sont pas capables de produire des séismes de magnitude importante et qui ont un taux d'activité sismique relativement faible	$M \leq 6,5$

Notre projet est situé à la commune de Boudouaou dans la wilaya de Boumerdes, selon la carte de zonage du RPA99 version 2003 cette région est considérée comme une zone de forte sismicité (Zone III) donc type de source sismique est **B**.



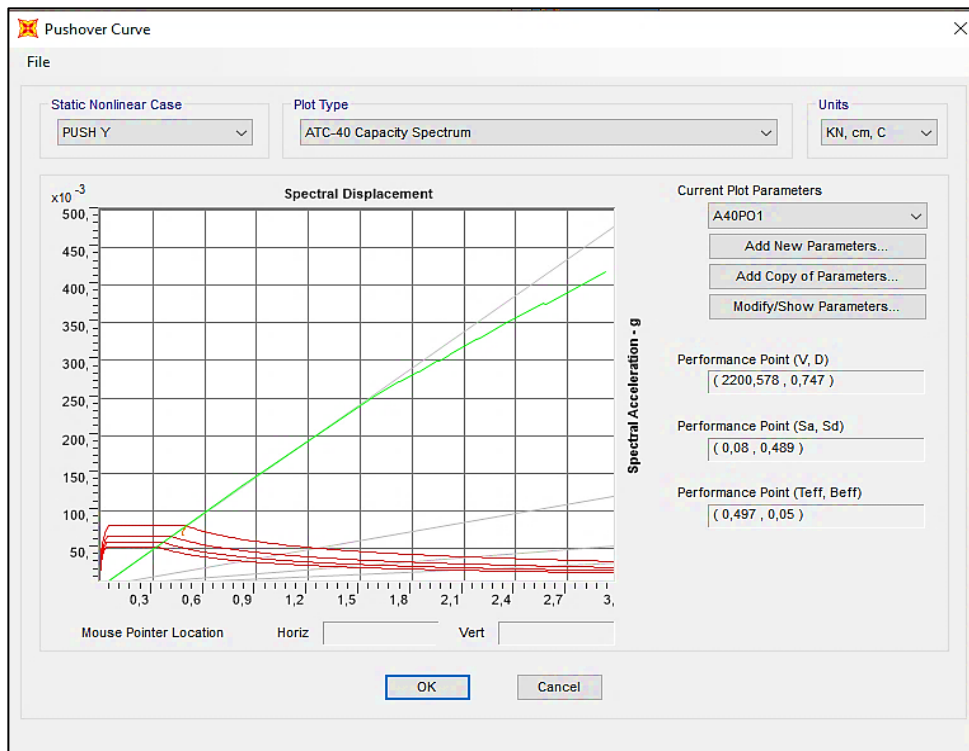
sens X-X





(a)

sens-Y-Y :



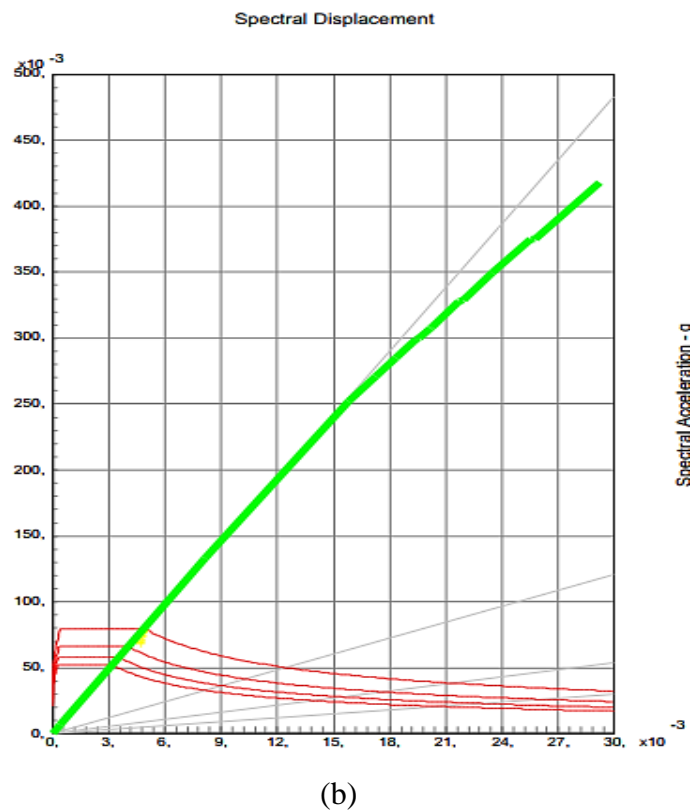


Figure IV-13 : (a) et (b) représente les courbes de capacité suivent X et Y.

Les valeurs des déplacements et les efforts tranchants correspondants au point de performance obtenues par le SAP2000 sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV-3 : caractère de point de performance.

	Effort à la base V (KN)	Déplacement D (cm)	Période effective T_{eff} (sec)	Amortissement Effective β_{eff} (%)
Push Ux	1858,009	1,107	0,702	0,05
Push Uy	2200,578	0,747	0,497	0,05

Commentaire

La détermination du point de performance a montré que le sens y est plus performant que le sens x et cela par la valeur de l'effort tranchant qui revient à chaque sens et le déplacement causé. En effet, dans le sens Y pour un effort tranchant de **2200,578 KN** le déplacement n'est que **0,747 cm**. Par contre, dans le sens X l'effort tranchant transmis par la force horizontale à la structure est de **1858,009 KN** mais le déplacement causé est plus important que celui du sens Y et il de **1,107 cm**.

➤ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

$$F_i = \frac{V \cdot (W_i \cdot h_i)}{\sum (W_j \cdot h_j)}$$

V : effort à la base de la structure obtenue par l'analyse pushover

W_i : poids de l'étage

h_i : hauteur de l'étage

Les résultats représentés dans ce tableau :

Tableau IV-4 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

Etage	V _x (KN)	V _y (KN)	W _i (KN)	H _i (m)	W _i * h _i (KN.m)	∑ W _j * H _j (KN.m)	F _x (KN)	F _y (KN)
9 ^{ème}	1858,009	2200,578	2895,722	28,73	83194,08	622052,90	248,49	635,52
8 ^{ème}	1858,009	2200,578	4238,864	25,67	108811,63	622052,90	325,009	831,21
7 ^{ème}	1858,009	2200,578	4378,572	22,61	98999,51	622052,90	295,701	756,26
6 ^{ème}	1858,009	2200,578	4409,653	19,55	86208,71	622052,90	257,496	658,55
5 ^{ème}	1858,009	2200,578	4491,149	16,49	74059,04	622052,90	221,206	565,74
4 ^{ème}	1858,009	2200,578	4730,022	13,43	63524,19	622052,90	189,740	485,26
3 ^{ème}	1858,009	2200,578	4730,022	10,37	49050,33	622052,90	146,508	374,69
2 ^{ème}	1858,009	2200,578	4862,908	7,31	35547,86	622052,90	106,177	271,55
1 ^{ère}	1858,009	2200,578	5331,19	4,25	22657,56	622052,90	67,675	173,08
Somme ∑	/	/	40075,86	/	622052,90	622052,90	1858,008	4751,85

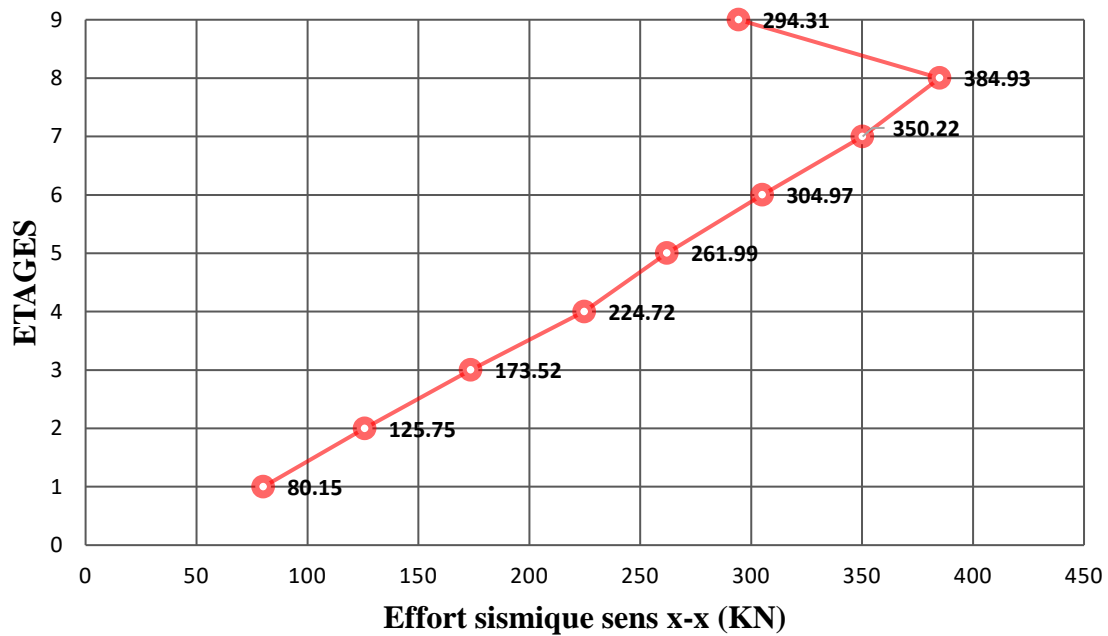
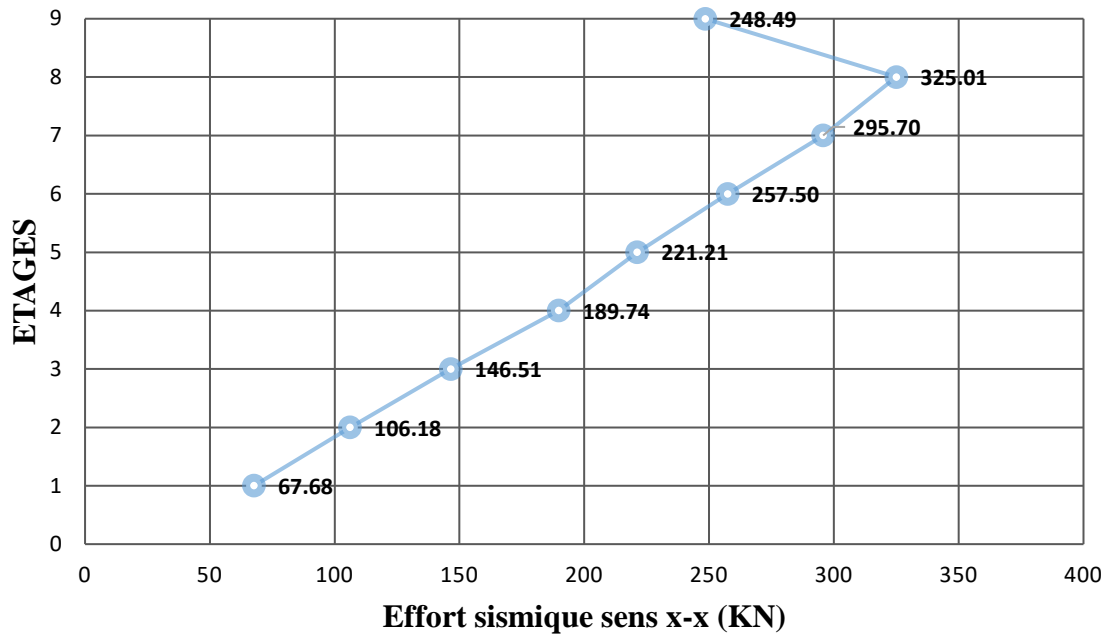


Figure IV-14 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

➤ **Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Tableau IV-5 : L'effort tranchant au niveau de l'étage k.

Etage	Fi(x) (KN)	Fi(y) (KN)	Vk(x) (KN)	Vk(y) (KN)
9 ^{ème}	248,492	294,307	248,49	294,31
8 ^{ème}	325,009	384,932	573,50	679,24
7 ^{ème}	295,701	350,221	869,20	1029,46
6 ^{ème}	257,496	304,972	1126,70	1334,43
5 ^{ème}	221,206	261,991	1347,91	1596,43
4 ^{ème}	189,740	224,723	1537,65	1821,15
3 ^{ème}	146,508	173,520	1684,16	1994,67
2 ^{ème}	106,177	125,754	1790,33	2120,42
1 ^{ère}	67,675	80,153	1858,01	2200,58
Somme Σ	1858,009	2200,577	/	/

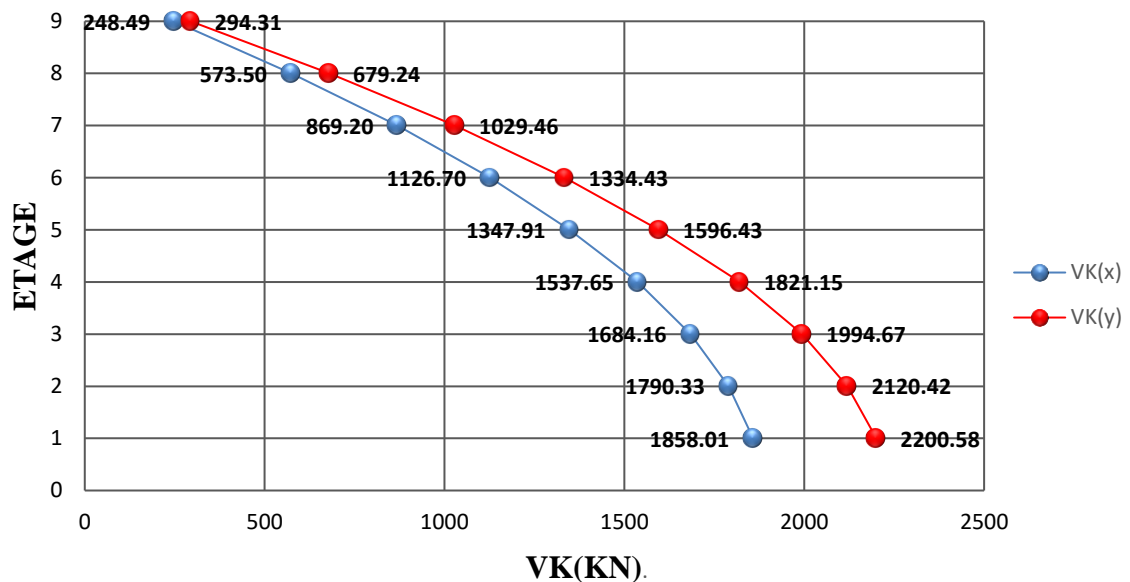


Figure IV-15 : Effort tranchant au niveau d'étage.

➤ Calcul des moments fléchissant selon la hauteur

Le moment fléchissant au niveau de l'étage k est calculé comme suit :

$$M_K = M_{K+1} + V_{K+1} \cdot h_e$$

Avec:

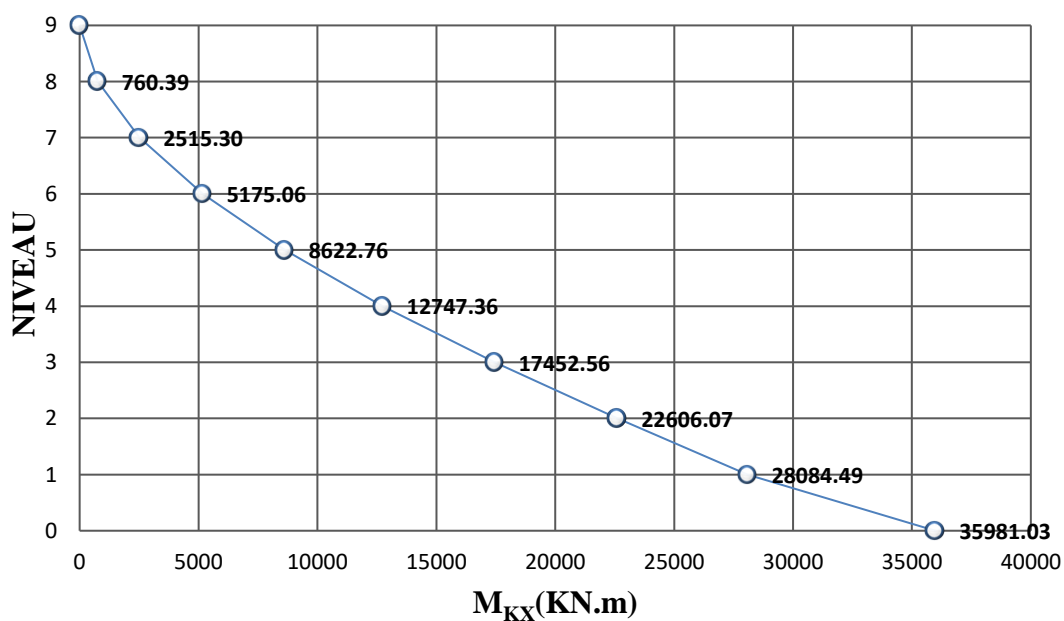
M_k, M_{k+1} : moments fléchissant au niveau de l'étage k et k+1.

V_{k+1} : effort tranchant au niveau de l'étage k+1.

h_e : hauteur d'étage k+1 ; $h = h_{K+1} - h_k$.

Tableau IV-6 : moments fléchissant selon la hauteur.

Niveaux	$V_{x_{k+1}}$ (KN)	$V_{y_{k+1}}$ (KN)	he (m)	$V_{x_{k+1}} \cdot h_e$ (KN.m)	$V_{y_{k+1}} \cdot h_e$ (KN.m)	$M_K(x)$ (KN.m)	$M_K(y)$ (KN.m)
9	0	0	0	0	0	0	0
8	248,492	294,307	3,06	760,3864	900,582	760,386	900,582
7	573,501	679,240	3,06	1754,914	2078,476	2515,301	2979,058
6	869,203	1029,461	3,06	2659,761	3150,153	5175,062	6129,211
5	1126,699	1334,434	3,06	3447,701	4083,368	8622,764	10212,579
4	1347,906	1596,425	3,06	4124,594	4885,063	12747,358	15097,643
3	1537,64	1821,149	3,06	4705,199	5572,717	17452,558	20670,360
2	1684,155	1994,670	3,06	5153,515	6103,690	22606,073	26774,051
1	1790,333	2120,424	3,06	5478,419	6488,498	28084,492	33262,549
Base	1858,008	2200,577	4,25	7896,538	9352,456	35981,031	42615,006



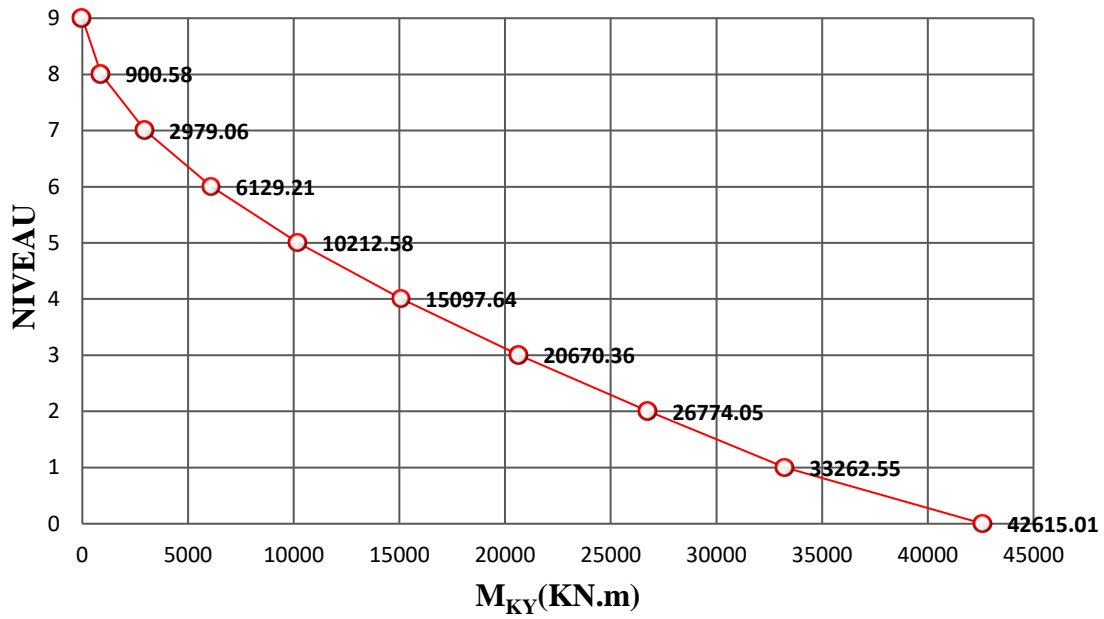
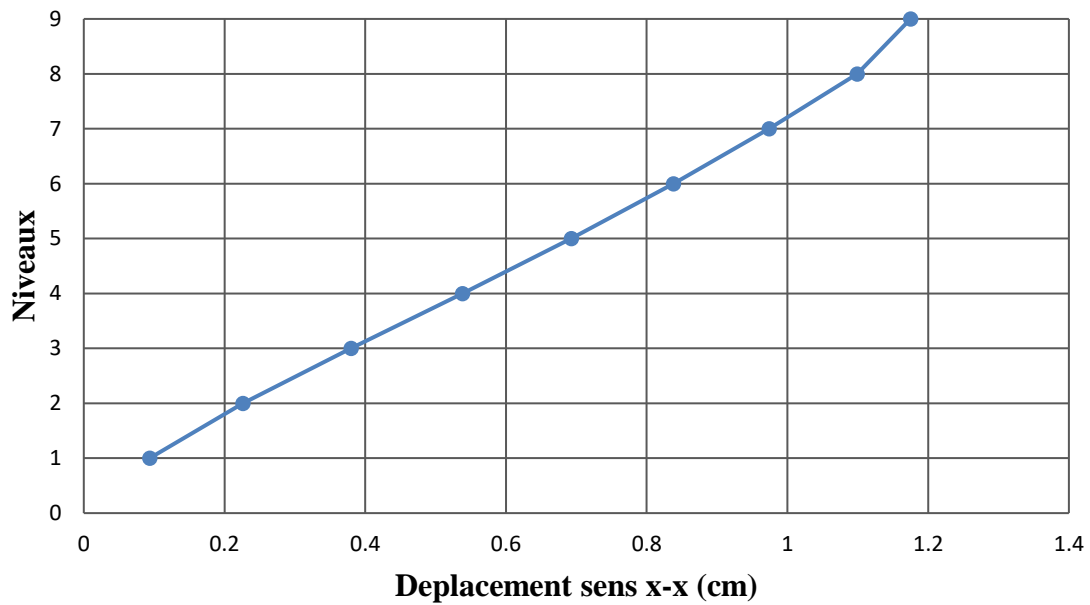


Figure IV-16 : Moments fléchissant selon la hauteur.

➤ Déplacement de niveaux



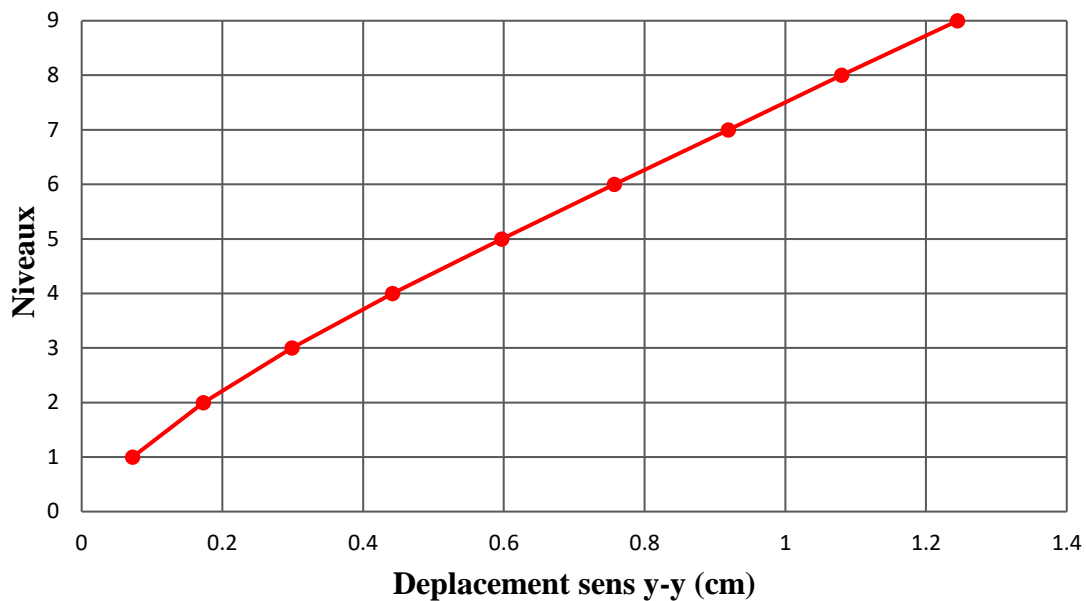


Figure IV-17 : Déplacement de niveaux dans le sens X et Y

IV.7 Conclusion

Après avoir étudié notre bâtiment par la méthode pushover « spectre de capacité » et poursuivre tous les étapes d'analyse on a déduit d'abord la formulation des rotules et leur disposition sur la structure, ensuite on a tracé la courbe de capacité ($V_{\text{base}}-D_{\text{sommet}}$) et nombre des pas (step) dans chaque sens de la structure, après on a déterminé l'intersection de deux courbes (capacité – demande) sur un graphe de type (S_a-S_d) qui représente un point de performance, qui permet d'évaluer le déplacement maximal D pour chaque niveau et l'effort à la base V qui nous aide pour faire la distribution d'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque étage

Enfin on a conclu que le sens x est plus vulnérable à l'action sismique que le sens Y ; Dans le prochain chapitre on va faire la comparaison de la distribution d'effort entre pour les deux méthodes statiques équivalent et pushover



Chapitre V

**Comparaison de la distribution
Des efforts pour les deux méthodes**

V. Comparaison de la distribution des efforts pour les deux méthodes

V.1 Introduction

Dans le présent chapitre nous allons procéder à la comparaison des résultats de la distribution de la charge sismique, des efforts tranchants et les déplacements des étages obtenus par les deux méthodes de calcul ; la méthode statique équivalent (linéaire) et la méthode statique non linéaire (pushover), dans le but de savoir la grandeur de différence entre ces derniers.

Avec le développement de la théorie de conception basée sur la performance dans la conception sismique structurelle, l'analyse non linéaire de poussée progressive [FEMA 273, ATC-40] a de plus en plus d'attention dans le monde en ingénierie parasismique [17] [18]. Cette méthode consiste à attribuer une série d'efforts latéraux le long de la hauteur de la structure, en augmentant progressivement cette force latérale, jusqu'à ce que le point de contrôle de la structure réalise le déplacement prédéfini. Comparée à la méthode classique d'analyse statique linéaire, l'analyse statique non linéaire peut prendre en compte les caractéristiques mécaniques non linéaires de la structure sous des séismes rares, prendre en compte les points faibles de la conception de la structure et observer les propriétés de ductilité de la structure ou des éléments. De cette façon, nous pouvons obtenir un design parfait.

V.2 Distribution de l'effort sismique

A partir des résultats de calcul avec SAP200 et le calcul manuel on obtient les courbes de la distribution de l'effort sismique jusqu'à la base, dans les deux sens pour les deux méthodes. Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau V-1 : Distribution de l'effort sismique selon la hauteur du bâtiment.

Effort Étages	MSE		Pushover	
	Fx (KN)	Fy (KN)	Fx (KN)	Fy (KN)
9 ^{ème}	715,92	635,52	248,492	294,307
8 ^{ème}	936,36	831,21	325,009	384,932
7 ^{ème}	851,93	756,26	295,701	350,221
6 ^{ème}	741,86	658,55	257,496	304,972
5 ^{ème}	637,3	565,74	221,206	261,991
4 ^{ème}	546,65	485,26	189,740	224,723
3 ^{ème}	422,1	374,69	146,508	173,520
2 ^{ème}	305,9	271,55	106,177	125,754
1 ^{ère}	194,98	173,08	067,675	80,1535
Somme Σ	5352,99	4751,85	1858,009	2200,578

On remarque que l'effort sismique dans le sens (x-x) à chaque étage pour la méthode pushover égale environ 35 % par rapport à l'effort sismique obtenu par la méthode statique équivalente. De même pour le sens (y-y) est égale à 46%.

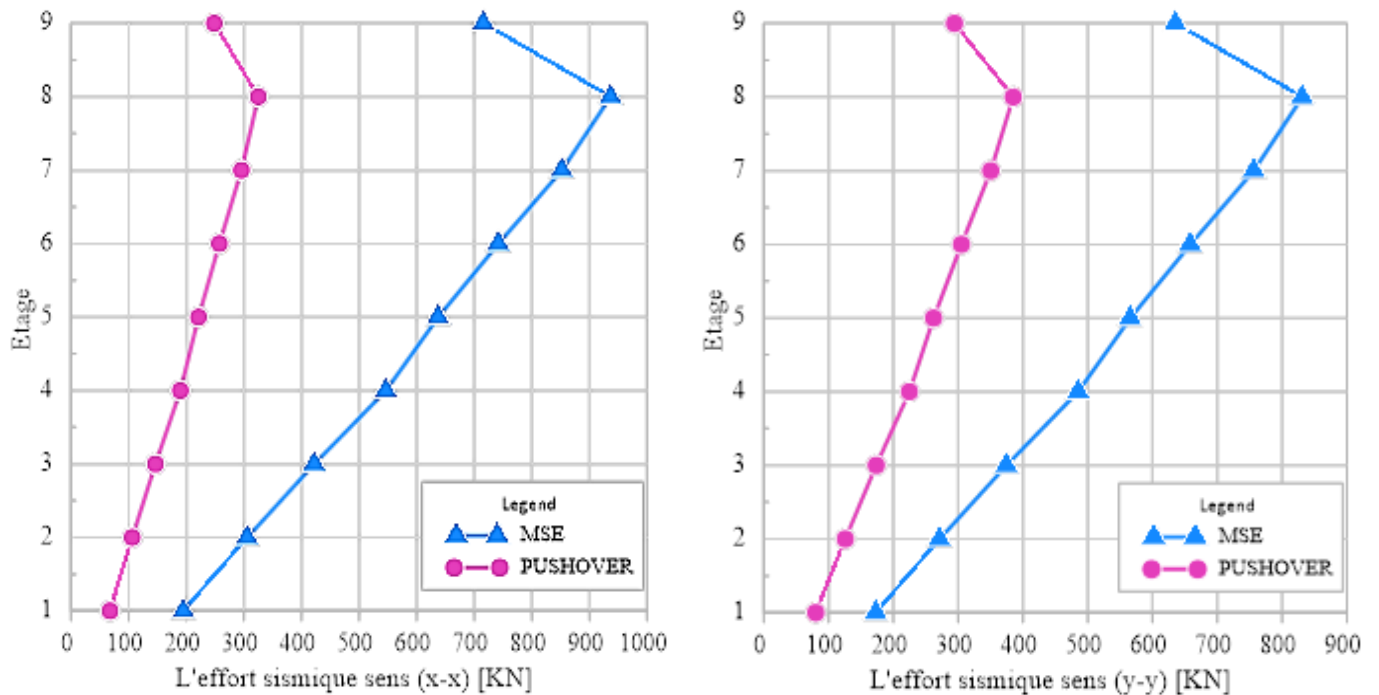


Figure V-1 : Comparaison de la distribution de l'effort sismique dans les deux sens pour la méthode statique équivalente et la méthode pushover.

V.2.1 Interprétation les résultats

D'après les deux figures on constate que la variation de l'effort sismique par rapport la hauteur et linéaire et dépend de la forme du plancher et de la rigidité de l'étage concerné. Avec une variation qui suit la courbe de tendance suivante ($Y = -83,833x + 1013,9$) pour la méthode statique équivalente et ($Y = -29,098x + 351,94$) pour la méthode pushover.

Remarque : ces résultats sont valables uniquement pour notre cas étude.

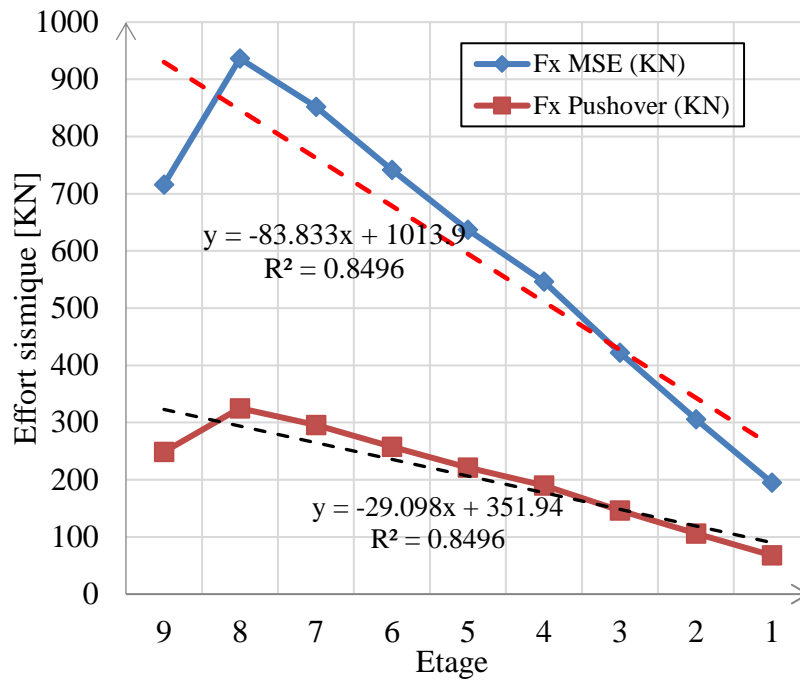


Figure V-2 : Courbes de tendance de la variation de l'effort sismique pour les deux méthodes dans la direction (xx).

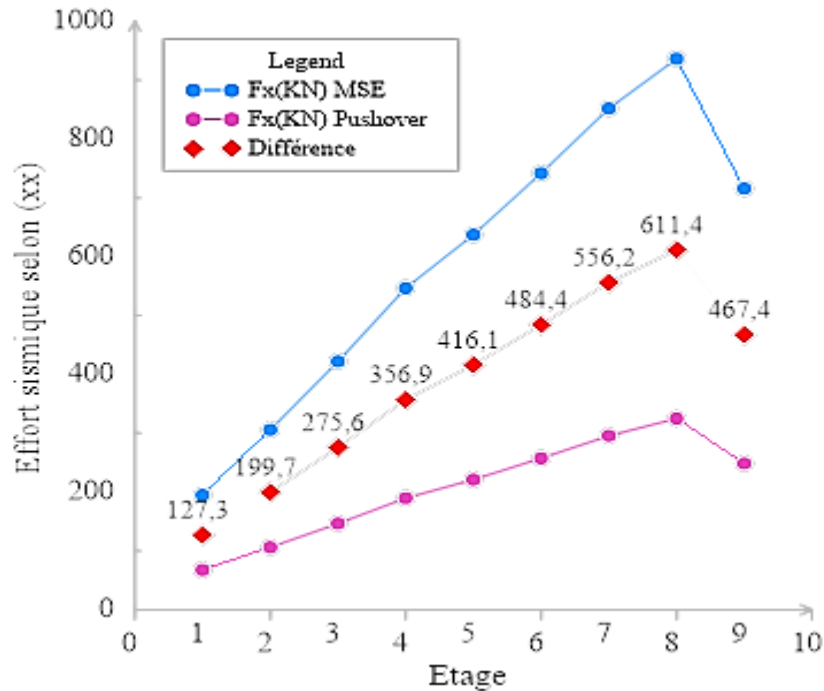


Figure V-3 : Différence entre la distribution de l'effort sismique la pour la méthode statique équivalente et la méthode pushover dans le sens (xx).

V.3 Distribution de l'effort tranchant

A partir des résultats de calcul avec SAP200 et le calcul manuel suivant le règlement RPA 99 version 2003 pour le calcul de l'effort tranchant à la base, on obtient les courbes de la distribution l'effort tranchant jusqu'à la base dans les deux directions pour les deux méthodes proposées.

Tableau V-2 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur du bâtiment.

Effort Etages	MSE		Pushover	
	Vx (KN)	Vy (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)
9 ^{ème}	715,92	635,52	248,49	294,31
8 ^{ème}	1652,28	1466,73	573,5	679,24
7 ^{ème}	2504,21	2222,98	869,2	1029,46
6 ^{ème}	3246,06	2881,53	1126,7	1334,43
5 ^{ème}	3883,37	3447,27	1347,91	1596,43
4 ^{ème}	4430,02	3932,53	1537,65	1821,15
3 ^{ème}	4852,11	4307,22	1684,16	1994,67
2 ^{ème}	5158,01	4578,77	1790,33	2120,42
1 ^{ère}	5352,99	4751,85	1858,01	2200,58

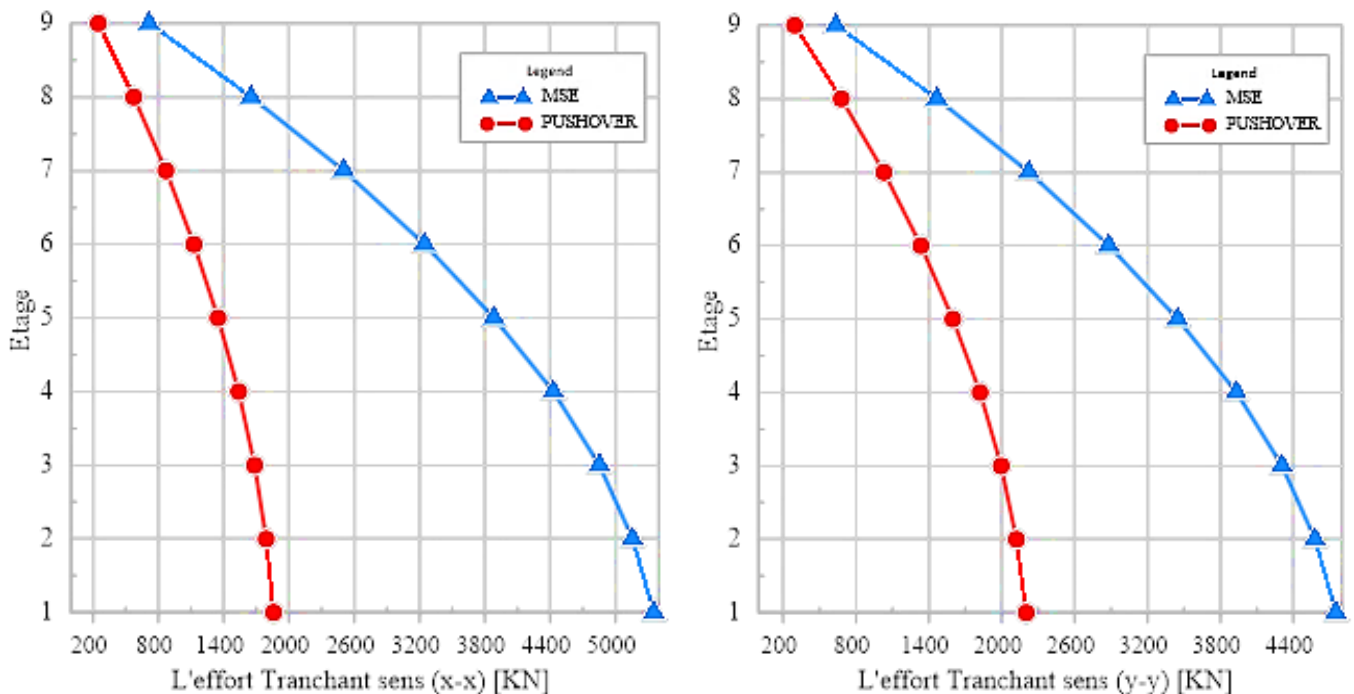


Figure V-4 : Comparaison de la distribution de l'effort tranchant dans les deux sens pour la méthode statique équivalente et la méthode pushover

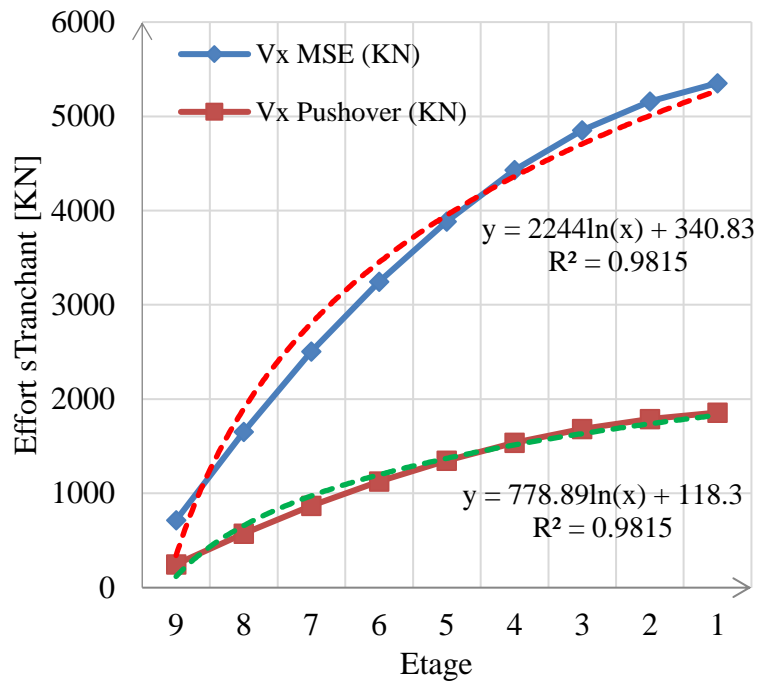


Figure V-5 : Courbes de tendance de la variation de l'effort tranchant pour les deux méthodes dans la direction (xx).

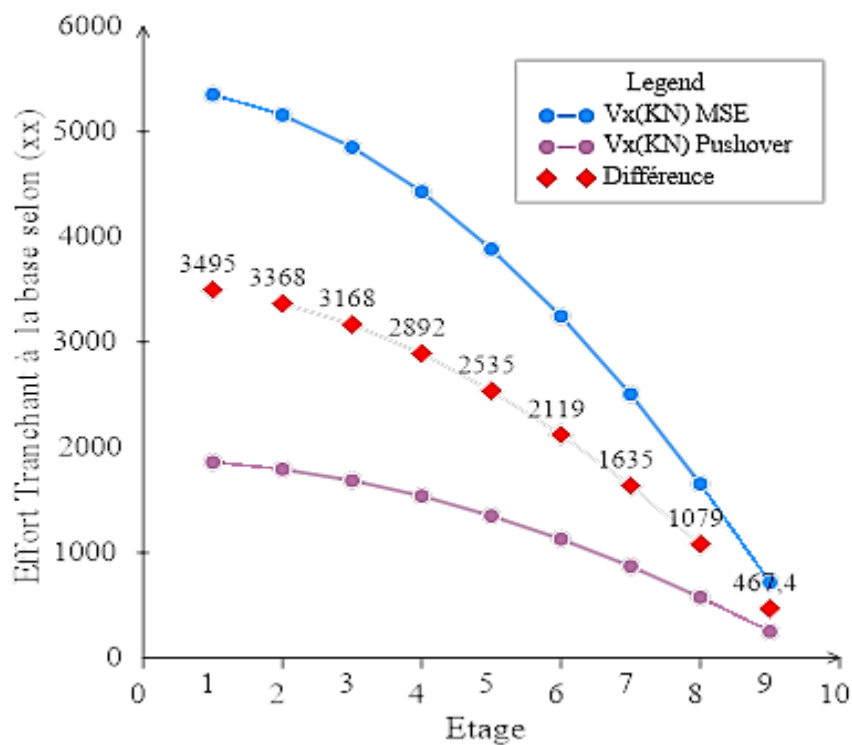


Figure V-6 : Différence entre la distribution de l'effort tranchant la pour la méthode statique équivalente et la méthode pushover dans le sens (xx).

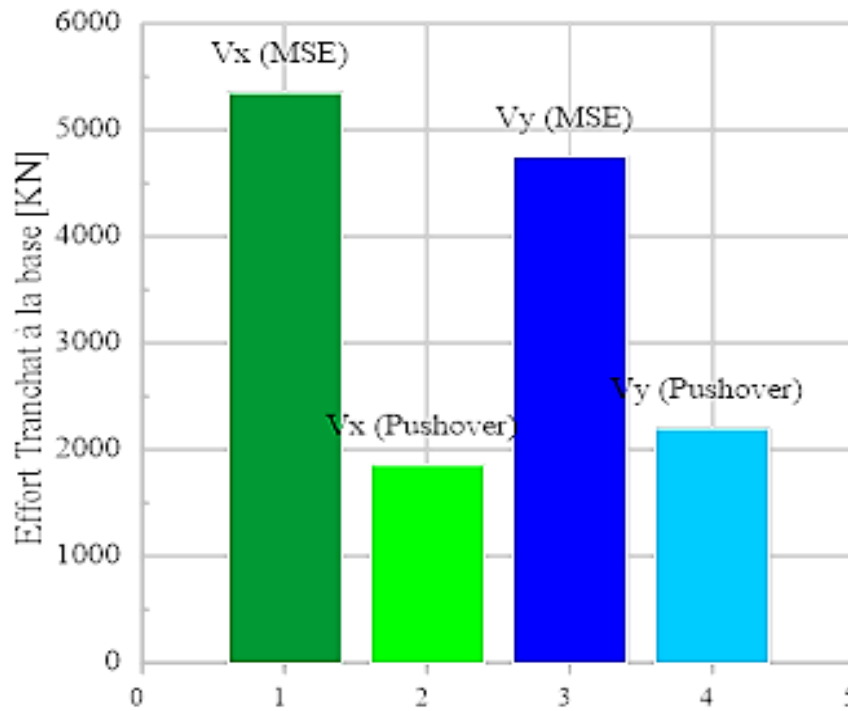


Figure V-7 : histogramme de la comparaison de l'effort tranchant à la base pour les deux méthodes.

V.4 Déplacement d'étage selon les deux méthodes

Après modélisation avec SAP200, on obtient les déplacements des diaphragmes (plancher rigide) résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-3 : Déplacement des diaphragmes pour les deux méthodes.

Déplacement Etages	MSE		Pushover	
	D(x) cm	D(y) cm	D(x) cm	D(y) cm
9 ^{ème}	0,4147	0,3794	1,1750	1,2450
8 ^{ème}	0,2650	0,1557	1,0990	1,0800
7 ^{ème}	0,1819	0,0958	0,9740	0,9190
6 ^{ème}	0,1306	0,0655	0,8380	0,7570
5 ^{ème}	0,0966	0,0451	0,6930	0,5970
4 ^{ème}	0,0705	0,0309	0,5380	0,4420
3 ^{ème}	0,0447	0,0181	0,3800	0,2990
2 ^{ème}	0,0228	0,0090	0,2260	0,1730
1 ^{ère}	0,0106	0,0041	0,0936	0,0724

La Figure (V- 8) : montre la variation entre le déplacement dans le sens (x-x) et (y-y) pour les deux méthodes de calcul statique linéaire et non linéaire. Les déplacements (x-x) et (y-y) de la base jusqu'aux 5^{ème} étage sont linéaires en phase initiale puis ils suivent une allure parabolique. Le déplacement des étages supérieurs augmente de façon rapide dans les deux directions.

Pour la méthode statique non linéaire (pushover) on constate que les déplacements sont similaires et proportionnel similaires et proportionnel dans les deux sens de chargement.

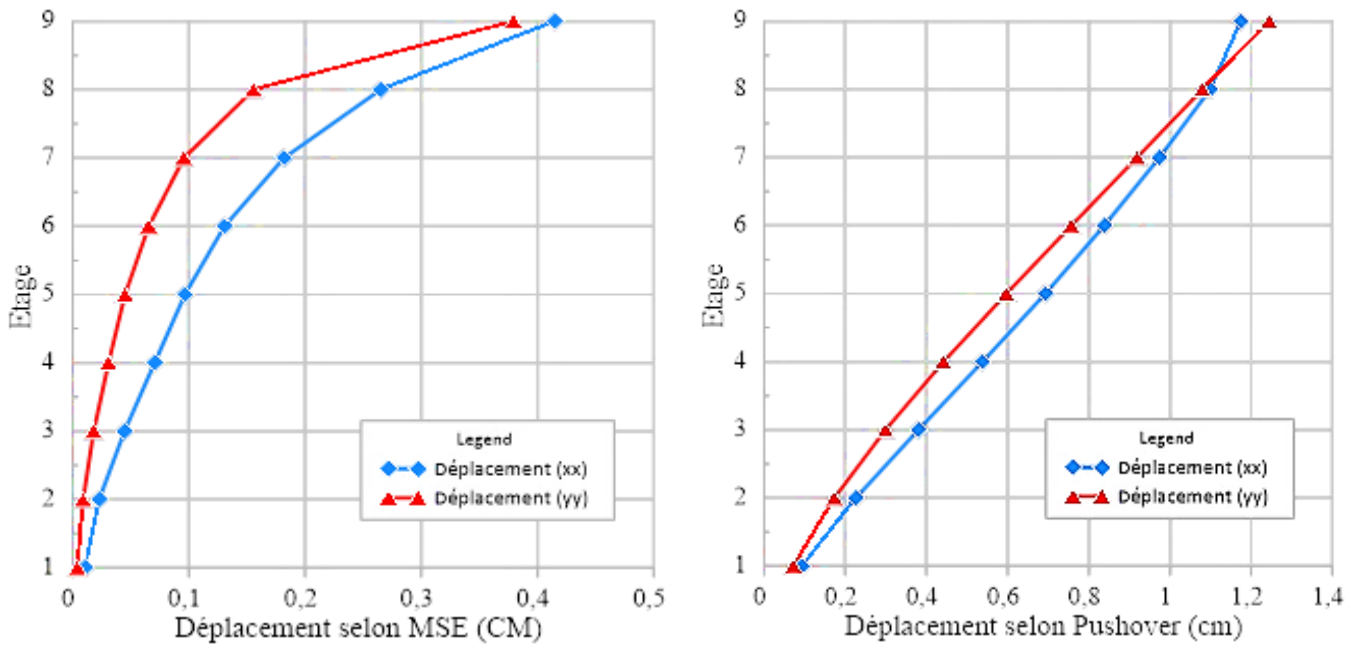


Figure V-8 : déplacement des étages dans les deux sens pour MSE et pushover

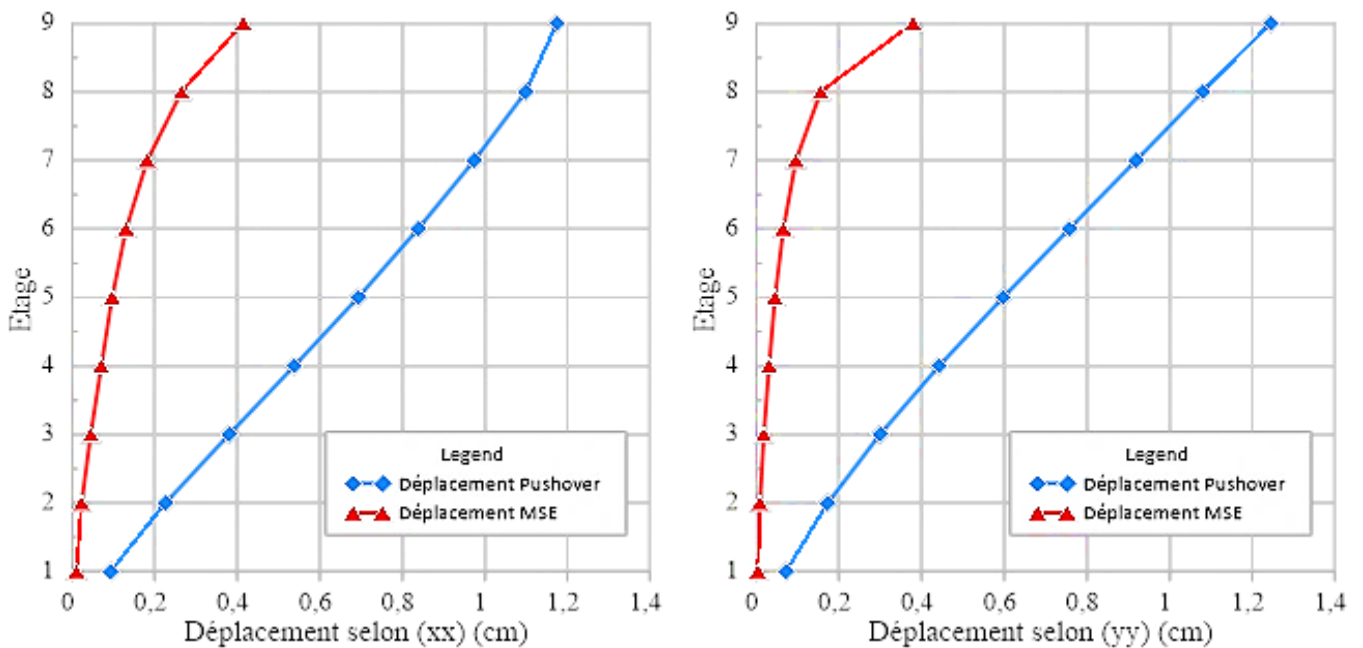


Figure V-9 : Comparaison des déplacements d'étage dans les deux sens pour les deux méthodes MSE et Pushover

V.4.1 Interprétation les résultats

Les profils de déplacement latéral du modèle pour les deux analyses effectuées dans cette étude, obtenus à partir de l'analyse statique linéaire et non linéaire, sont illustrés au Figure (V-9) Ils résument les principaux résultats en termes de déplacements absolus et inter-étages pour les directions horizontaux (XX) et (YY). Les états limites sont donnés conformément aux recommandations données dans l'American Technology Council, ATC 40.

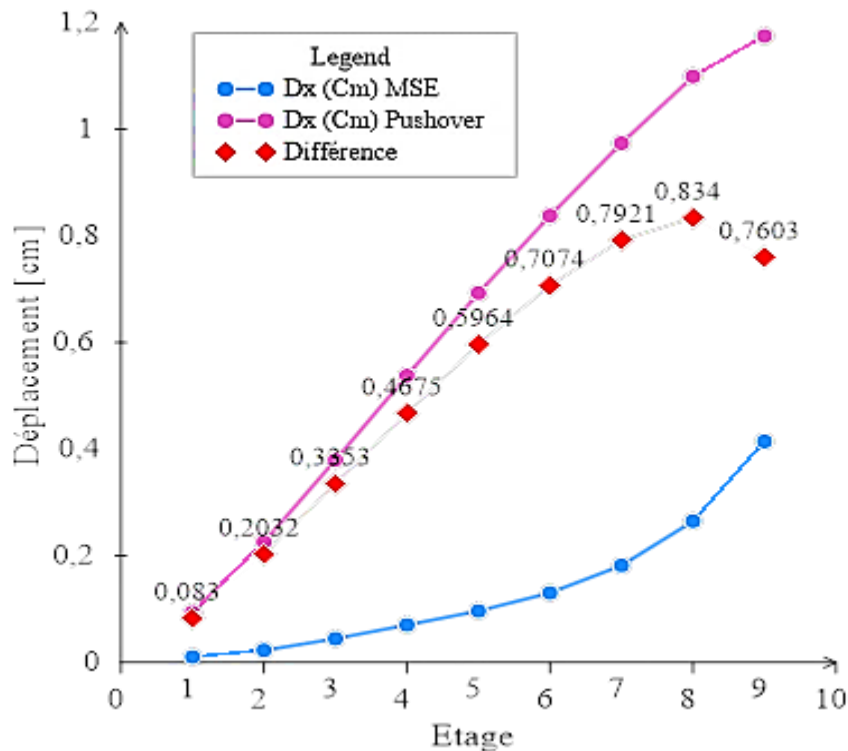


Figure V-10 : Différence entre déplacements d'étage par MSE et pushover dans le sens (xx).

Les résultats ont montré une grande différence entre les deux cas en termes de déplacement horizontaux

V.5 Conclusion

La comparaison entre les résultats obtenus par les deux méthodes nous a permis de conclure que la méthode statique équivalente proposée par RPA99 version 2003 donne toujours des efforts sismiques et des efforts tranchants trois fois plus grandes que les résultats obtenus par le dimensionnement avec utilisation de la méthode statique non linéaire (pushover) dans un niveau (Immediate occupancy).

Nous proposons aux décideurs de payé d'aller vers le dimensionnement avec l'utilisation des méthodes statique non linéaire comme pushover afin de minimiser le coût de réalisation des bâtiments.



Conclusion Générale Et Perspective

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation de MASTER et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

Dans ce mémoire :

- ❖ On a mentionné les différentes méthodes d'analyse du comportement sismique des structures essentiellement les méthodes statiques linéaire et non linéaire est les avantages et l'inconvénient de chaque méthode
- ❖ On a déterminé les efforts tranchants à la base est faire la répartition pour chaque étage et les déplacements pour chaque niveau
- ❖ L'analyse du comportement non linéaire est utilisée pour l'évaluation de la réponse sismique des structures. Une méthodologie est d'abord proposée pour évaluer les déformations plastiques dans les éléments porteurs de notre ouvrage basé sur l'analyse statique non linéaire Push Over avec la méthode de « spectre de capacité » ensuite on a déterminé les courbes de capacité et le point de performance de la structure ; enfin on a déduit les efforts tranchants à la base est faire la distribution d'effort tranchant et moment fléchissant pour chaque étage
- ❖ La comparaison des résultats obtenus par ces deux méthodes a permis de mettre en évidence la différence en termes de répartitions d'efforts tranchants dans la structure dans les deux directions.
- ❖ La comparaison entre les résultats obtenus par les deux méthodes nous a permis de conclure que la méthode statique équivalente proposée par RPA99 version 2003 donne toujours des efforts sismiques et des efforts tranchants trois fois plus grandes que les résultats obtenus par le dimensionnement avec utilisation de la méthode statique non linéaire (pushover) dans un niveau (Immediate occupancy).

Lorsque l'on a des doutes sur la conception d'une structure, il est impératif de réaliser une analyse non linéaire comme l'analyse Pushover qui est relativement facile à élaborer en vue d'estimer la capacité portante de ces structures existantes ainsi que le positionnement des rotules plastiques.

Enfin nous proposons aux décideurs de passer d'aller vers le dimensionnement avec l'utilisation des méthodes statique non linéaire comme pushover afin de minimiser le coût de réalisation des bâtiments est on espère que ce travail va apporter un plus aux promotions futures.

PERSPECTIVES

Nous proposons dans les prochaines recherches de chercher comment introduire les modes de déformation plastiques des éléments surfaciques (voiles), afin d'avoir un modèle plus réaliste pour les structures mixtes portique-voiles.

Pour valider nos résultats il est possible de faire une étude paramétrique sur plusieurs modèles ou types de structures.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Règlement parasismique algérien (RPA 99, version 2003). Centre nationale de génie parasismique appliquée, Algérie..
- [2] K. K.Hamou, Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover., Ecole Centrale Paris , 7^{ème} colloque Nationale AFPS 2007.
- [3] « Freeman S.A, Review of the Development of the Capacity Spectrum Method,,» *ISET Journal of Earthquake Technology*, Vols. %1 sur %2Vol. 41, , n° %1No. 1, (1-13),, p. 438, 2004.
- [4] F. P, «Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra,,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vols. %1 sur %2Vol. 28,, pp. (979-993), 1999..
- [5] CALIFORNIA SEISMIC COMMISSION, *Applied Technology Council (ATC-40)*, California, Novembre 1996.
- [6] M. H. Benazouz CHEIKH, *EVALUATION DES DEMANDES SISMIQUES DES STRUCTURES EN BETON ARME*, alger: Premier Symposium Méditerranéen de Géotechnique «SMGE09», 20 et 21 juin 2009.
- [7] Eurocode 8, Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et document d'application national..
- [8] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, *fema 273*, Washington , D.C, Octobre 1997.
- [9] Y. M. a. al., «Non Linear Static Analysis of A Reinforced Concrete Building With and Without Infill Walls'',» *Algérie Equipement Journal*,, n° %1 ISSN : 1111-5211, N°58,, pp. p 23-43, Janvier 2018, .
- [10] R. K. G. Anil K. Chopra, *A Modal Pushover Analysis Procedure To Estimate Seismic Demands For Buildings : Theory And Preliminary Evaluation*, Pacific

Earthquake Engineering Research Center, Los Angeles.: University of California, 2001.

- [11] M. Hachemi, DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMANTAIRE DTR B.C2.2, HUSSIEN DEY - ALGER: CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE C.G.S.

- [12] M. B. M. Aghiles, *Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes*, magister, Tizi-Ouzou: Université Mouloud Mammeri, juillet 2012.

- [13] O. J. Hou Shuang, « "A Study of Load Pattern Selection of Pushover Analysis and Influence of Higher Modes" »,» *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* ,, Vols. %1 sur %2vol.24,, pp. pp. 89-97,, June, 2004..

- [14] M. N. E.-D. Abd-Alla, *Application Of Recent Techniques Of Pushover For Evaluating Seismic Performance Of Multistory Buildings*, Structural Engineering,, Cairo University., 2007.

- [15] SAP2000 Integrated Finite Elements Analysis and Design of Structures, DETAILED TUTORIAL INCLUDING PUSHOVER ANALYSIS, Berkeley, California, USA, June 1998.

- [16] S. Oguz, *Evaluation Of Pushover Analysis Procedures For Frame Structures*, Phd Thesis,, Turkey: Natural And Applied Sciences Of The Middle East Technical University, 2005,.

- [17] K. S. K. Gupta B, Adaptive Spectra-Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures, *Earthquake Spectra*, vol. 16, pp. 367-391, May 2000.

- [18] P. A. M. M. I. Adebar, "Simple Nonlinear Flexural Stiffness Model for Concrete Structural Walls", *Earthquake Spectra*, vol. 18, pp. 407-426,, March, 2002..