

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie de la construction

Présenté par :

TALEB NADIA

SEGHILANI FATIMA ZOHRA

Sujet du mémoire

**Influence de la disposition des murs voiles
sur le comportement linéaire et non
linéaire d'un bâtiment en béton armé**

Soutenu publiquement le 05./06/2016 devant le jury composé de :

Mr, Zidour. M

Mme, MIMOUNI Lamia.

Mr, Bouderba. B

M^{elle}, Ait Yahia. S

Mr, Khiloun M

Président

Rapporteur

Examineur

Examineur

Examineur

PROMOTION : 2016

Remerciement

Tout d'abord nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné la patience et le courage pour accomplir ce travail.

Nous adressons notre gratitude et nos sincères remerciements à notre enseignante et directeur de thèse Mme.MIMOUNI, pour son aide exceptionnelle, ses nombreux conseils, sa précieuse expérience et sa disponibilité durant l'élaboration de cette recherche.

Nous adressons nos remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'examiner ce mémoire en lui apportant de l'intérêt.

Nous remercions aussi nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faites pour que nous terminions nos études

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants du département de génie civil de l'université d'Ibn khaldoun qui ont participé à notre formation pendant tout le cycle universitaire.

Taleb & seghilani.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A ma très chère grande mère :

Je ne pourrais jamais exprimer le respect que j'ai pour elle. Sa prière, son amour et soutien m'ont toujours d'un grand secours.

Puisse dieu, le tout puissant de la préserver du mal et de la guérir et de lui accorder une longue vie Amine... !

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.

A mes très chères sœurs ; nour el houda, mouni, et mon cher frère Ghoulem.

A mon cher mari wahid pour son aide précieuse, son encouragement et sa persévérance toute au long de mon projet.

A toute ma famille (TALEB et ABEDRRABI). Ils vont trouver ici l'expression de respect et de reconnaissance pour le soutien qu'ils n'ont cessé de me porter.

Tous mes professeurs :

Leur générosité et leur soutien m'oblige de leur témoigner mon respect et ma loyale considération.

A tous mes amis proche .En fin, je remercie mon binôme Seghilar F.Zohra, qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

TALEB NADIA

Dédicaces

Que ce travail témoigne de mes respects :

A mes parents :

Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu créer le climat affectueux et propice

à la poursuite de mes études. Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux. Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.

A mes sœurs et leurs maris, à mes frères.

A la famille SEGHLANI et ZERROUKI. Ils vont trouver ici l'expression de respect et de reconnaissance pour le soutien qu'ils n'ont cessé de me porter.

A mes cousins et cousines.

Tous mes professeurs :

Leur générosité et leur soutien m'oblige de leurs témoigner mon profond respect et ma loyale considération.

A tous mes chères ami(e)s et mes collègues .

Seghlani F/Zohra.

Sommaire

I	Introduction générale.....	1
II	Problématique.....	1
III	Organisation du mémoire.....	2

Chapitre I : Recherche bibliographique sur les voiles.

I.1	Introduction	4
I.2	Principe	4
I.3	Objectifs de contreventement	7
I.4	Les différents types de Contreventement	8
I.5	Contreventement par voiles	8
	I.5.1 Définition.....	8
	I.5.2 Le rôle de voiles.....	9
	I.5.3 Emploi de voiles.....	9
	I.5.4 Armatures.....	9
I.6	Choix du type de mur de voile.....	9
I.7	Types de mur voile.....	9
I.8	Contreventement par éléments ne présentant pas de rigidité a la torsion.....	11
	I.8.1 Contreventement par refends parallèles (une seule direction).....	11
I.9	Contreventement par noyaux.....	13
	I.9.1 Définition de contreventement par noyaux.....	13

Chapitre II: Aperçu sur la méthode Push-over.

II.1	Introduction	15
II.2	Définition.....	15
II.3	Origine de l'analyse Push-over.....	16
II.4	Objectifs d'une analyse Push-over.....	16
II.5	Description de l'analyse.....	17
II.6	Procédure d'analyse par la méthode Push-over	18
II.7	Courbes de capacité.....	19
II.8	Point de performance.....	19
II.9	Rotules plastiques.....	20
II.10	Rotules plastiques pour les sections en béton.....	21
II.11	Niveaux d'endommagement	21
II.12	Distribution Verticales des charges Horizontales	22
II.13	Définition de déplacement cible.....	23

II.14	Conclusion.....	23
Chapitre III : Présentation et dimensionnement de l'ouvrage.		
III.1	Présentation de l'ouvrage.....	25
	III.1.1 Caractéristique géométrique de l'ouvrage.....	25
	III.1.2 Dimensionnement de la structure.....	25
	III.1.3 Définition des éléments de l'ouvrage.....	26
	III.1.3.1 Ossature.....	26
	III.1.3.2 plancher	26
	III.1.3.3 Maçonnerie.....	26
	III.1.3.4 Revêtement.....	26
III.2	Caractéristique géométrique du sol	27
III.3	Caractéristique des matériaux.....	27
	III.3.1 Le béton.....	27
	III.3.1.1 Résistance caractéristique du béton a la compression.....	27
	III.3.1.2 Résistance caractéristique du béton a la traction.....	27
	III.3.2 Déformation et contrainte de calcul.....	27
	III.3.3 Module d'élasticité.....	28
	III.3.4 Coefficient de poisson	28
	III.3.5 Caractéristique mécanique de l'acier.....	29
III.4	Pré -dimension des éléments de structure	29
	III.4.1 Introduction.....	29
	III.4.2 Pré-dimension des plancher.....	29
	III.4.2.1 Détermination de l'épaisseur des plancher.....	30
	III.4.3 Descente de charge des planchers.....	30
	III.4.3.1 Plancher Terrasse	30
	III.4.3.2 Plancher étages courants.....	31
	III.4.3.3 Plancher rez de chaussé à usage commercial	31
	III.4.4 Mur de façade extérieure	31
	III.4.5 Acrotère	32
III.5	Pré-dimensionnement des éléments porteurs	32
	III.5.1 Pré-dimensionnement des poutres.....	32
	III.5.1.1 Poutre Principale.....	32
	III.5.1.2 Poutre Secondaire.....	33
	III.5.2 Pré -dimensionnement des poteaux.....	33
	III.5.3 Evaluation des charges d'exploitation.....	34
III.6	Calcul l'effort normal sollicitant les poteaux.....	34
	III.6.1 Effort de compression due aux charges permanente	35
	III.6.2 Effort de compression due aux charges d'exploitation	35
III.7	Calcul du chargement des portiques	36
	III.7.1 Sens longitudinal.....	36
	III.7.1.1 Portique de rive L=2,5m.....	36
	III.7.1.2 Portique intermédiaire L=4,5 m.....	37
	III.7.1.3 Portique intermédiaire L=4,00 m.....	37
	III.7.1.4 Portique de rive L=2,00.....	37

	III.7.2 Sens transversal.....	38
	III.7.2.1 Portique intermédiaire.....	38
III.8	Les voiles.....	38
	III.8.1 Pré-dimensionnement des voiles.....	38
III.9	Détermination des poids (Wt) de la structure.....	39
	III.9.1 Le niveau (terrasse).....	39
	III.9.2 Les niveaux (1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}).....	39
	III.9.3 Le niveau de RDC.....	40
	III.9.4 Le niveau de vide sanitaire.....	40
	III.9.5 Détermination des inerties massiques.....	40
	III.9.6 Système brochette du Bâtiment étudié.....	41

Chapitre IV : Modélisation d'un bâtiment existant.

IV.1	Introduction	43
IV.2	Modélisation linéaire élastique avec le logiciel SAP 2000/14.....	43
	IV.2.1 Spécification des propriétés des matériaux.....	43
	IV.2.2 Modélisation géométrique de la structure	44
	IV.2.3 Modélisation des poteaux et poutres.....	45
	IV.2.4 Combinaison d'action	45
	IV.2.5 Diaphragme.....	45
	IV.2.6 Appuis.....	45
IV.3	Etude sismique.....	46
	IV.3.1 Action sismique	46
IV.4	Modélisation non linéaire Push-over	47
	IV.4.1 Définition des comportements non linéaire des poteaux et des poutres...	47
	IV.4.2 Définition de l'analyse sous charges gravitaires.....	49
	IV.4.3 Définition de l'analyse sous charges horizontales.....	50
	IV.4.4 Niveau d'endommagement	52
IV.5	Bâtiment existant.....	53
	IV.5.1 Analyse linéaire.....	53
	IV.5.1.1 Calcul de coefficient de participation modale.....	53
	IV.5.1.2 Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalent...	54
	IV.5.2 Justification de sécurité.....	54
	IV.5.2.1 Vérification de l'effort tranchant a la base.....	54
	IV.5.2.2 Vérification de la période	55
	IV.5.2.3 Vérification de déplacement.....	55
	IV.5.3 Analyse non linéaire.....	56
	IV.5.3.1 Courbe de capacité.....	56
	IV.5.4 Mécanisme de ruine.....	58
IV.6	Conclusion.....	59

Chapitre V: Étude paramétrique.

V.1	Introduction.....	61
V.2	Choix des dispositions de voiles à étudier	61
V.3	Critères de comparaison entre les variantes étudiées	64
V.4	Variante (1)	64

V.4.1	Résultats linéaire de la variante (1)	65
V.4.1.1	Vérification des déplacements	65
V.4.2	Résultats non linéaire du variante (1)	66
V.4.2.1	Courbe de capacité	66
V.4.2.2	Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques ...	67
V.5	Variante (2)	70
V.5.1	Résultats linéaire de la variante (2)	70
V.5.1.1	Vérification des déplacements	71
V.5.2	Résultats non linéaire du variante (2).....	72
V.5.2.1	courbes de capacité	72
V.5.2.2	Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques	73
V.6	Variante (3)	76
V.6.1	Résultats linéaire de la variante (3).....	76
V.6.1.1	Vérification des déplacements.....	77
V.6.2	Résultats non linéaire du variante (3)	78
V.6.2.1	courbes de capacité	78
V.6.2.2	Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques ...	79
V.7	Variante (4)	83
V.7.1	Résultats linéaire de la variante (4).....	83
V.7.1.1	Vérification des déplacements.....	84
V.7.2	Résultats non linéaire du variante (4).....	85
V.7.2.1	courbe de capacité	85
V.7.2.2	Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques...	86
V.8	Conclusion	89
Chapitre VI : Étude comparative.		
VI.1	Introduction	91
VI.2	Étude comparative	91
VI.2.1	Périodes	91
VI.2.2	Effort tranchant a la base	91
VI.2.3	Déplacements élastiques	92
VI.2.4	Déplacements plastiques	93
VI.2.5	Comparaison des courbes de capacité pour les différentes variantes	94
VI.3	États de résistance des 4 variantes	95
VI.3.1	La raideur initiale de la structure	95
VI.3.1.1	Rigidité	96
VI.3.1.2	Résistance	97
VI.4	Rotules plastiques	97
VI.5	Conclusion	98
Conclusion générale.		
Conclusion générale.....		100.

Liste des figures

I.1	Contreventement longitudinal insuffisant	4
I.2	Une grande distance entre éléments de contreventement parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier « d » important dans le plan horizontal.....	5
I.3	Palées de stabilité courant sur plusieurs travées, ce qui permet d'obtenir une largeur importante.....	5
I.4	Contreventement en façade : solution favorable.....	6
I.5	Diagonales courant sur plusieurs niveaux. Elles doivent être fixées à tous les planchers.....	6
I.6	Les éléments de contreventement devraient être de même type sur un même niveau	7
I.7	Effondrements totale des constructions non ou mal contreventées.....	8
I.8	Voiles intérieures cages d'escalier, d'ascenseur, noyau central ; Externe : Voiles de façades (Pignon).....	9
I.9	A) Voiles de pignon – coupe horizontale B) Contreventement en X.....	10
I.10	Bâtiment avec murs voiles (CFCL Tiaret).....	10
I.11	Formes de voiles	11
I.12	A) Coupe longitudinale d'un bâtiment sous l'effet du vent, B) Coupe transversale.....	11
I.13	Façade soumise à une charge uniforme de vent et appuyée sur deux Refends.....	12
I.14	Contreventement par refends parallèles.....	12
I.15	Contreventements par noyaux.....	13
II.1	Courbe de capacité de la structure	16
II.2	Passage SPDL vers un système à 1DSL	16
II.3	Diagramme de capacité Push-over	17
II.4	Différents degrés d'endommagement	19
II.5	Point de performance selon l'EC 8 et principe d'évaluation de la courbe de capacité.....	20
II.6	Point de performance- Principe de réduction du spectre	20
II.7	Formation des rotules plastiques	21
II.8	Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité.....	22
II.9	Distribution des forces horizontales associées a diverses déformées élasto-Plastique de la structure.....	22
III.1	Vue en 3D du bâtiment	25
III.2	Vue en plan du bâtiment.	26
III.3	Plancher à corps creux	29
III.4	Section de l'acrotère	32
III.5	Section afférente du poteau rectangulaire.....	33

III.6	Schéma de voile	38
III.7	Représentation des masses du bâtiment étudié.....	41
IV.1	Définition des caractéristiques du béton	43
IV.2	Définition des caractéristiques de l'acier	44
IV.3	Vue en 3D du bâtiment	44
IV.4	Vue en plan du bâtiment.....	45
IV.5	Spectre de réponse donné par le RPA99/2003.....	46
IV.6	Paramètre du spectre de réponse donné par le RPA99/2003.....	46
IV.7	Paramètres des rotules plastiques des poutres.....	47
IV.8	Introduction des rotules plastiques des poutres.....	48
IV.9	Paramètres des rotules plastiques des poteaux.....	48
IV.10	Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	49
IV.11	Définition de chargement de l'analyse Push-over sous charges gravitaires.	50
IV.12	Définition du chargement de l'analyse Push-over sens (x).....	50
IV.13	Définition du chargement de l'analyse Push-over sens (y)	51
IV.14	Loi de comportement et niveaux de dommages.....	52
IV.15	Vue en 3D du bâtiment étudié.....	53
IV.16	Déplacements inter-étages suivant le sens (x).	56
IV.17	Déplacements inter-étages suivant le sens (y).	56
IV.18	Courbe de capacité sens (x).....	57
IV.19	Courbe de capacité sens (y).....	57
IV.20	Formation des rotules plastiques sens (x).....	58
IV.21	Formation des rotules plastique Sens(y).....	58
V.1	Vue en plan et en 3D de la variante (1).....	62
V.2	Vue en plan et en 3D de la variante (2).....	62
V.3	Vue en plan et en 3D de la variante (3).....	63
V.4	Vue en plan et en 3D de la variante (4).....	63
V.5	Vue en 3D de la Variante (1)	64
V.6	Déplacements inter étages suivant le sens (x)	66
V.7	Déplacements inter étages suivant le sens (y)	66
V.8	Courbe de capacité sens (x).....	66
V.9	Courbe de capacité sens (y).....	67
V.10	Formation des rotules plastique sens (x).....	68
V.11	Formation des rotules plastique sens (y).....	69
V.12	Vue en 3D de la Variante (2).....	70
V.13	Déplacements inter-étages suivant le sens	71

	(x).....	
V.14	Déplacements inter-étages suivant le sens (y).....	72
V.15	Courbe de capacité sens (x).....	72
V.16	Courbe de capacité sens (y).....	73
V.17	Formation des rotules plastique sens (x).....	74
V.18	Formation des rotules plastique sens (y).....	75
V.19	Vue en 3D de la Variante (3).....	76
V.20	Déplacements inter étages suivant le sens (x)	77
V.21	Déplacements inter étages suivant le sens (y)	78
V.22	Courbe de capacité sens (x).....	78
V.23	Courbe de capacité sens (y).....	79
V.24	Formation des rotules plastique sens (x).....	80
V.25	Formation des rotules plastique sens (y).....	81
V.26	Vue en 3D de la Variante (4).....	83
V.27	Déplacements inter étages suivant le sens (x)	84
V.28	Déplacements inter étages suivant le sens (y)	85
V.29	Courbe de capacité sens (x).....	85
V.30	Courbe de capacité sens (y).....	86
V.31	Formation des rotules plastique sens (x).....	87
V.32	Formation des rotules plastique sens (y).....	88
VI.1	Histogramme récapitulatif des périodes.....	91
VI.2	Histogramme comparative de L'effort tranchant à la base.....	92
VI.3	Déplacements latéraux inter-étages suivant le sens (x).....	92
VI.4	Déplacements latéraux inter-étages suivant le sens (y).....	93
VI.5	Déplacements plastiques (inter-étages) suivant le sens (x).....	93
VI.6	Déplacements plastiques (inter-étages) suivant le sens (y).....	94
VI.7	Courbes de capacité « Push X ».....	94
VI.8	Courbes de capacité « Push Y ».....	95
VI.9	Raideur initial des différentes variantes.....	96
VI.10	Capacité de résistance de différentes variantes.....	97

Liste des tableaux :

III.1	Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	25
III.2	Charge permanente de plancher terrasse	30
III.3	Charge permanente des planchers étages courants.....	31
III.4	Charge permanente de plancher RDC.....	31
III.5	Charge permanente des murs extérieurs.....	31
III.6	Évaluation des charges d'exploitations.....	34
III.7	Récapitulation des charges permanentes (G) et charges d'exploitations (Q)..	34
III.8	Inertie massique des différents niveaux.....	41
IV.1	Les déplacements inter-étages du bâtiment existant.....	55
V.1	Vérifications de la variante (1).....	65
V.2	Déplacements de la variante (1).....	65
V.3	Vérifications de la variante (2).....	71
V.4	Déplacements de la variante (2).....	76
V.5	Vérifications de la variante (3).....	77
V.6	Déplacements de la variante (3).....	83
V.7	Vérifications de la variante (4).....	84
V.8	Déplacements de la variante (4).....	94
VI.1	Résultats de l'analyse pushover sens (x).....	95
VI.2	Résultats de l'analyse pushover sens (y).....	96
VI.3	Rotules plastiques des différentes variantes suivant le sens (x).....	97
VI.4	Rotules plastiques des différentes variantes suivant le sens (y).....	98

Résumé :

Le contreventement est l'ensemble des éléments d'une construction assurant la stabilité et la rigidité du bâtiment vis-à-vis des forces engendrées par les secousses sismiques, En effet, dans un bâtiment, il faut vérifier que tous les éléments de contreventement puissent transmettre les contraintes exercées par le séisme vers le sol.

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure

Cependant dans le code parasismique algérien RPA99/ version 2003 aucun article n'est relatif a ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment.

L'objectif assigné à cette étude est de proposer aux concepteurs de structures mixtes une méthode, qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles en évaluant l'influence des murs voiles sur le comportement global de la structure selon plusieurs variantes de disposition.

Dans ce travail, nous avons modélisé un bâtiment en (R+4) par le logiciel SAP 2000 V14, une modélisation linéaire et non linéaire a été effectué afin d'estimer les niveaux d'endommagement des différents éléments (Poteaux et Poutres).

Après cette étude, nous avons proposé plusieurs dispositions de murs voiles a traité, et nous avons étudié l'influence de la disposition des voiles sur le comportement linéaire (La période, effort tranchant a la base) et non linéaire (courbe de capacité et délocalisation des rotules plastique) du bâtiment étudié.

Mots clés: Disposition des voiles, push-over, capacité, ruine, rigidité, déplacements, rotule plastique.

Abstract:

In the wind bracing is the whole of the elements of a construction ensuring stability and the rigidity of the building with respect to the forces generated by the earth tremors, indeed, in a building, it should be checked that all the elements of wind-bracing can transmit the constraint exerted by the earthquake towards the ground. The provision of the veils in the mixed structures is essential to have an adequate design and a good structural behavior.

A good provision of the veil makes it possible to have an optimal exploitation of the rigidity of the structure. However in parasismic code Algerian RPA99/Version 2003 no article is relative has this parameter, which pushes the originators of the mixed structures to try in a systematic way to lay out the veils on the periphery of the building.

The aim of this study to propose to the originators of mixed structures a method, which makes it possible to search the optimal provision of the veil by evaluating the influence of the walls veils on the total behavior of the structure according to several alternatives of provision.

In this work, we modeled a building in (R+4) by the software SAP2000/V14, a linear and non linear modeling was carried out in order to estimate the levels of damage of the various elements (columns and beams).

After this study, we proposed several provisions of walls veils treated, and we have to study the influence of the provision of the veils on the linear behavior (the period, shearing action has the base) and non linear (curve of capacity and plastic delocalization of the kneecaps) of the building to study.

Keyword: provision of the veil, Push-over, capacity, ruin, rigidity, displacements, plastic kneecap.

المخلص:

التدعيم هو مجموعة من عناصر البناء المستعملة لضمان الاستقرار والصلابة للبناء لمقاومة القوى التي تولدها الهزات الزلزالية. في المباني، يجب التحقق من أن جميع العناصر لها القدرة على نقل الضغوط الناتجة من الزلزال إلى الأرض.

توزيع التدعيم في المنشآت المختلفة ضروري لتصميم سليم. الترتيب السليم للجدران الداعمة ينتج عنها الاستخدام الأمثل لصلابة الهيكل.

في هذا العمل قمنا بدراسة عمارة من خرسانة مسلحة من خمس طوابق باستعمال «SAP2000 V14» بحيث جاءت هذه الدراسة (الخطية وغير الخطية) بعد تقرير مستويات الضرر لمختلف العناصر (الروافد والأعمدة). وبعد هذه الدراسة اقترحنا مواضع مختلفة للجدران الداعمة للدراسة. وقمنا بدراسة تأثير هذه المواضع على سلوكيات العمارة المدروسة الخطية (الدور، القص في الأساس) وغير الخطية (منحنى القدرة وتغيير موقع الوصلات البلاستيكية).

الكلمات المفتاحية: الجدران الداعمة، منحنى القدرة، التحليل التدريجي، الخرسانة المسلحة، القدرة، جدار التدعيم.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Dans le passé, les structures relativement flexibles à base de portiques ou de cadres étaient censées se comporter mieux sous chargement sismique, dû au fait qu'elles attirent, généralement, des forces sismiques moins intenses. Cependant, les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur des éléments non structuraux. De plus, les demandes excessives de ductilité et les effets de deuxième ordre générés par les grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventement) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions à cadres ou portiques :

- ✓ grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux, dont la valeur dépasse généralement les deux tiers de celle de l'ensemble du bâtiment.

lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

- ✓ L'utilisation du système constructif à voile peut apporter aussi des avantages économiques:
- ✓ la masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- ✓ Une construction à voiles en béton armé est souvent plus économique qu'une construction à poteaux et poutres, puisque les murs remplacent à la fois les poteaux, les poutres et les cloisons, et on économise ainsi les aciers.

2. Problématique

Le contreventement est l'ensemble des dispositifs permettant d'assurer la stabilité d'un ouvrage vis-à-vis des sollicitations horizontales. C'est un élément essentiel dans la conception d'un ouvrage. La compréhension du phénomène et des problématiques liées est un préalable nécessaire pour sa conception et son dimensionnement. Etudions, pour cela :

- ✓ La disposition des voiles influence-t-elle sur le comportement global du bâtiment ?
- ✓ Le nombre des murs voiles influence-t-il sur la capacité du bâtiment ?
- ✓ Comment influence ces critères sur le comportement linéaire et non linéaire de la structure ?

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une structure située à Boumerdes (zone III), comportant 4 étages avec un RDC à usage commercial et un vide sanitaire.

ORGANISATION DU MEMOIRE :

Pour atteindre l'objectif prédéfini, notre travail comprend des chapitres organisés comme suit :

- ✓ Le Premier chapitre consiste a une généralité sur les voiles ;
- ✓ Le deuxième chapitre représente une description sur la méthode Push-over ;
- ✓ Le troisième chapitre comporte la présentation et le dimensionnement de l'ouvrage ;
- ✓ Le quatrième chapitre portera les Différentes étapes de modélisation linéaire élastique et non linéaire plastique avec le logiciel SAP 2000/14 et une modélisation du bâtiment existant ;
- ✓ Le cinquième chapitre portera sur l'étude dynamique des différentes variantes de la structure, et la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations;
- ✓ Le sixième chapitre comprend une étude comparative entre les différentes variantes.

Et nous terminons ce travail par une conclusion générale et les éventuelles recommandations et perspectives.

***Chapitre I : Recherche
bibliographique sur les voiles***

I.1 Introduction :

En génie civil, le contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée; ou par des treillis en bois ou en acier. Un contreventement est particulièrement utilisé dans la création d'une ossature ou d'une structure d'un bâtiment ou d'une charpente métallique.

I.3 Principe: [1]

Tous les niveaux d'une structure doivent être contreventés, y compris le niveau des combles. Une construction parasismique devrait comporter au moins deux éléments de contreventement par niveau dans chaque direction principale. Il est cependant préférable d'utiliser un nombre d'éléments plus élevé afin de mieux répartir les charges horizontales. La redondance devient une nécessité dans le cas des bâtiments de grandes dimensions horizontales.

Concevoir un contreventement conformément aux lois de la statique ne suffit pas pour assurer à la construction un bon comportement sous charges dynamiques. Afin d'optimiser ce comportement, les principes suivants devraient être respectés:

Conférer à la construction sensiblement la même rigidité dans les directions transversale et longitudinale. La faiblesse du contreventement longitudinal, observée souvent dans les immeubles-barres en raison d'une faible exposition au vent dans cette direction, peut donner lieu à des dommages graves en cas de séisme (Figure I.1);



Figure I.1: Contreventement longitudinal insuffisant.

Éloigner au maximum les uns des autres les éléments de contreventement parallèles (Figure I.2). Afin de leur conférer une bonne résistance à la torsion, l'Eurocode8 [2] demande pour les bâtiments simples dispensés de la vérification de sécurité par le calcul, que les deux murs par direction exigés comme minimum soient séparés d'une distance d d'au moins $3/4$ de la longueur du bâtiment dans l'autre direction. Le danger de torsion est rarement entièrement absent. IL est donc souhaitable de placer le contreventement en façade ou près des façades.

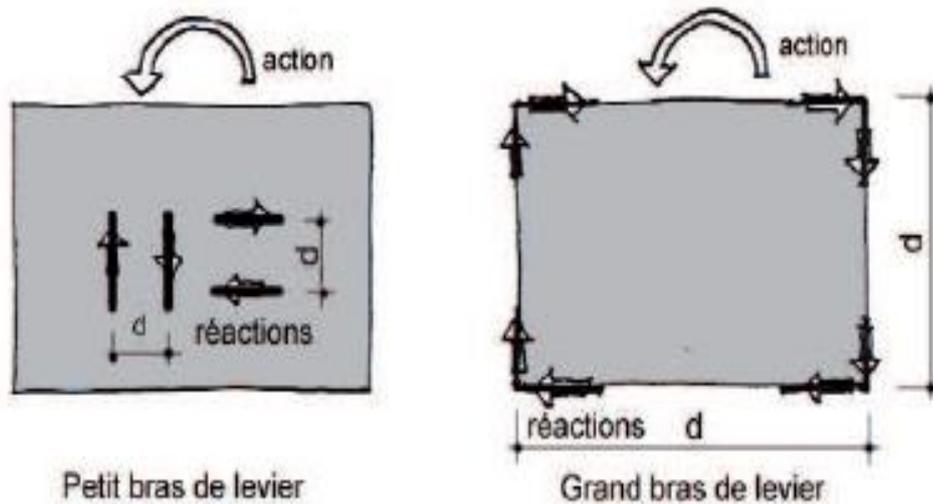


Figure I.2: Une grande distance entre éléments de contreventement parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier « d » important dans le plan horizontal.

Maximiser la largeur des éléments de contreventement. Les éléments étroits sont soumis à des efforts élevés et subissent des déformations importantes. Pour atteindre une grande largeur, le contreventement peut éventuellement courir sur plusieurs travées (Figure I.3). La solution la plus efficace consiste à utiliser la totalité des façades en tant qu'élément de contreventement (Figure I.4.a). Si le contreventement ne peut occuper qu'une partie des façades, il est souhaitable de le placer dans les angles (Figure I.4.b)



Figure I.3: Palées de stabilité courant sur plusieurs travées, ce qui permet d'obtenir une largeur importante.



Photo a

photo b

Figure I.4 : Contreventement en façade : solution favorable.

Superposer les éléments de contreventement des différents étages afin de former des consoles verticales. Dans tous les cas, le contreventement doit conférer aux différents niveaux une rigidité comparable. Par conséquent, sauf cas particuliers, ni leur nombre, ni leur nature ne devraient varier sensiblement d'un niveau à l'autre. Toutefois, la rigidité peut également être décroissante vers les niveaux supérieurs. Dans ce cas, il est souhaitable que la différence de rigidité horizontale entre deux niveaux successifs

Ne dépasse pas 20 %. Lorsque les éléments triangulés courent sur plusieurs niveaux (Figure I.5), ils doivent être fixés aux planchers de tous les étages ;



Figure I.5 : Diagonales courant sur plusieurs niveaux. Elles doivent être fixées à tous les planchers.

Sur un même niveau, les éléments de contreventement devraient être de même type afin de présenter le même comportement dynamique (voir figure I.6).

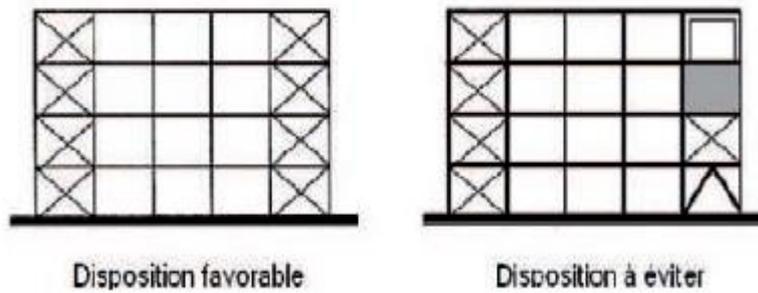


Figure I.6 : Les éléments de contreventement devraient être de même type sur un même niveau

I.4 Objectifs de contreventement: [3]

L'objectif principal du contreventement est :

- D'assurer la stabilité latérale de la structure dans son ensemble. Il doit donc s'opposer à toutes les charges horizontales, par exemple le vent, les déformations imposées, le séisme et les effets des imperfections sur le contreventement. Pour une ossature rigide, le contreventement doit être en plus suffisamment indéformable pour que l'on puisse négliger, dans l'analyse, les effets du second ordre.
- Réduire l'irrégularité des bâtiments : En disposant des contreventements à des endroits bien choisis, on peut diminuer considérablement la torsion du bâtiment en cas du séisme. On répartit également mieux les efforts horizontaux à reprendre.
- Augmenter la résistance globale du bâtiment : En augmentant le contreventement, on augmente l'effort horizontal qui peut être repris par la structure dans désordre ; néanmoins cette opération alourdit le bâtiment et il faut vérifier la structure en conséquence. Enfin, les nouveaux contreventements transmettent des efforts à des endroits qui n'étaient pas sollicités, ou moins. En particulier le taux de travail des fondations risque d'augmenter et des efforts perpendiculaires aux façades peuvent apparaître. Ce sont des points à vérifier.



Figure I.7: Effondrement total des constructions non ou mal contreventées (Séisme de Boumerdes 2003). [4]

I.5 Les différents types de contreventements :

Parmi les principaux systèmes de contreventement, on peut citer :

- Portiques constitués de poteaux et de poutres (les cadres);
- Refends (voiles) ;
- Palées de contreventement.

I.6 Contreventement par voiles :

I.6.1 Définition :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Dans le passé, les structures relativement flexibles à base de portiques étaient censées se comporter mieux sous chargement sismique, dû au fait qu'elles attirent, généralement, des forces sismiques moins intenses. Cependant, les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs (déplacements inter-étages) et par conséquent des dommages sévères sur des éléments non structuraux. De plus, les demandes excessives de ductilité et les effets de deuxième ordre générés par les grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

L'expression "mur voile" veut dire construire des murs de grande portée en béton armé dans le but d'assurer le contreventement d'une structure donnée, donc pour la rigidifier et assurer sa stabilité vis-à-vis des charges horizontales ce qui conduit à les transmettre jusqu'au sol et ces murs voiles doivent respecter certaines conditions qui sont les suivantes :

- Trois éléments verticaux (au minimum) par niveau ;
- Les plus larges possibles ;
- Disposés en façade ou près de la façade ;
- Disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau. [6]

I.6.2 Le rôle :

- reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers
- participer au contreventement
- assurer une protection contre l'incendie
- assurer une isolation acoustique

I.6.3 Emploi :

- en façade
- en pignons
- à l'intérieur (mur de refends)

I.6.4 Armatures :

Les voiles intérieurs ne comportent que des armatures de renfort « mur non armé »

I.7 Choix du type de mur :

- constructions situées à l'intérieur des grands centres urbains (villes ou la moitié au moins des bâtiments ont plus des quatre niveaux) ;
- construction situées dans les villes et moyennes ou a la périphérie des grands centres urbains ;
- construction isolées en race campagne ;
- construction isolées en bord de mer ou situées dans les villes cotières, si construction non abritées et situées a une distance du littorale ;
- au moins égales à 15 fois la hauteur réelle du bâtiment
- pouvant atteindre 5 à 10 km, dans les zone ou régions particulièrement exposées.

I.8 : Types de mur voile :

Le contreventement par voiles peut être Interne : refends internes, cage escaliers, noyau central

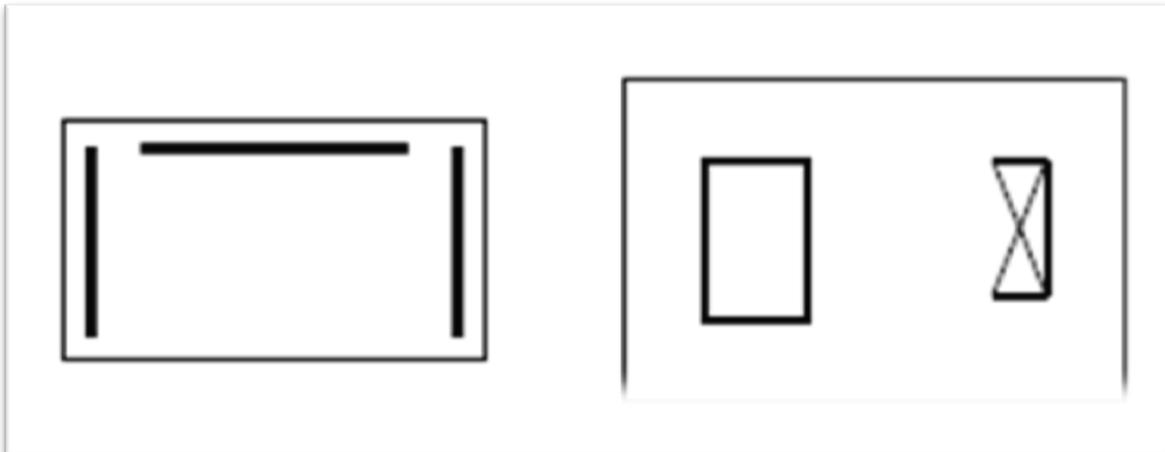


Figure I.8 : Voiles intérieures cages d'escalier, d'ascenseur, noyau central ; Externe : Voiles de façades (Pignon)



Figure I.9 : A) Voiles de pignon – coupe horizontale.

B) Contreventement en X.



Figure I.10 : Bâtiment avec murs voiles (CFCL Tiaret).

On peut considérer deux types de voiles

1. Voiles simples rectangulaires (droit ou en I) d'épaisseurs e et de hauteur h
2. Refends composés de plusieurs voiles simples en forme de T U L H Z assemblés de façon à former un ensemble rigide.



Figure I.11 : Formes de voiles.

Remarque : la rigidité à la torsion augmente dans le sens de la flèche.

I.9 : Contreventement par éléments ne présentant pas de rigidité à la torsion :

I.9.1 : Contreventement par refends parallèles (une seule direction) :

Modélisation du problème : Deux refends internes

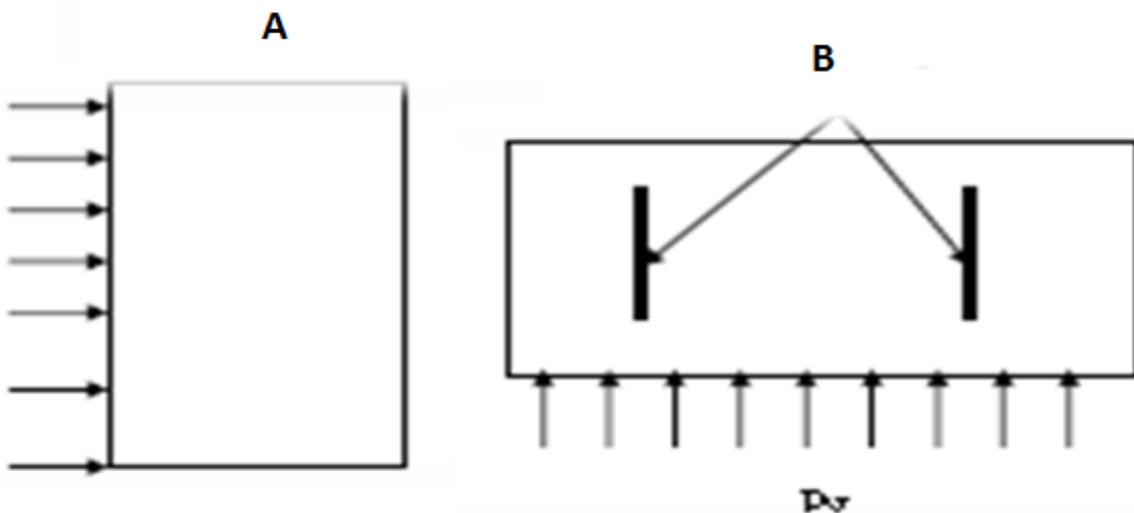


Figure I.12 : A) Coupe longitudinale d'un bâtiment sous l'effet du vent, B) Coupe transversale.

Ce cas se rencontre fréquemment dans les bâtiments d'habitation d'une dizaine étages. Le déplacement de l'ensemble est constitué d'une rotation et d'une translation si la force extérieure w n'est pas appliquée à une demi-distance des 2 voiles :

- On peut négliger la rigidité à la torsion des voiles.

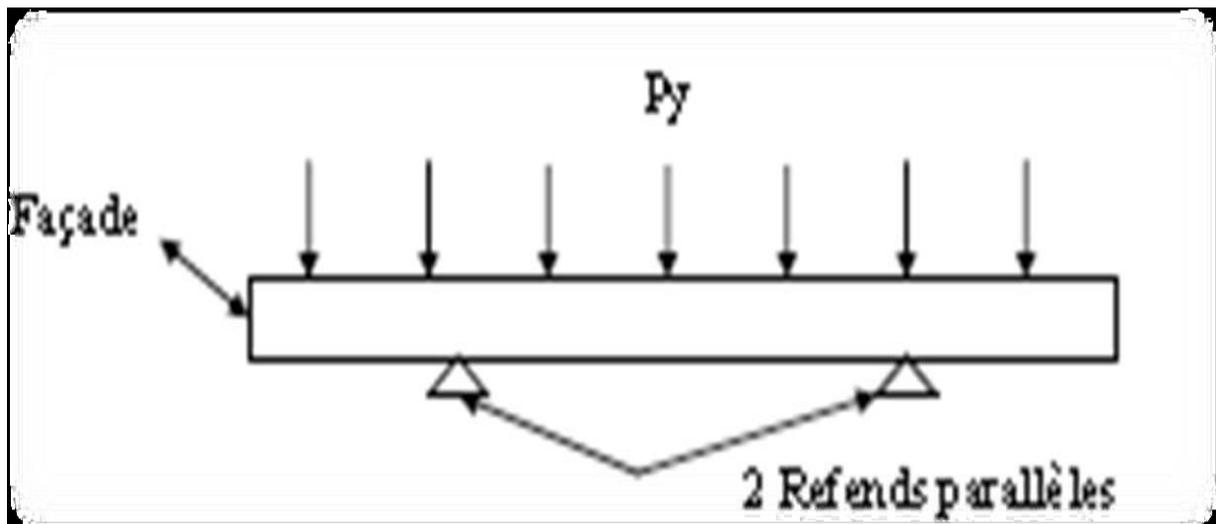


Figure I.13 : Façade soumise à une charge uniforme de vent et appuyée sur deux refends.

Etude de cas :

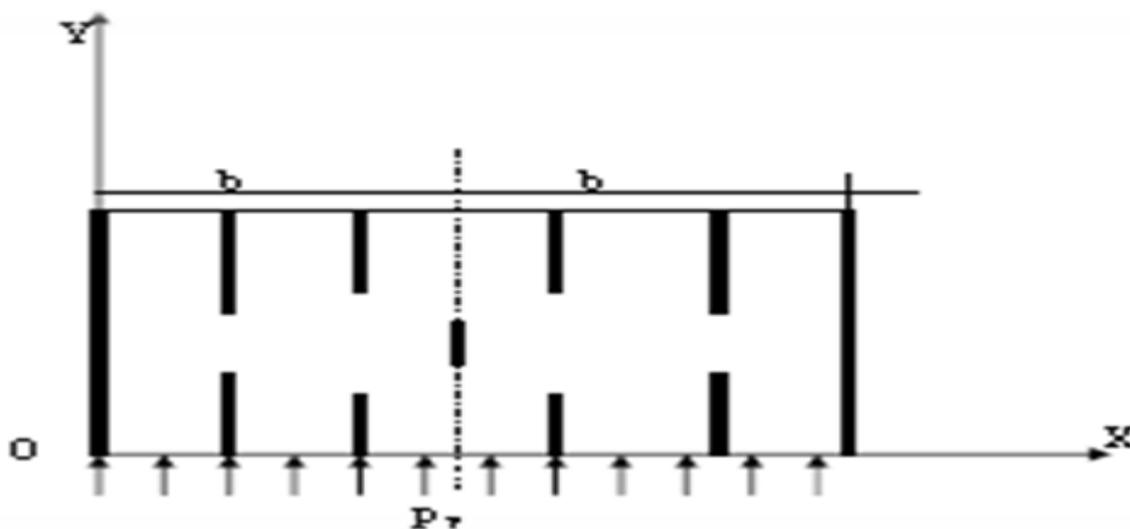


Figure I.14 : Contreventement par refends parallèles.

Soient n voiles parallèles d'inertie I_i . Chaque voile a son axe situé à une distance donnée par rapport à un repère $O_{x,y}$.

Soit l'abscisse x_i , l'abscisse de la force extérieure P_y , pour un effort P_y parallèle à O_y , le déplacement du plancher en un point donné peut se décomposer en une translation parallèle à O_y et une rotation autour du point O . On cherche la répartition des efforts créés par la charge horizontale $p_y(z)$ entre les différents refends.

$P_y(z)$: la charge horizontale P est dirigée dans la direction de O_y à un z donné. L'étude est menée en modèle continu avec les hypothèses particulières suivantes :

Les refends sont d'inertie constante et sont encastés à la base dans une fondation rigide (Présence d'encastrement parfaits).

- Les refends ne se déforment pas en distorsion.
- La rigidité à la torsion pure des refends est négligeable.

I.10 : Contreventements par noyaux :

I.10.1 : Définition :

Plus on s'éloigne des refends simples plus on se retrouve avec des éléments présentant une résistance à la torsion importante (la forme en L, en U, etc). Généralement dans les bâtiments, les éléments qui présentent une résistance à la torsion importante c'est les cages d'ascenseur et les cages d'escaliers. Du fait de la torsion du bâtiment, chaque plancher d'étage

subit une rotation dans le plan horizontal, qui provoque la mise en flexion des voiles (particulièrement des voiles périphériques) autour de la zone centrale du bâtiment.

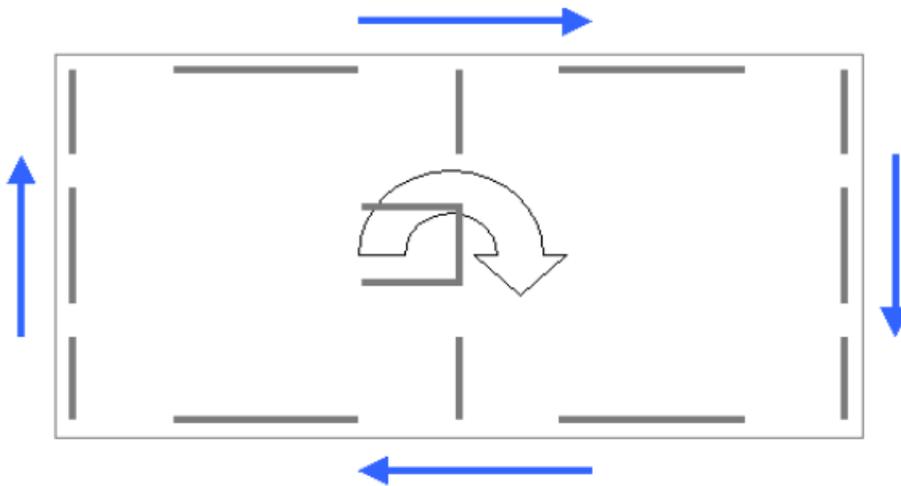


Figure I.15: Contreventements par noyaux.

Lorsque ce voile est soumis à une torsion, ses panneaux constitutifs fléchissent : le voile oppose ainsi une résistance propre à la torsion, due à la flexion de ses panneaux constitutifs.

Cette résistance propre à la torsion est renforcée par le fait que les panneaux du voile sont liaisonnés entre eux à leurs extrémités : ils s'appuient les uns sur les autres dans leur mouvement de flexion.

***Chapitre II : Aperçu sur la
méthode statique non linéaire
(Push-over)***

II.1 Introduction :

En général, le risque sismique se caractérise par sa variation dans le temps et dans l'espace, il est fonction non seulement de la zone de sismicité mais aussi de la densité de la population, du niveau du développement économique et des moyens mis en œuvre pour résister à une crise post-sismique. Naturellement, la catastrophe sera d'autant plus grande quelle séisme soit plus ou moins proche d'un centre urbain, ou bien que son intensité soit plus ou moins importante, tout comme la densité de la population et le niveau social de la ville. Cela représente donc plusieurs facteurs à considérer.

Les mesures de prévention contre les effets d'un possible désastre sismique doivent être prises en considération de la part des collectivités territoriales ou locales. Ces mesures auraient pour objectif la réduction du risque sismique, et empêcher un impact négatif qu'aurait un tremblement de terre sur le développement économique.

Tous les centres urbains situés dans des zones de sismicité importante sont sujets à de tels risques en cas d'un séisme. La connaissance de ces risques est primordiale à l'heure d'établir un plan d'urgence. C'est pourquoi la vulnérabilité sismique des bâtiments existants joue un rôle important puisque c'est à partir de cette étude que des mesures et un plan d'urgence pourraient être établis. Une étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments doit permettre l'évaluation de la vulnérabilité intrinsèque de la résistance des bâtiments mais aussi doit permettre d'estimer l'impact qu'aurait la dégradation de tel ou tel bâtiment si celui-ci fait parti des bâtiments dits « stratégiques ».

II.2 Définition :

L'analyse en poussée progressive (push-over) est une analyse statique non linéaire. Elle est exécutée en imposant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de structure, croissantes de façon monotone jusqu'à l'état limite ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse.

L'analyser push-over est appliquée pour vérifier la performance sismique des structures, en particulier pour :

- Evaluer les mécanismes plastiques attendus et les dommages en déterminant la formation et la distribution des rotules plastiques successives conduisant à un mécanisme de ruine ;
- Evaluer les forces et les déplacements post-élastiques de la structure ;
- Evaluer la performance sismique des structures existantes ou renforcées.

Le résultat de l'analyse push-over est une courbe de "capacité" de la structure (appelée aussi courbe push-over), qui donne une relation graphique entre l'effort tranchant à la base (V) et le déplacement de contrôle (d) au sommet de la structure (Voir Figure II.1). [6]

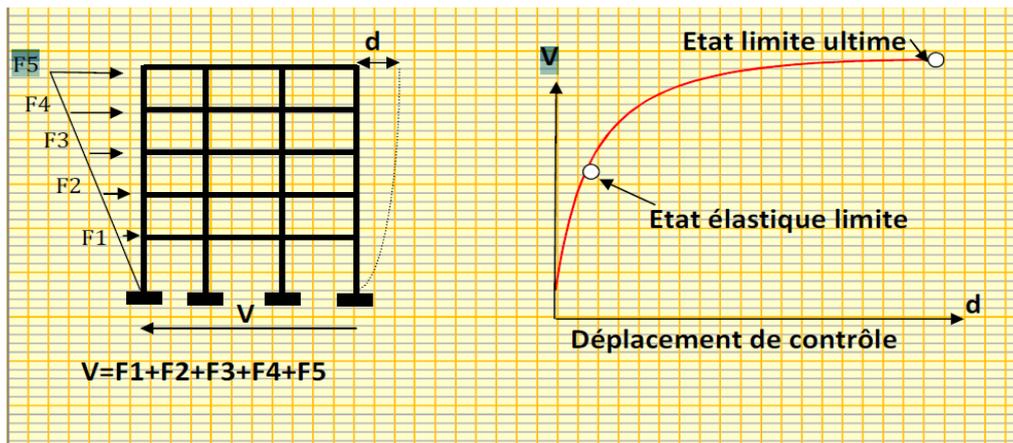


Figure II.1 : Courbe de capacité de la structure.

II.3 Origine de l'analyse push-over :

L'analyse statique push-over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (1SDL) au lieu d'un système à plusieurs degrés de liberté (SPDL), ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

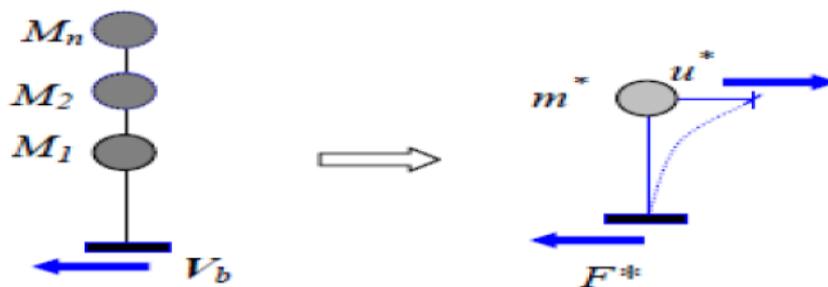


Figure II.2 : Le passage d'SPDL vers un système à 1SDL.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulée à un système linéaire. [7]

II.4 Objectifs d'une analyse Push-over :

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

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

- Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses ;

- 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 ;
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points faibles des structures ;
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement ;
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception ;
- 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-étages qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement. [7]

II.5 Description de l'analyse :

La méthode d'analyse Push-over est une méthode qui dans laquelle la structure soumise à des forces latérales augmente de façon monotone avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement prédéterminé soit atteint.

L'analyse statique non linéaire Push-over se compose d'une série d'analyses élastiques séquentielles, superposées se rapprochant d'une courbe qui donne une force en fonction du déplacement global de la structure.

Le modèle de charge latérale prédéfini est distribué, d'abord sur la hauteur du bâtiment et il est ensuite appliqué. Les forces latérales sont augmentées jusqu'à une certaine performance.

Le modèle structurel est modifié en tenant en compte de la rigidité réduite des éléments, et les forces latérales sont augmentées jusqu'à ce qu'on a atteint la performance supplémentaire des éléments ou la structure devient instable. Le déplacement de terrasse est tracé avec l'effort tranchant à la base pour obtenir globalement la courbe de la capacité (Voir figure II-3). [8]

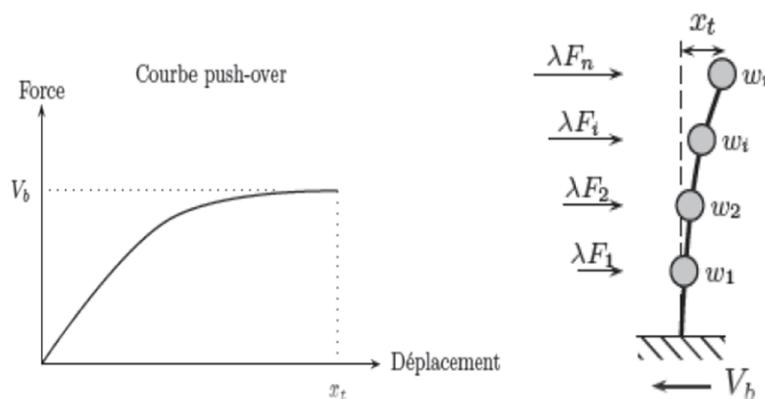


Figure II.3 : Diagramme de Capacité (Push-over).

L'analyse Push-over peut être exécutée autant que contrôle de la force ainsi que du déplacement. Dans la procédure de Push-over pour contrôler la force, les combinaisons de chargements sont appliquées lorsque la charge est connue (comme le chargement de la gravité). En outre, cette force pose certains problèmes numériques qui affectent la précision des résultats qui se produisent, car le déplacement cible peut être associé à une très petite valeur positive ou même une raideur latérale négative en raison du développement des mécanismes et des effets P-delta. [8]

II.6 Procédure d'analyse par la méthode Push-over :

L'analyse par la méthode de Push-over peut être réalisée par le contrôle la force ou du déplacement en fonction de la nature de la charge réelle et du comportement prévu de la structure. La première option, contrôle la force, est utile lorsque la charge est connue (comme le chargement gravitaire) et on s'attend à ce que la structure puisse résister à cette charge. La deuxième procédure, contrôle du déplacement, doit être utilisée dans le cas du chargement sismique, où l'importance de la charge appliquée n'est pas connue à l'avance, ou lorsque la structure peut être prévue pour perdre sa résistance ou devient instable.

Certains programmes informatiques : DRAIN-2DX [9] version non linéaire, SAP2000 [10], ANSYS [11], permettent de modéliser le comportement non linéaire et effectuer des analyses par la méthode Push-over directement pour obtenir la courbe de capacité pour les modèles 2D ou 3D. Quand de tels programmes ne sont pas disponibles ou que les programmes informatiques disponibles ne pourraient pas effectuer une analyse par la méthode Push-over directement, une série d'analyses élastiques séquentielles est effectuée afin de déterminer la courbe globale force-déplacement de la structure. Une analyse par la méthode Push-over de contrôler le déplacement est essentiellement composé des étapes suivantes :

1. création du modèle qui représente le comportement structural global ;
2. Des diagrammes bilinéaire ou tri-linéaire de charge-déformation de tous les éléments importants qui influent sur la réponse latérale sont définis ;
3. Charges par gravité (composée des charges permanentes et des charges d'exploitations) est appliquées d'abord au modèle structurel ;
4. Un modèle prédéfini de charge latérale est alors appliquée ;
5. Les charges latérales sont augmentées jusqu'à une performance des éléments de sous effets combinés de la gravité et les charges latérales ;
6. L'effort de cisaillement à la base et le déplacement de la terrasse sont enregistrés ;
7. Le modèle structurel est modifié pour tenir compte la rigidité réduite des éléments ;
8. Un nouvel incrément de la charge latérale est appliqué au modèle structural modifié. On note qu'une analyse est effectuée sur le modèle de structure modifiée sous chaque incrémentation de chargement latérale. Ainsi, les forces d'éléments à la fin d'une analyse incrémentielle des charges latérales sont obtenues en additionnant les forces de l'analyse

actuelle à la somme de ceux des incréments précédents. En d'autres termes, les résultats de chaque analyse des charges latérales incrémentielles sont superposés ;

9. De même, l'incrément de la charge latérale et l'incrément de déplacement de la terrasse sont ajoutés à toutes les valeurs précédentes correspondantes pour obtenir les valeurs cumulées du cisaillement à la base et le déplacement de terrasse ;

10. Les étapes 7, 8 et 9 sont répétées jusqu'à ce que le déplacement de la terrasse atteigne un certain niveau de déformation ou la structure devienne instable ;

11. Le déplacement de la terrasse est tracé avec le cisaillement à la base pour la courbe globale de capacité (Push-over) de la structure. [8]

II.7 Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe. (Voir figure II.4). [6]

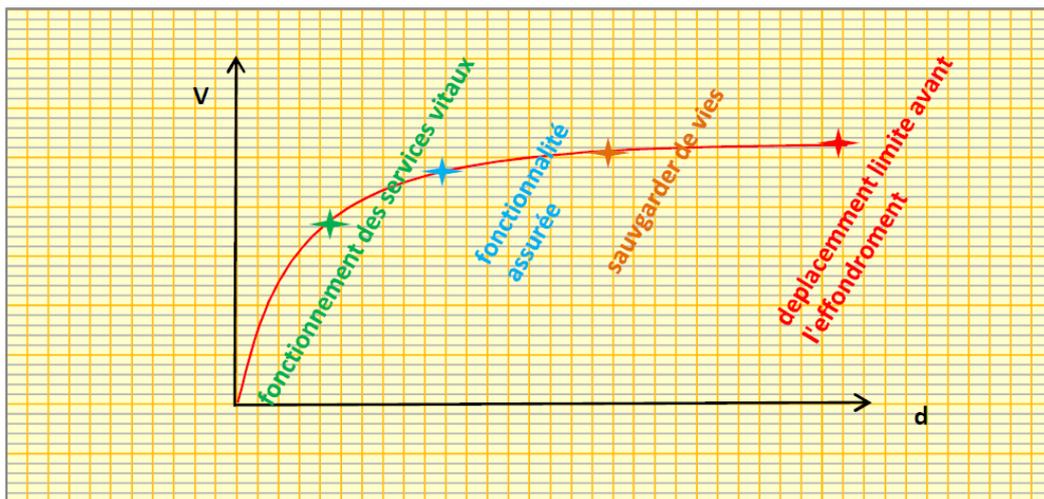


Figure II.4 : Différents degrés d'endommagement.

II.8 Point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des spectres de réponse en accélération ou en déplacement. Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités :

Réaction à la base / masse → accélération.

Déplacement / Facteur de participation modale → déplacement.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'EC8 [2] par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements

égaux. Le FEMA-356 [12], par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentants différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance» qui permet de faire plusieurs considérations concernant le comportement de la structure face au séisme.

Selon les indications de l'EC 8 [2], le déplacement élastique d'une structure équivalente est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A), (Voir Figure. II.5). Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B. Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité.

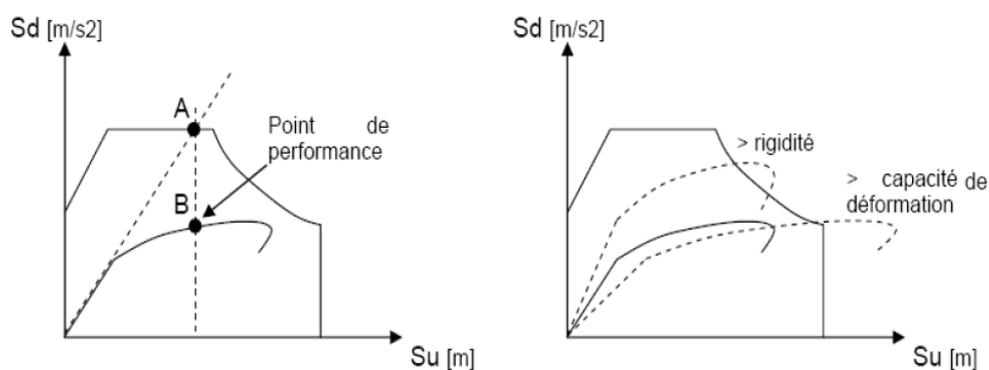


Figure II.5 : Point de performance selon l'EC 8 [2] et principe d'évaluation de la courbe de capacité.

Les normes américaines FEMA-356[12] prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis. Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure (rapport entre point D et point C). [6]

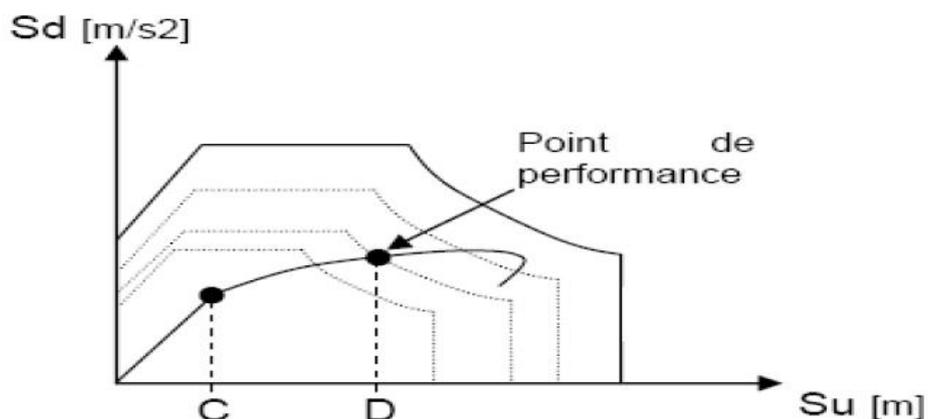


Figure II.6: Point de performance – principe de réduction du spectre.

II.9 Rotules plastiques :

Une Rotule plastique est la zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,...) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. On désigne par rotule plastique la dimension fictive qui permet le calcul simplifié des déformations d'un élément de construction en cours de plastification. Au-delà d'un seuil de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément. Toute rotule plastique est caractérisée par sa position, sa rotation et la valeur de la longueur plastique L_p qui dépend de plusieurs facteurs à savoir: le niveau de l'effort axial, le niveau de la contrainte de cisaillement dans les rotules plastiques, les propriétés mécaniques des armatures transversales et longitudinales, la résistance du béton et le confinement des sections surtout au niveau des zones plastiques. [7]

II.10 Rotules plastiques pour les sections en Béton :

Les caractéristiques des rotules définies par défaut pour des sections en béton sont basées sur les critères l'ATC-40[13] et FEMA-356[12] qui tiennent compte des paramètres fondamentaux du contrôle du comportement. Sur la base de ces paramètres, le moment $M3$ est attribué à toutes les poutres, et les rotules de type PMM sont attribuées à tous les poteaux. [8]

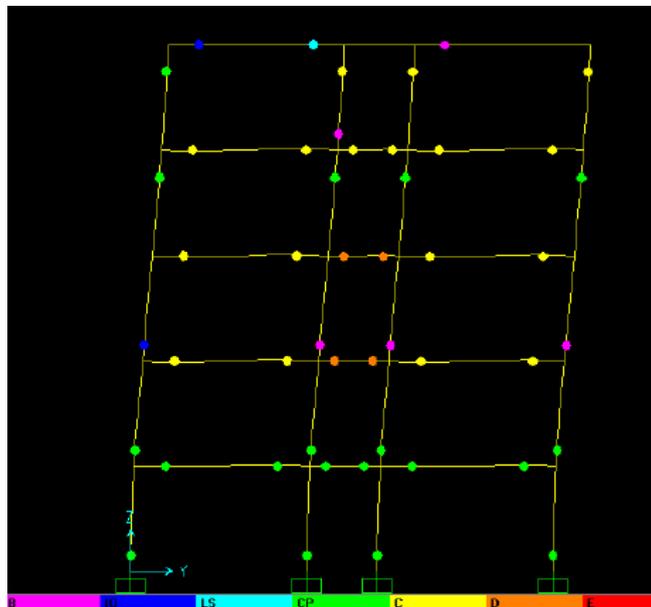


Figure II.7 : Formation des rotules plastiques.

II.11 Niveaux d'endommagement :

La (Figure II.8) montre les résultats de l'analyse push-over sous forme de courbe composée de trois niveaux pour définir l'état d'endommagement.

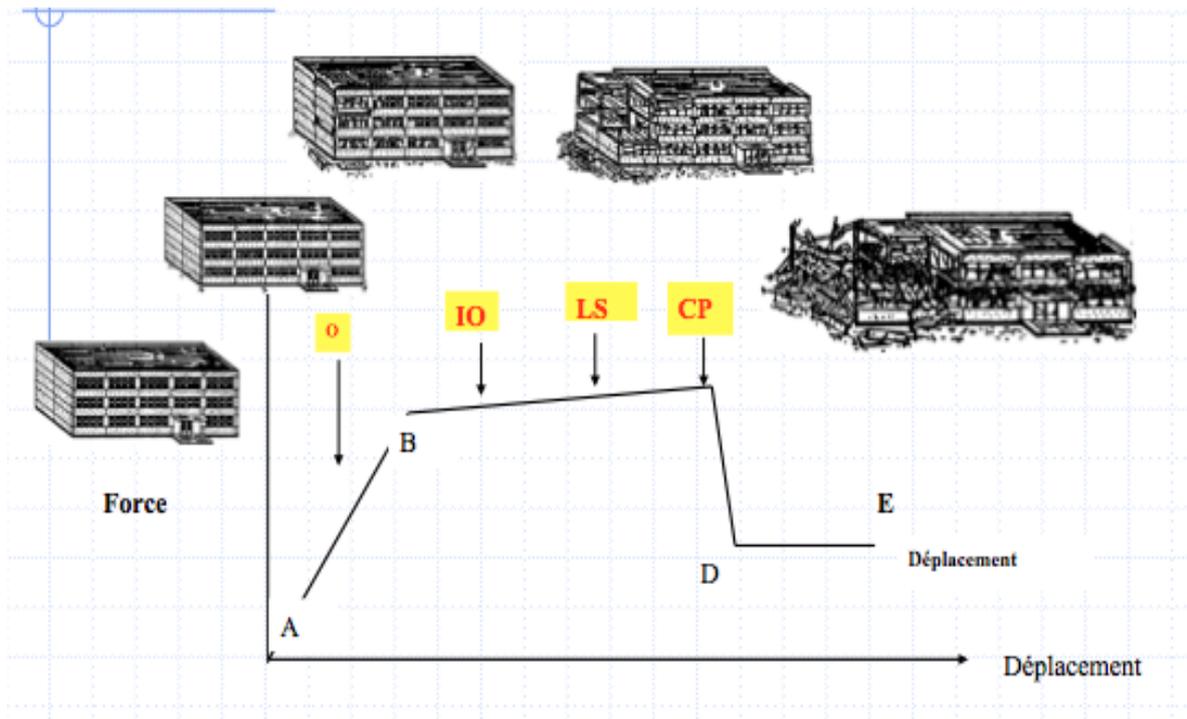


Figure II.8 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.

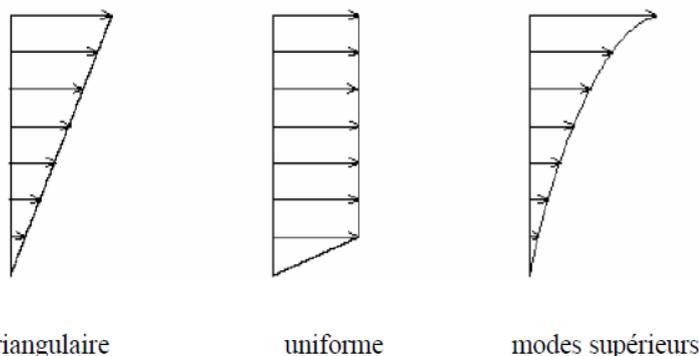
Immédiate occupancy (IO) : le premier niveau de dommages (Occupation immédiate) correspond à un niveau de performance de la structure.

- **Life Safety (LS) :** Le deuxième niveau de dommage (Sécurité de vie) correspond à un niveau de performance de la structure.

- **Collapse prévention (CP) :** Le troisième niveau de dommage (Prévention de ruine) correspond à un niveau de performance de la structure. [14]

II.12 Distribution verticales des charges horizontales :

Les charges horizontales doivent être appliquées suivant une distribution verticale approchant celle des forces d'inertie de la structure pendant un événement sismique. Cependant, à cause du changement de la rigidité de la structure et l'influence de ses différents modes propres de vibration pendant un séisme, la distribution des forces horizontales ne peut pas être clairement définies. [8]



Distribution triangulaire

uniforme

modes supérieurs

Figure II.9 : Distribution des forces horizontales associées à diverses déformées élasto-plastiques de la structure.

II.13 Définition de déplacement cible :

On définit un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme, de manière à associer les résultats de l'analyse Push-over, qui caractérise la capacité de déformation de la structure à la « demande de déformation » correspondant au déplacement cible. Le point de contrôle du déplacement peut être pris au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut. [15]

II.14 Conclusion :

La méthode d'analyse Push-over est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les codes des travaux de réhabilitation,

L'analyse Push-over permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, la prise en compte de l'interaction efforts tranchants-moment de flexion dans la définition des rotules plastiques, ainsi que la progression de la courbe globale de la capacité de la structure.

En fin, le calcul statique non linéaire est capable de fournir les informations nécessaires comme la ductilité globale, les limites élastiques et les limites plastiques.

***Chapitre III :
présentation et
dimensionnement de
l'ouvrage***

III.1: Présentation de l'ouvrage:

Le bâtiment étudié en béton armé en (R+4) irrégulier en plan à usage d'habitation avec un RDC à usage commercial, et d'un vide sanitaire, l'édifice est implanté dans la ville de Boumerdes cette région est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003) [16] comme zone de forte sismicité (zone III).

III.1.1: Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Longueur en plan	22,50 m
Largeur en plan	18,00 m
Hauteur du bâtiment	18,50 m (50 cm hauteur de l'acrotère)
Hauteur du RDC	4,00 m
Hauteur des étages courants	3,30 m
Hauteur de vide sanitaire	0,8 m

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.

III.1.2 : Dimensions de la structure :

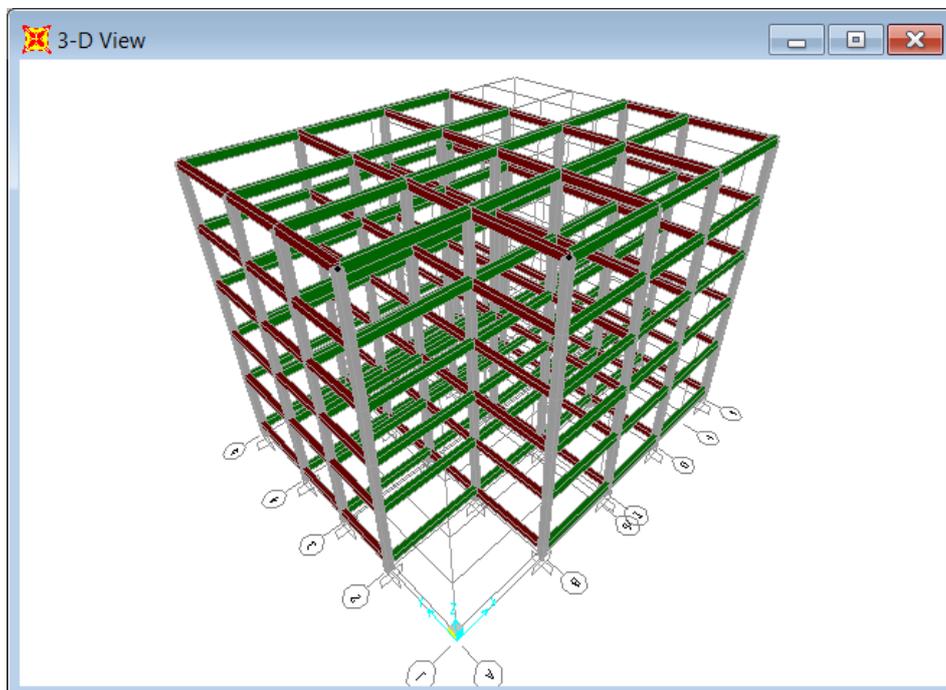


Figure III.1 : Vue en 3D du bâtiment.

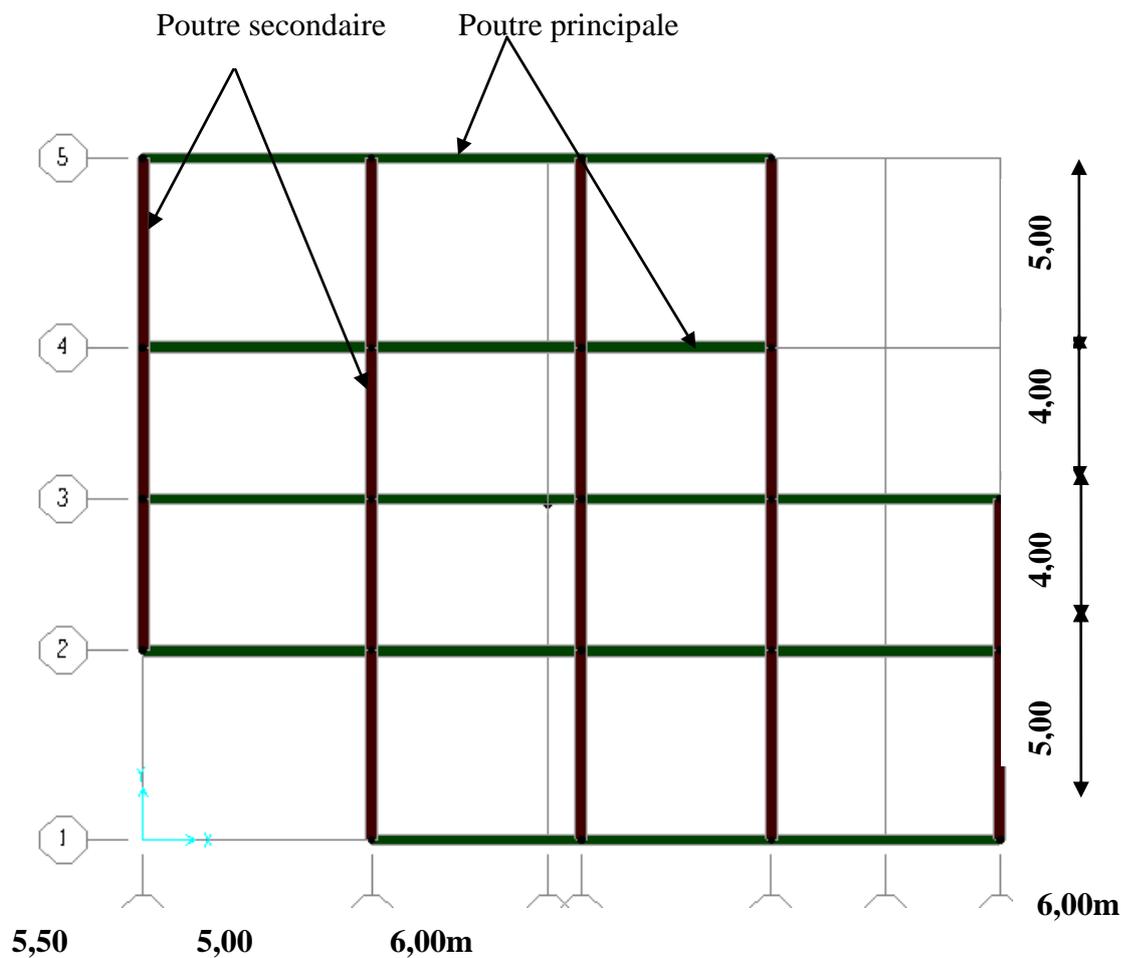


Figure III.2 : Vue en plan du bâtiment.

III.1.3 : Définition des éléments de l'ouvrage :

III.1.3.1 : Ossature :

La stabilité de la structure est assurée par des portiques en béton armé.

III.1.3.2 : Plancher :

Les planchers adoptés pour ce bâtiment sont des planchers à corps creux (20+4).

III.1.3.3 : Maçonneries :

- Les murs extérieurs sont en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5 cm ; les cloisons ont une épaisseur de 10 cm.
- Les murs intérieurs sont des cloisons de distribution en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.1.3.4 : Revêtement :

- Enduit en ciment pour le sous plafond.
- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et en plâtre pour les murs Intérieurs.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

III.2 : Caractéristiques géométriques du sol:

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble (S_3).

III.3 : caractéristiques des matériaux:

Notre bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de barres d'acier.

III.3.1 : Le béton :

On appelle béton une pâte malléable constituée par un mélange dans des proportions convenables de ciment, sable, granules et eau de gâchage. Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CEM I 32,5 (CPA325).

les compositions retenue par m^3 sont :

- 400 L.....de sable.
- 800 L.....de gravier.
- 175 L.....d'eau.

III.3.1.1 : Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour 28 jours $< j < 60$ jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$

Pour $j \geq 60$ jours, on prend $f_{cj} = 1,1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

III.3.1.2 : Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

III.3.2 : Déformation et contraintes de calcul:

Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

La contrainte du béton comprimé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas générale} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec:

ε_{bc} : Dé Avec:

ε_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles} \end{cases}$
formation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles} \end{cases}$

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

III.3.3 : Module d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée a la déformation relative, il est définissable que dans la phrase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations. le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} est donné par le CBA [17], comme suit :

$$\mathbf{E_{ij}} = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{soit donc} \quad \mathbf{E_{ij}} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

III.3.4 : coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

$\nu = 0,2$ pour le calcul de déformations à l'état limite de service (E.L.S).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à L'E.L.U.

III.3.5 : Caractéristiques mécaniques de l'acier :

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

III.4 : Pré dimensionnement des éléments de la structure :

III.4.1 : Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **B.A.E.L**

91,

CBA93 et R.P.A 99 V2003.

III.4.2 : Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur "e" faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et Supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

La détermination de la charge d'exploitation se fait suivant l'usage de l'étage :

- Terrasse inaccessible $Q= 1\text{KN/m}^2$
- Plancher étage habitation : $Q= 1.5\text{KN/m}^2$
- Plancher étage commerciale $Q=4\text{KN/m}^2$

Dans notre structure, on utilise un plancher à corps creux :



Figure III.3 : Plancher à corps creux (16+4) cm.

III.4 .2.1 : Détermination de l'épaisseur des planchers :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5}$$

L : La portée maximal entre nus d'appuis ;

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)] \Rightarrow L = \min[6,00 ; 5,00] \text{ m} = 5,00 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5} = \frac{500}{22,5} = 22.22 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{ épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

III.4.3 : Descente de charges des planchers

III.4.3.1: plancher terrasse :

Composants du plancher	Valeur (KN/m ²)
1. Etanchéité Multicouche (2 cm).	0,12
2. Isolation thermique en liège (2 ,5 cm)	0 ,3
3. protection en gravillon (5 cm)	1,00
4. forme de ponté en BA léger (10 cm)	2,00
5. Chappe flottante en asphalte (2.5 cm)	0,5
6. plancher à corps creux (20+4)	3,10
7. enduit en ciment (2 cm)	0,2
La charge permanente G_t	7,22 KN/m²
La surcharge d'exploitation Q_t	1,00 KN/m²

Tableau III.2: Charge permanente de plancher terrasse.

III.4.3.2 : plancher étages courants :

Plancher	valeur (KN/m ²)
Cloison en briques creuses (10 cm)	0,9
Revêtement en Carrelage (2cm)	0.4
Mortier de pose	0.4
Dalle à corps creux (ep = 20+4) cm	3,10
Enduit en plâtre (ep = 2 cm)	0,20
Sable pour mortier	0,34
La charge permanente G_t	$G_e = 5,34$ KN/m²
La surcharge d'exploitation Q_t	1 ,5 KN/m²

Tableau III.3 : Charge permanente des planchers étages courants.

III.4.3.3 : Plancher rez de chaussé a usage commercial :

Plancher	valeur (KN/m ²)
Cloison en briques creuses (10 cm)	0,9
Revêtement en Carrelage (2cm)	0,4
Mortier de pose	0,4
Dalle à corps creux (ep = 20+4) cm	3,10
Enduit en plâtre (ep = 2 cm)	0,20
Sable pour mortier	0,34
La charge permanente G_t	G_e =5,34 KN/m²
La surcharge d'exploitation Q_t	4,00 KN/m²

III.4.4 : Murs de façade extérieure :

Désignation de la charge	valeur (KN/m ²)
1 Enduit extérieur en ciment (e=1,5cm)	0,27
Parois extérieurement brique creuse (e=15cm)	1.30
Parois intérieurement brique creuse (e=10cm)	0.9
Enduit intérieur en ciment (e=1,5cm)	0,15
La charge permanente G_{Mur ext}	2,62 KN/m²

Tableau III.5 : Charge permanente des murs extérieur.

III.4.5 : Acrotère :

$$S = (0,5 \times 0,1) + [(0,02 + 0,1) \times \frac{0,1}{2}] = 0,056$$

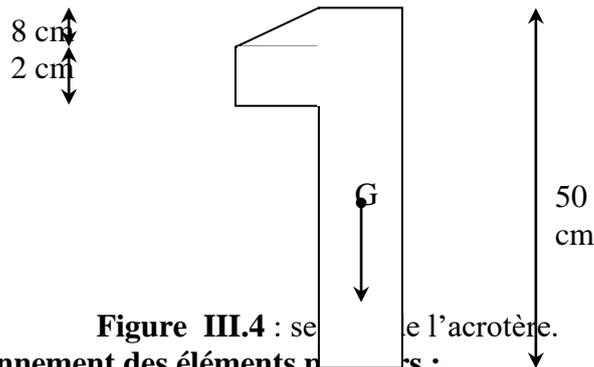


Figure III.4 : section de l'acrotère.

III. 5 : Pré dimensionnement des éléments structuraux :

III. 5 .1 : Pré dimensionnement des poutres

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du **R.P.A 99**.

III. 5.1.1 : Poutres Principales [pp] :

a) Critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d < b \leq 0,4d \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

Pour $L = 600 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 40 \leq h \leq 60 \rightarrow h = 50 \text{ cm.} \\ 13,5 < b \leq 18 \rightarrow b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$

b) Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 50 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (50/30) = 1,66 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $(30 \times 50) \text{ cm}^2$.

III. 5.1.2 : Poutres Secondaire [P.S] :

a) Critère de rigidité : $\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d < b \leq 0,4d \end{cases}$

Pour

$$L = 500 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 33,33 \leq h \leq 50 \rightarrow h = 40 \text{ cm} \\ 10,8 < b \leq 14,4 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) = 1,33 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

III. 5.2 : Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau

La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par :

$$S = 2 \times (2 \times 2.9) + 2 \times (2.5 \times 2.9) = 26,10 \text{ m}$$

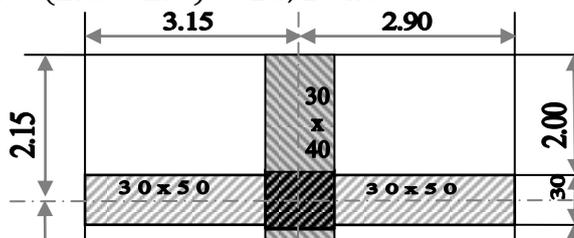


Figure III.5 : Section afférente du poteau Rectangulaire.

III. 5.3 : Evaluation des charges d'exploitation :

Surcharge	Unité KN/m ²
Surcharge de terrasse inaccessible	1,00
Surcharge des planchers étages courants	1,50
Surcharge des planchers RDC	4 ,00

Tableau III.6: Évaluation des charges d'exploitation .

	Charge (Kn/m ²)	RDC+étage	Terrasse
G		5 ,34	7,22
Plancher à Corp. Creux		1,5 (étage courant)	
	Q	4,00(RDC)	1,00

Tableau III.7 : Récapitulation des charges permanentes (G) et charges d'exploitations (Q).

III.6 : Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35N_G + 1,50N_Q$$

III.6.1 : Effort de compression dû aux charges permanentes :

$$N_G = 1,15 \times G$$

$$\text{Ou : } G = g \times S + n \times G_{pp} + n \times G_{ps}$$

Avec :

$$g = G_{ter} + 4 G_{eta} = 7,22 + 4 \times 5,34 = \mathbf{28,58 \text{ KN/m}^2}.$$

$$G_{pp} = (0,3 \times 0,5 \times 2,5 \times 6,00) + (0,3 \times 0,35 \times 25 \times 1,25)$$

$$G_{pp} = \mathbf{9,844 \text{ Kn}}$$

$$G_{ps} = 2 \times (0,3 \times 0,3 \times 25 \times 2) = 9,00 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } G = 26,01 \times 13,80 + 5 \times 9,844 + 5 \times 9,00 = 453,16 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } N_G = 1,15 \times 453,16$$

$$N_G = 521,13 \text{ KN}$$

III.6.2 : Effort de compression du aux charges d'exploitation :

$$N_Q = 1,15 \times Q_{\text{tot}} \times S$$

$$N_Q = 1,15 \times 13,80 \times 11,00.$$

$$N_Q = 174,60 \text{ KN}$$

Alors :

$$N_u = 1,35 \times 521,13 + 1,50 \times 174,60$$

$$N_u = 1982,22 \text{ KN.}$$

✓ Détermination de la section du poteau (a x b) :

- Détermination de "a"
- Vérification du flambement :

Le poteau à dimensionner est de section rectangulaire (a x b), on doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50.$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times l_0}{i}$$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times b \times a}} = 0,289 a$$

$$\text{On a : } L_0 = 4,00 \text{ m ; } L_f = 2,80 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,80}{0,289 \times a} < 50 \Rightarrow a \geq \frac{280}{50 \times 0,289} = 19,38 \text{ cm.}$$

On prend :

$$a = 35 \text{ cm}$$

✓ Détermination de "b" :

Selon les règles BAEL91, l'effort normal ultime N_u est comme suit:

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (35 - 2)(b - 2) = 33(b - 2) \text{ cm}^2.$$

Selon le RPA 99 (version 2003) :

$$A_s = 0,9\% B_r \dots \dots \dots \text{(zone III)}$$

$$A_s = 0,009 \times 33(b - 2) = 0,297(b - 2)$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{280}{0,289 \times 35} = 27,68 < 50$$

$$\text{Et : } \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{a}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{27,68}{35}\right)^2} = 0,755.$$

Sachant que :

$f_{c28}(\text{Mpa})$	$f_e (\text{Mpa})$	γ_b	γ_s
-----------------------	--------------------	------------	------------

25	400	1,5	1,15
----	-----	-----	------

Donc :

$$N_u \leq 0,755 \left[\frac{33(b-2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,297(b-2) \times 400}{1,15 \times 10} \right] = 53,79b - 107,58$$

$$b \geq \frac{N_u + 107,58}{53,79} = \frac{965,426 + 107,58}{53,79} = 20,60 \text{ cm}$$

On prend : **b = 35cm.**

✓ **Vérification des conditions du RPA 99 (version 2003) :**

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) > 30 \\ \text{Min}(a, b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Min}(a, b) = 35 > 30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \text{Min}(a, b) = 35 > \frac{330}{20} = 16,50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 0,25 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

III .7 : Calcul du chargement des portiques :

III.7.1: Sens longitudinale : « poutres principales (30x50) cm² »

III.7.1.1 : Portique de rive : L = 2.5 m

Niveau	Charge G _i (t/m)	G _{tot} (tonf/m)	Q _t (tonf/m)
Terrasse (5)	Acrotère : 0,56x0, 1x 2,5 = 0, 14	2,33	1x 0,25= 0,25
	Plancher : 0,722x2, 5 = 1,81		
	Poutre : 0,3x0, 5x2, 5 = 0,38		
1 ^{ère} au 4 ^{ème}	Plancher : 0,534x2, 5 = 1,34	2,49	1.5 x 0,25 = 0,38
	Poutre : 0,3x0, 5x2, 5 = 0,38		
	Murs ext : 2,8x0, 275 = 0,77		
RDC	Plancher : 0,534x2, 5 = 1,34	2,71	4 x 0.25 = 1
	Poutre : 0,3x0, 5x2, 5 = 0,38		
	Murs ext : 3,5x0, 275= 0,96		

III.7.1.2 : Portique intermédiaire : L = 4,5 m.

Niveau	Charge G _i (t/m)	G _{tot} (tonf/m)	Q _t (tonf/m)
Terrasse (5)	Plancher : 0,722 x 4,5 = 3,25	3,63	1 x 0.45= 0,45
	Poutre : 0,3x 0,5x 2,5 = 0.38		
1 ^{er} au 4 ^{ème}	Plancher : 0,534 x 4.5 = 2.4	2.78	1.5 x 0.45 = 0,68
	Poutre : 0,3 x 0,5 x 2,5 = 0.38		
RDC	Plancher : 0,534 x 4.5= 2.4	2.78	4 x 0.45 =1,8
	Poutre : 0,3 x 0, 5 x 2,5 = 0.38		

III.7.1.3 : Portique intermédiaire : L = 4.00 m

Niveau	Charge G _i (t/m)	G _{tot} (tonf/m)	Q _t (tonf/m)
Terrasse (5)	Plancher : 0,722 x 4.00 = 2.89	3.27	1 x 0.4 = 0,4
	Poutre : 0,3 x 0,5 x 2,5 = 0.38		

1 ^{er} au 4 ^{ème}	Plancher : $0,534 \times 4,00 = 2,14$	2.52	$1,5 \times 0,4 = 0,6$
	Poutre : $0,3 \times 0,5 \times 2,5 = 0,38$		
RDC	Plancher : $0,534 \times 4,00 = 2,14$	2.52	$4 \times 0,4 = 1,6$
	Poutre : $0,3 \times 0,5 \times 2,5 = 0,38$		

III.7.1.4 : Portique de rive : L = 2.00 m

Niveau	Charge $G_i(\text{tonf/m})$	$G_{\text{tot}}(\text{tonf/m})$	$Q_t(\text{tonf/m})$
Terrasse (5)	Acrotère : $0,56 \times 2,5 \times 0,1 = 0,14$	1.96	$1 \times 0,2 = 0,2$
	Plancher : $0,722 \times 2,00 = 1,44$		
	Poutre : $0,3 \times 0,5 \times 2,5 = 0,38$		
1 ^{er} au 4 ^{ème}	Plancher : $0,534 \times 2,00 = 1,07$	2.21	$1,5 \times 0,2 = 0,3$
	Poutre : $0,3 \times 0,35 \times 2,5 = 0,38$		
	Mur ext : $2,8 \times 0,275 = 0,77$		
RDC	Plancher : $0,534 \times 2,00 = 1,07$	2.42	$4 \times 0,2 = 0,8$
	Poutre : $0,3 \times 0,5 \times 2,5 = 0,38$		
	Mur ext : $3,5 \times 0,275 = 0,97$		

III.7.2 : Sens transversal : « Poutres secondaires (30 x 40) cm² »

III.7.2.1 : Portique de rive :

Niveau	Charge $G_i(\text{tonf/m})$	$G_{\text{tot}}(\text{tonf/m})$
Terrasse (5)	Acrotère : $0,56 \times 2,5 \times 0,1 = 0,14$	0,44
	Poutre : $0,3 \times 0,4 \times 2,5 = 0,3$	
1 ^{er} au 4 ^{ème}	Poutre : $0,3 \times 0,4 \times 2,5 = 0,3$	1,07
	Murs ext : $2,8 \times 0,275 = 0,77$	
RDC	Poutre : $0,3 \times 0,4 \times 2,5 = 0,3$	1,27
	Murs ext : $3,5 \times 0,275 = 0,97$	

III.7.2.2 : Portique intermédiaire :

Niveau	Charge $G_i(\text{tonf/m})$	$G_{\text{tot}}(\text{tonf/m})$
Terrasse (5)	Poutre : $0,3 \times 0,4 \times 2,5 = 0,3$	0,3
1 ^{er} au 4 ^{ème}	Poutre : $0,3 \times 0,4 \times 2,5 = 0,3$	0,3
RDC	Poutre : $0,3 \times 0,4 \times 2,5 = 0,3$	0,3

III.8 : Les voiles :

III.8.1 : Pré dimensionnement des voiles :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition $L \geq 4a$
a : épaisseur du voile

L : la largeur du voile

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99 :

$$a \geq h_e / 20$$

2. RDC

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{400}{20} = 20$$

$$\Rightarrow a = 20\text{cm}$$

On adopte une épaisseur des voiles de 20 cm, avec un ferrailage de 5T10 et 5T6.

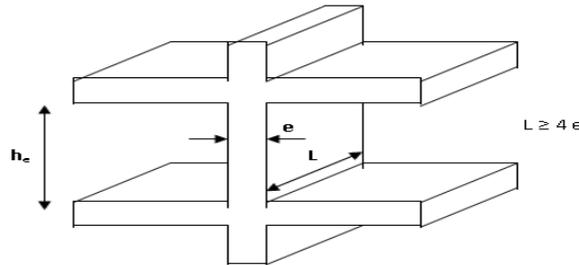


Figure III.6 :
III.9 :
poids (W_i) de la

III.9.1 : le niveau (terrasse) :

S_t : la surface totale du plancher = 277.09 m²

$$W = \sum W_i \quad \text{avec } W_i = G_i + \beta P_i \quad \text{avec } \beta = 0.2$$

Schéma de voile.
Détermination des
structure :

Elément	Formule mathématique	Application	Unité (tonf)
Acrotère	GxP	0,14x81	11,34
Poids du Plancher terrasse	$G_{\text{terr}} \times S_t$	0,722 x 277,09	200,06
Poteaux (35x35)	$P_{\text{pot}} = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot n \cdot L/2$	22x0.35x0.35x2,5x(3,30/2)	11,12
P.principales (30x50)	$P_{\text{pp}} = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \sum L_{\text{pp}}$	0,3x0, 5x2, 5x94, 5	35,44
P.secondaires (30x40)	$P_{\text{ps}} = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \sum L_{\text{ps}}$	0,3x0,4x2,5x76	22,8
Murs extérieures	$P_{\text{mu}} = 0,5 \cdot 0,8 \cdot G_m \cdot h \cdot \sum L_m$	0,5x0,8x0,262x(3,3/2)x75,4	13,038
Charge permanente	$W_{Gi} = \sum P_{\text{éléments}}$		293,7 9
Charge d'exploitation	$W_{Qi} \times S_t$	1x277,09	277,09
Poids total	$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$	293,79 + 0,2(277,09)	349,22 tonf

III.9.2 : Les Niveaux (1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}) :

Elément	Formule mathématique	Application	Unité (tonf)
Poids du Plancher	$G_{\text{étage}} \times S_t$	0,534 x 277,09	147,97
Poteaux (35x35)	$P_{\text{pot}} = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot n \cdot \sum L$	22x0.35x0.35x2, 5x($\frac{3,3}{2} + \frac{3,3}{2}$)	22,23

P.principales (30x50)	$P_{pp} = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \sum L_{pp}$	0,3x0, 5x2, 5x94, 5	35,44 t
P.secondaires (30x40)	$P_{ps} = \hat{b} \cdot \hat{h} \cdot \gamma_b \cdot \sum L_{ps}$	0,3x0,4x2,5x76	22,8
Murs extérieures	$P_{mu} = 0,5.0,8. G_m h \cdot \sum L_m$	$0,5x0,8x0,262x(\frac{3,3}{2} + \frac{3,3}{2})x75,4$	26,076 t
Charge permanente	$W_{Gi} = \sum P_{\text{éléments}}$		254,52
Charge d'exploitation	$W_{Qi} \times St$	1,5x277,09	415,64
Poids total	$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$	254,52 + 0,2(415,64)	337,64 tonf

III.9.3 : Le niveau de RDC :

Elément	Formule mathématique	Application	Unité (tonf)
Poids du Plancher	$G_{\text{étag}} \times St$	0,534 x 277,09	147,97
Poteaux (35x35)	$P_{pot} = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot n \cdot \sum L$	$22x0,35x0,35x2,5x(\frac{4}{2} + \frac{3,3}{2})$	24,59
P.principales (30x50)	$P_{pp} = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \sum L_{pp}$	0,3x0, 5x2, 5x94, 5	35,44
P.secondaires (30x40)	$P_{ps} = \hat{b} \cdot \hat{h} \cdot \gamma_b \cdot \sum L_{ps}$	0,3x0,4x2,5x76	22,8
Murs extérieures	$P_{mu} = 0,5.0,8. G_m h \cdot \sum L_m$	$0,5x0,8x0,262x(\frac{4}{2} + \frac{3,3}{2})x75,4$	28,84
Charge permanente	$W_{Gi} = \sum P_{\text{éléments}}$		259,64
Charge d'exploitation	$W_{Qi} \times St$	1,5x277,09	415,64
Poids total	$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$	259,64 + 0,2(415,64)	342,77tonf

III.9.4 : Le niveau de Vide Sanitaire (V.S) :

Elément	Formule mathématique	Application	Unité (tonf)
Poids du Plancher	$G_{\text{étag}} \times St$	0,534 x 277,09	147,97
Poteaux (35x35)	$P_{pot} = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot n \cdot \sum L$	$22x0,35x0,35x2,5x(\frac{4}{2} + 0,8)$	18,87
P. principales (30x50)	$P_{pp} = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \sum L_{pp}$	0,3x0, 5x2, 5x94, 5	35,44
P.secondaires (30x40)	$P_{ps} = \hat{b} \cdot \hat{h} \cdot \gamma_b \cdot \sum L_{ps}$	0,3x0,4x2,5x76	22,8
Murs extérieures	$P_{mu} = 0,5.0,8. G_m h \cdot \sum L_m$	$0,5x0,8x0,262x(\frac{4}{2} + \frac{3,3}{2})x75,4$	22,13

		0,8)x75,4	
Charge permanente	$W_{Gi} = \sum P_{\text{éléments}}$		247,21
Charge d'exploitation	$W_{Qi} \times St$	4,00 x277,09	1108,36
Poids total	$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$	247,21 +0,2(1108,36)	468,88tonf

III.9.5 : Détermination des inerties massiques :

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau

$$D'où: I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_M : Inertie massique (KN.m²)

M : Masse sismique qui est égale au rapport W/g

W_i : Poids de chaque niveau i

g : Accélération de pesanteur

S : Surface du plancher

	La masse « m » (tonf)	L'inertie massique «Im» (m4)
Niveau 5	349,2	2411,39
Niveau 4	337,6	2331,28
Niveau 3	337,6	2331,28
Niveau 2	337,6	2331,28
Niveau 1	342,7	2366,50
VS	468,8	3237,28

Le tableau III.8 : Inerties massiques des différents niveaux.

III.9.6 : Système brochette du bâtiment étudié :

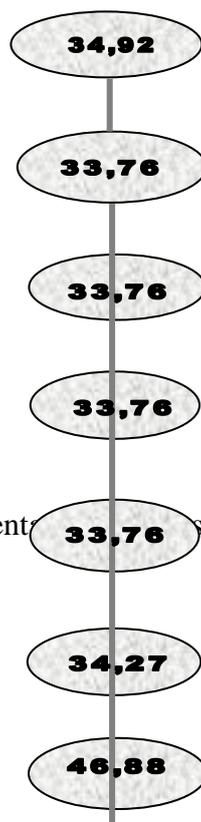


Figure III.7 : Représentation des masses du bâtiment étudié.

Chapitre IV : Modélisation du bâtiment étudié

IV.1 : Introduction:

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments à fin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays privilégié est la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soit les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, traction, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

IV.2 : Modélisation linéaire élastique avec le logiciel SAP 2000/14 :

La modélisation avec le logiciel SAP 2000/14 [10], permet de considérer que les éléments structuraux, quant aux éléments non structuraux ils sont modélisés soit par masse concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent au poids des éléments structuraux.

la structure est dimensionnée selon le code CBA93 [17], et le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) [16], sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel SAP 2000. [10]

L'analyse linéaire élastique est basée sur la méthode des forces, les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

IV.2.1 : Spécification des propriétés des matériaux :

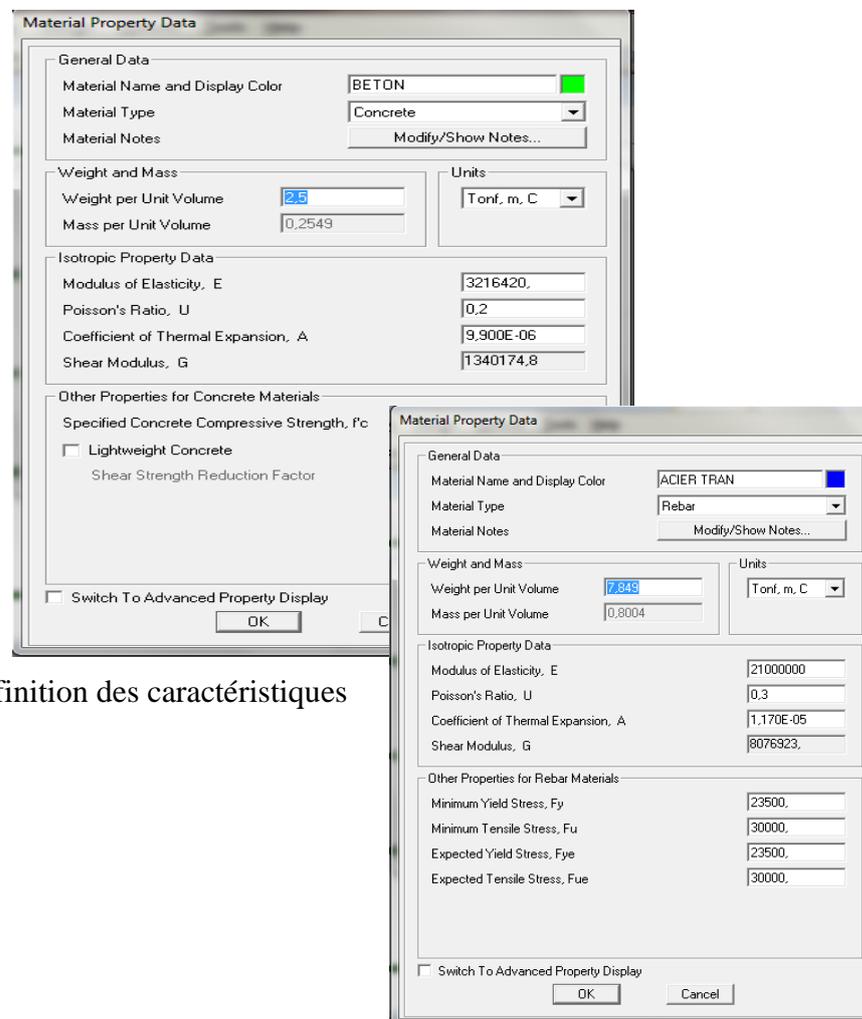


Figure : IV.1 : Définition des caractéristiques béton.

du

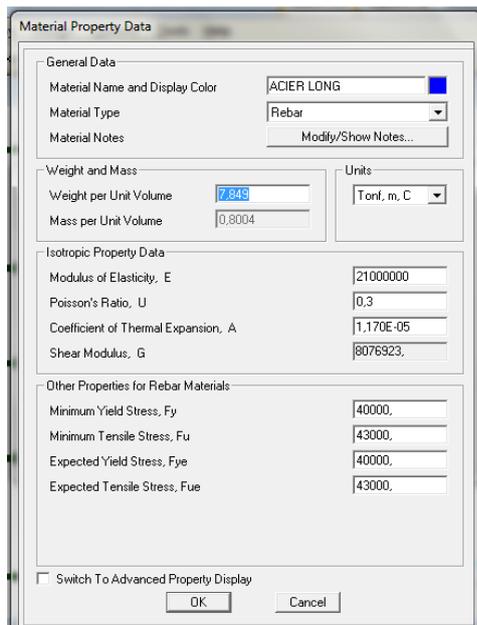


Figure : IV.2 : Définition des caractéristiques de l'acier.

IV.2. 2 : Modélisation géométrique de la structure :

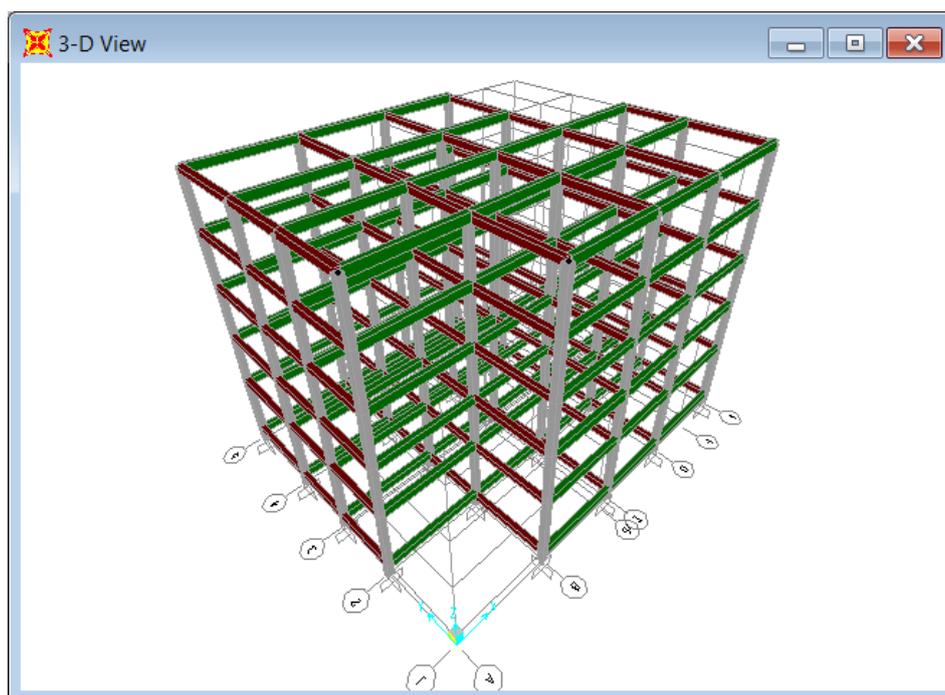
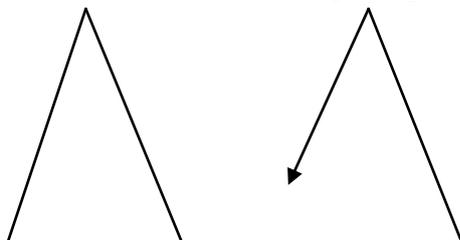


Figure : IV.3 : Vue en 3D du bâtiment.

Poutre secondaire

Poutre principale



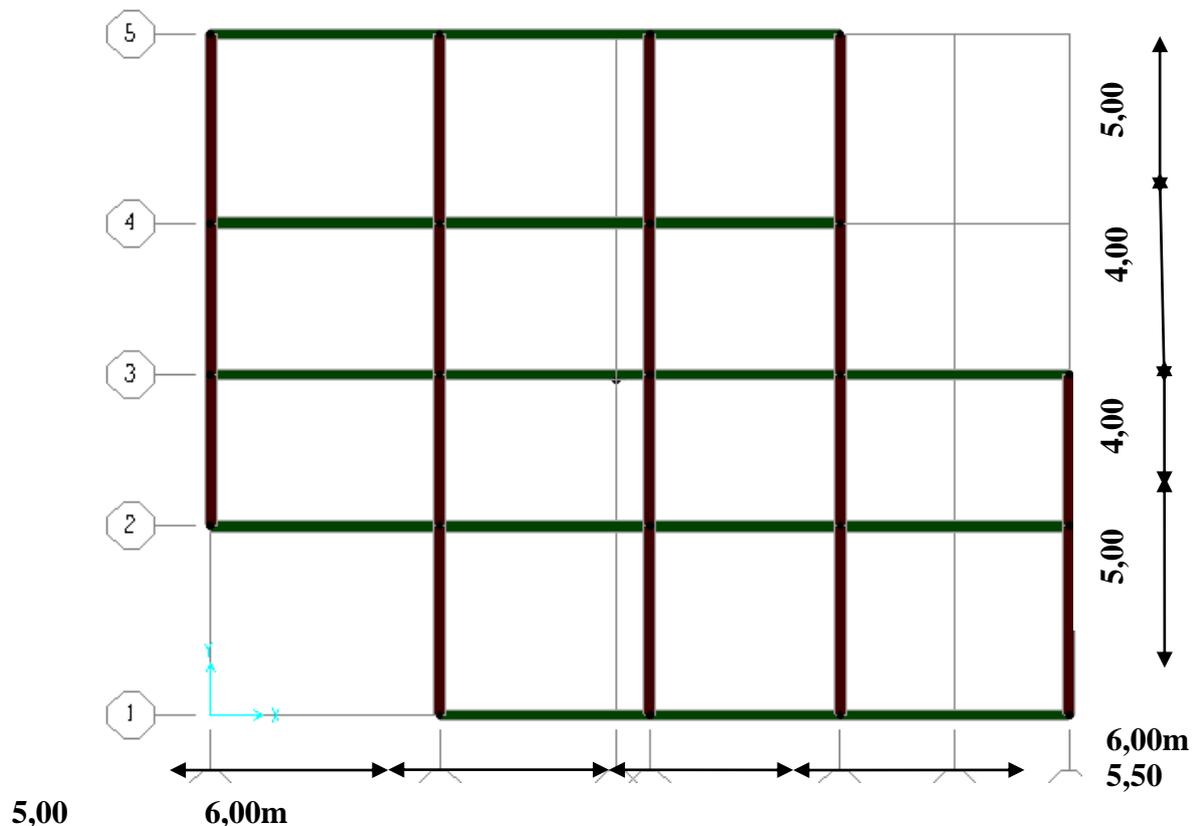


Figure : IV.4 : Vue en plan du bâtiment.

IV.2. 3: Modélisations des poteaux et poutres :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires « Frame ».

IV.2.4 : Combinaison d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations sont :

- Combinaison fondamentales [4] : ELU : $1,35G+1,5Q$; ELS : $G+Q$.
- Combinaison accidentelles du RPA [16] : $G+Q\pm E$, $0,8G\pm E$, $G+Q\pm 1,2E$.

IV.2.5 : Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme.

IV.2.6 : Appuis :

Les appuis sont supposés parfaitement encastés dans les fondations. La phase de modélisation de la structure est terminée, l'analyse linéaire élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur Run analysis.

IV.3 : Etude sismique :

SAP 2000/14[13], étant un programme d'éléments finis, il importe en premier lieu de déterminer quels sont les types d'éléments qui vont modéliser au mieux nos différents éléments structuraux. Il faut donc modéliser la structure de manière adéquate. Il existe 3 types d'éléments finis principaux que sont les éléments linéaires, surfaciques et solides.

IV.3.1 : Action sismique :

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul donnée par le RPA 99/version 2003 [16], qui est un spectre de réponse en accélération : (voir la figure IV.5).et les paramètres qui ont été introduite pour l'obtention du spectre de réponse sont définis comme suit :

(Voir figure IV.6)

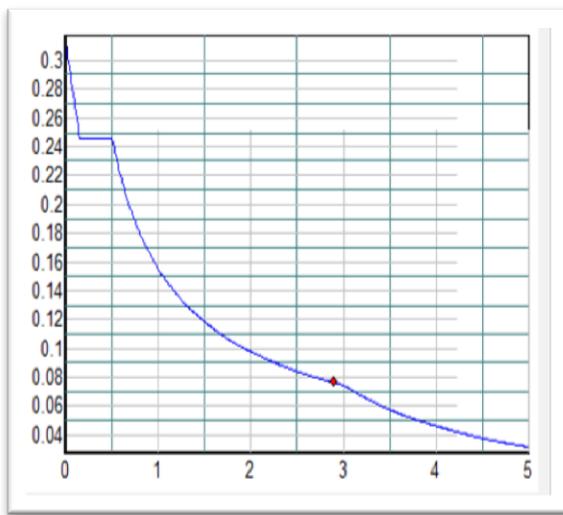


Figure IV.5 : Spectre de réponse donnée par le RPA99/2003 [16].

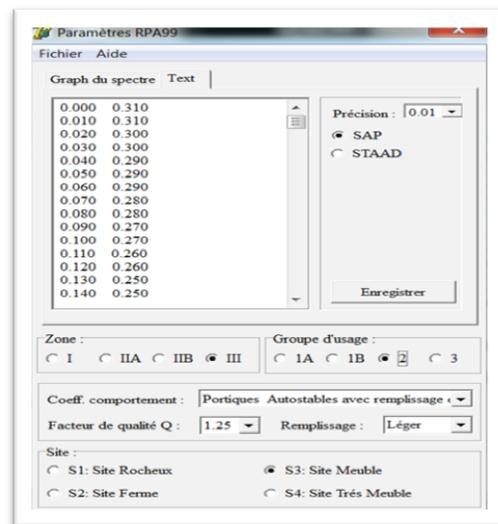


Figure :

Figure IV.6: Paramètres du spectre de réponse donné par le RPA99/2003 [16].

IV.3.2. Dimension et ferrailages des poteaux et poutres de notre structure :

niveaux	Poutres secondaires			Poutres principales			Poteaux	
	DIM (cm ²)	Ferrailages (Sup Inf)		DIM (cm ²)	Ferrailages (Sup Inf)		DIM (cm ²)	Ferr
RDC a 4 ^{ème} étages	30X40	3T14+3T14	3T14	30X50	3T16+3T14	3T16	35X35	8T14

Tableau IV.1 : Dimension et ferrailages des poteaux et poutres du bâtiment

IV.4 : Modélisation non linéaire push over :

IV.4.1 : Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux :

La définition du comportement linéaire des poutres et poteaux se traduit par l'introduction des rotules plastiques (plastic hinge) aux sections susceptibles de se plastifier, la propriété de ces rotules est défini en tenant compte des sollicitations auxquels elles sont exposées.

Les propriétés des différents types de rotules plastiques défini par le logiciel sont extraites des règlements américain ATC40 [13] et FEMA 356[12].

Pour chaque type de rotules choisi (hinge property) on introduit dans la case « relative distance » les valeurs des rapports 0 et 1 qui correspond aux extrémités des poutres et des poteaux.

Pour notre model de calcul, on a introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportement définies par défaut comme suit :

Poutres : rotules de flexion (de type M3).

Poteaux : rotules de type (PMM).

Les rotules de flexion (Auto M3) sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres principales et secondaires.

The image shows a software dialog box titled "Auto Hinge Assignment Data". It contains several configuration options for plastic hinges. The "Auto Hinge Type" is set to "From Tables In FEMA 356". The "Select a FEMA356 Table" is set to "Table 6-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i". Under "Component Type", "Primary" is selected. Under "Degree of Freedom", "M3" is selected. Under "V Value From", "User Value" is selected with a value of 102.27. The "Transverse Reinforcing" section has "Transverse Reinforcing is Conforming" checked. The "Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced" section has "From Current Design" selected. The "Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity" section has "Drops Load After Point E" selected. "OK" and "Cancel" buttons are at the bottom.

Figure : IV.7 : Paramètres des rotules plastiques des Poutre.

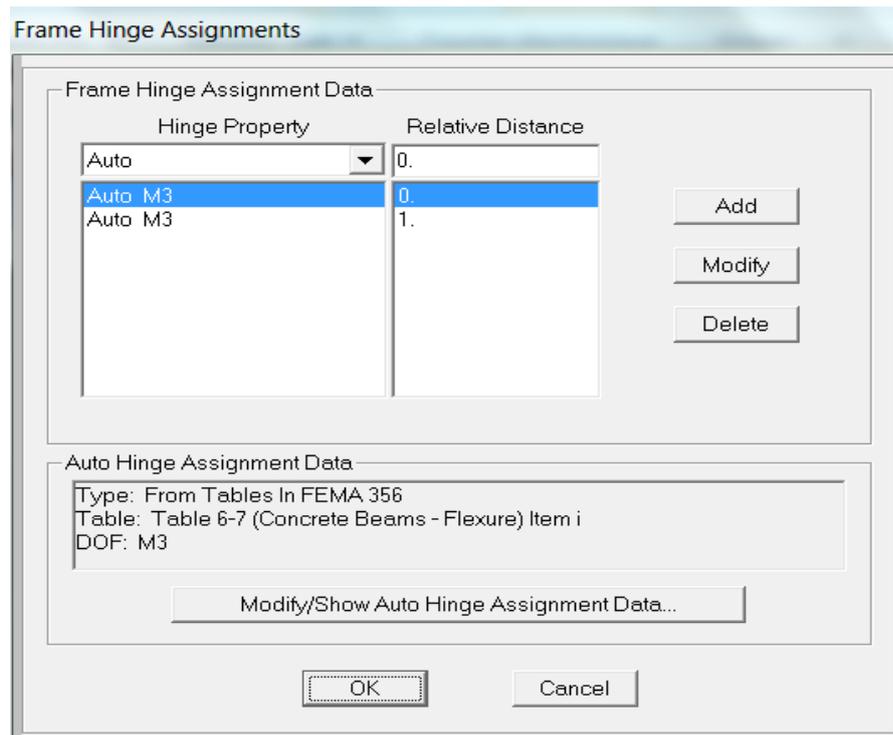


Figure :
Introductions

IV.8 :
des

rotules plastiques des poutres.

Et les rotules (de type PMM) sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux.

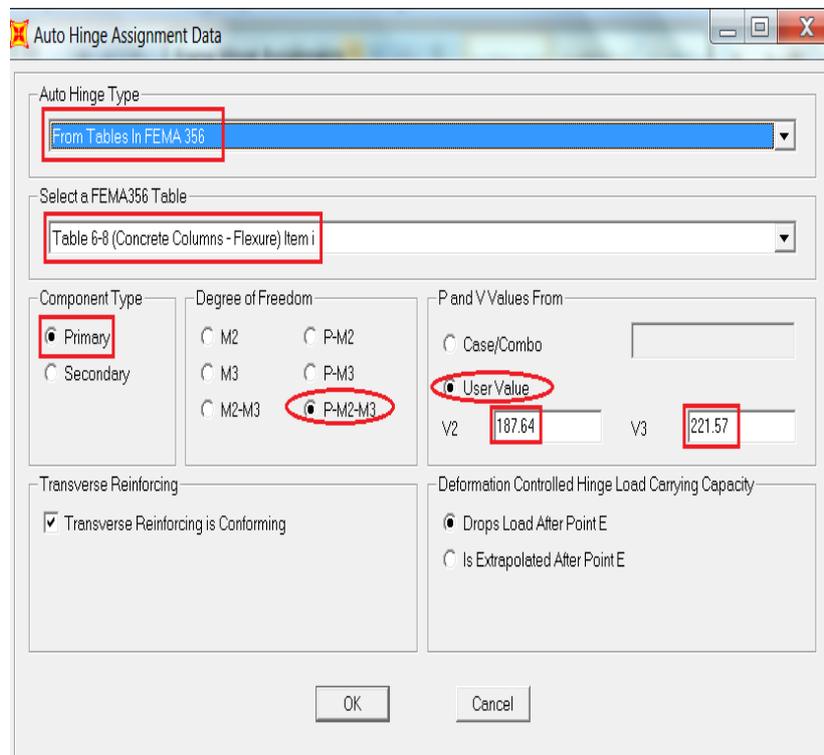


Figure :

IV.9 :

Paramètres des rotules plastiques des poteaux.

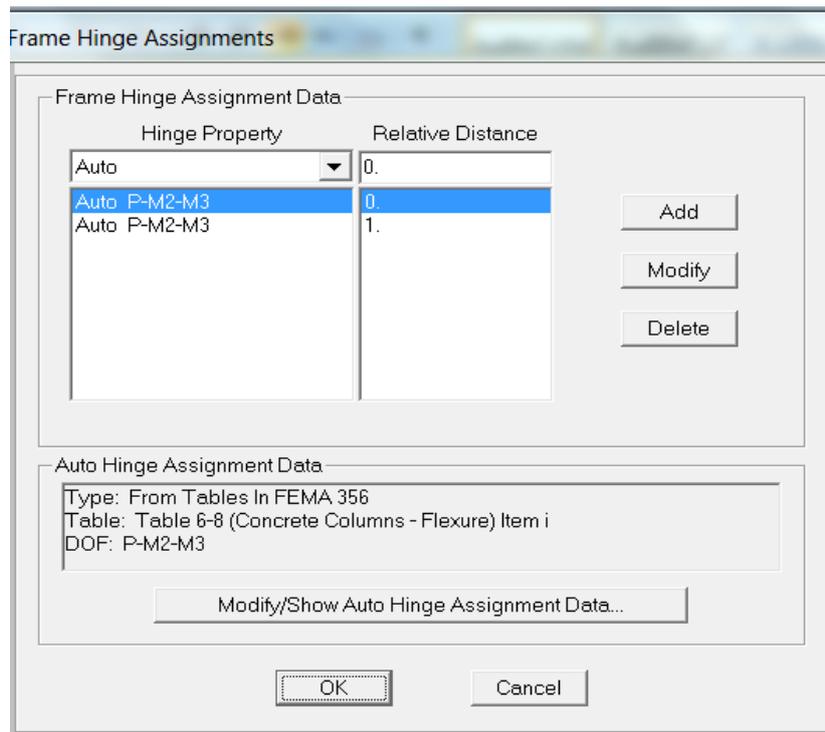


Figure : IV.10 : Introductions des rotules plastiques des poteaux.

« V2 » et « V3 » sont les valeurs maximum des l'effort tranchant appliqués sur les poteaux dans les directions 2 et 3.

IV.4.2 : Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Dans ces étapes il convient d'appliquer l'ensemble des charges gravitaires par étapes.

On choisira par exemple une application en deux étapes. La création d'un cas push over pour les charges gravitaires est indispensable pour la définition des deux autres cas. (figure IV.12)

En effet, ces derniers utilisent comme base de départs finaux du premier. Par charge gravitaire, on entend l'ensemble des charges présentent sur la structure (poids propre, surcharge permanentes, charges utiles ...etc).

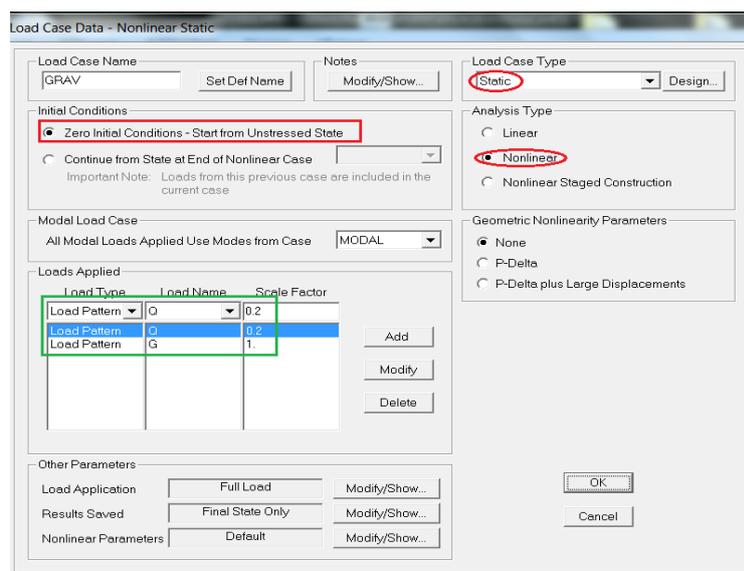


Figure : IV.11 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges gravitaires.

Le chargement introduit correspond a la combinaison proposée par le RPA99/2003 [16] pour la détermination des charges sismiques (G+0,2Q).

IV.4.3 : Définition de l'analyse sous charges horizontales :

Les charges push x et push y sont représentées sur les figures IV.12 et IV.13

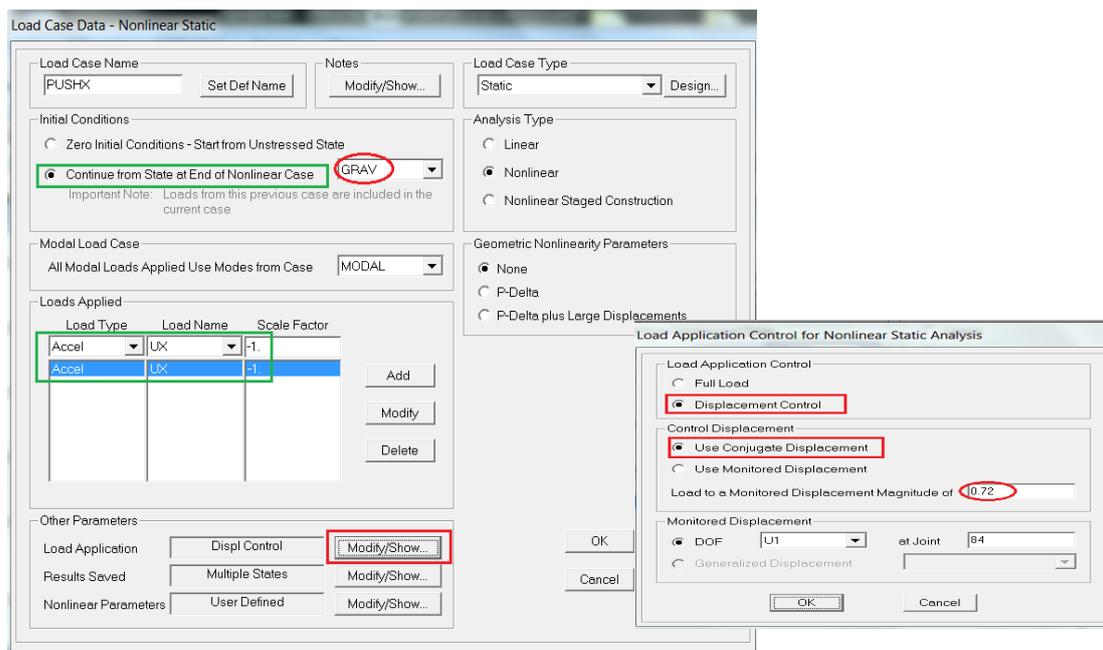


Figure IV.12 : Définition du chargement de l'analyse push over sens (x).

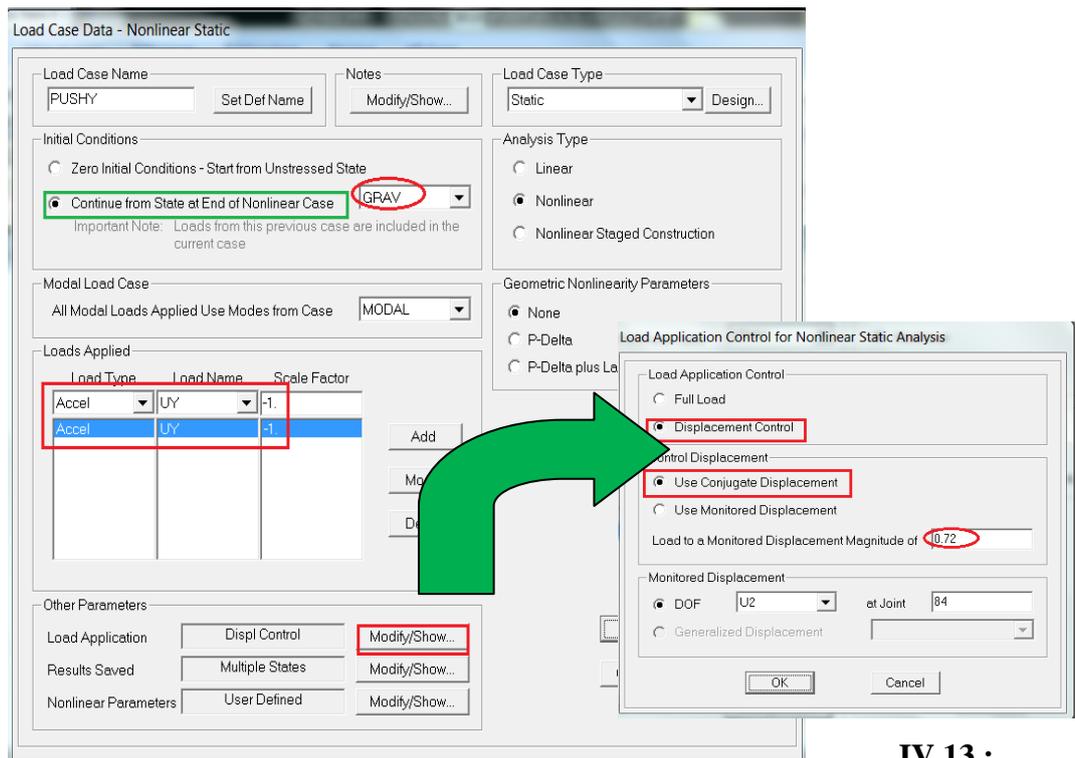


Figure :

IV.13 :

Définition du chargement de l'analyse push over sens (y).

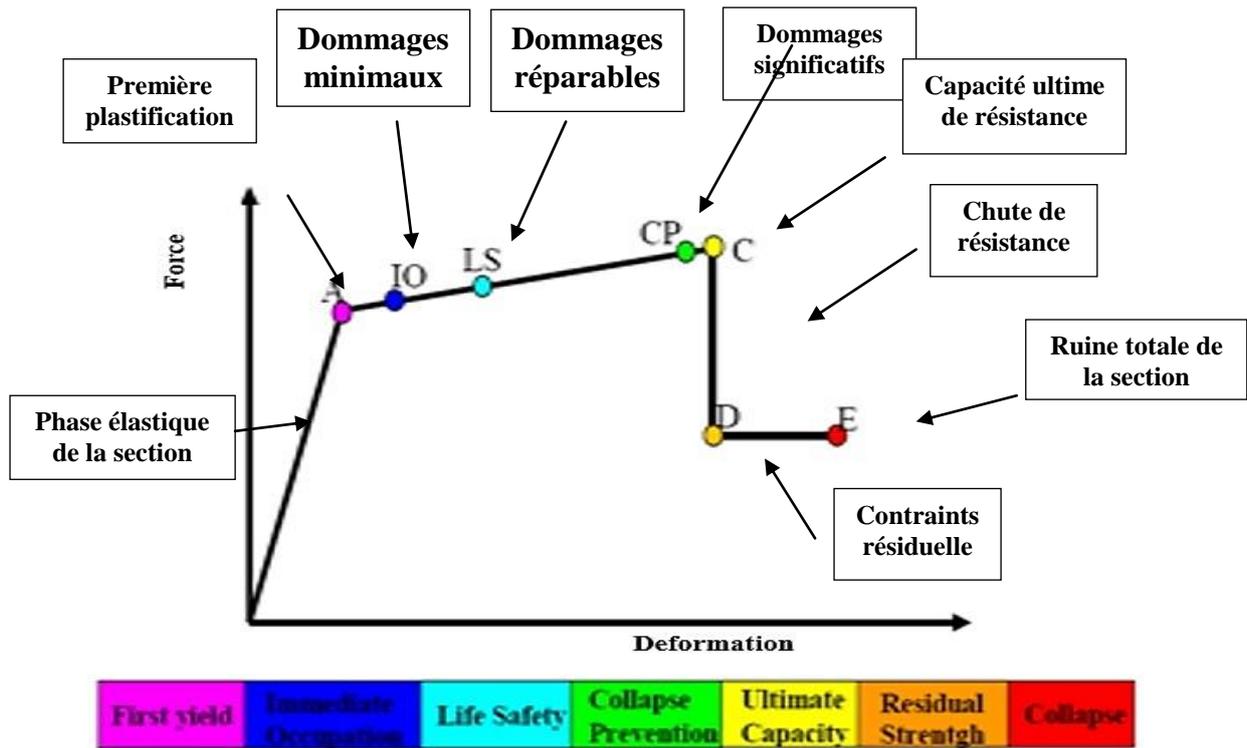
L'analyse est effectuée en mode « déplacement contrôlé », le déplacement cible est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage. [18]

$$D_{\text{cible}} = \frac{H}{25} \text{ [cm]}.$$

En fin, après avoir assigné les types de rotules aux éléments correspondant et la définition des charges « GRAV », « PUSH X » et « PUSH Y », on est dans la possibilité de lancer une analyse complète et tirer les résultats des courbes de capacités

IV.4.4 : Niveaux d'endommagement :

Le règlement **FEMA 356**[12] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique. (Voir figure IV.14).



Fig

ure : IV.14 : Loi de comportement et niveaux des dommages.

A : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse pushover.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique, et qui sont :

- **Au niveau IO** (Dommage minimaux), les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.
- **Au niveau LS** (Dommages réparables), la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- **Au niveau CP** (Dommages significatifs), la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain FEMA 356 [12].

IV.5 : Bâtiment existant :

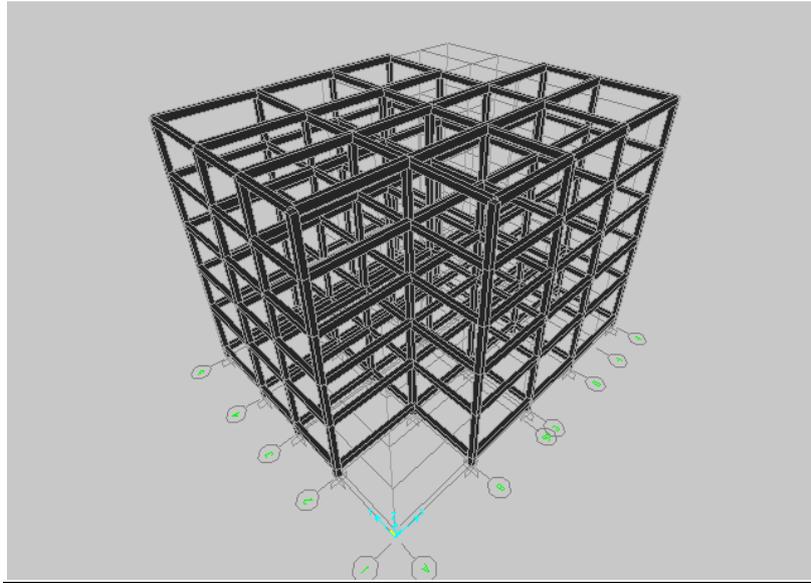


Figure IV.15 : Vue en 3D du bâtiment étudié.

IV.5.1 : Analyse linéaire :

IV.5.1.1 : Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec } \bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \times \Phi_{ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

$$\sum_1^6 W_i = 251,81 \text{ tonf.}$$

Le logiciel SAP 2000 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

a- sens longitudinal:

$$\Sigma \alpha_x = 80,86\% < 90\% \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

b- sens transversal:

$$\Sigma \alpha_y = 81,05\% < 90\% \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Dans le cas où les vérifications décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion [25], le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ sec}$$

Où :

N : Nombre de niveaux au dessus du sol ;

T_k : Période du mode K.

Dans notre cas on a :

$$K \geq 3\sqrt{6} = 7,35 \text{ on prend } K = 8$$

$$T_8 = 0,039 < 0,2 \text{ sec } \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IV.5.1.2 : Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente :

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

T₁, T₂ : Période caractéristiques associées à la catégorie du site

(Pour un sol meuble) \Rightarrow (Site 3 donc T₁ = 0,15 sec et T₂ = 0,5 sec).

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \text{ Ou : } \begin{cases} h_N = 18 \text{ m} \\ C_T = 0,0500. \end{cases}$$

Donc : $T = 0,05 \times 18^{3/4} = 0,44 \text{ sec}$

$0 < T = 0,44 < T_2 = 0,50 \Leftrightarrow D = 2,5\eta.$

Avec : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}}$ avec : $\varepsilon = 6$

$$\text{Ou : } \begin{cases} A = 0,25 \\ D = 2,5 \sqrt{\frac{7}{8}} = 2,35 \\ R = 3,5 \\ Q = 1,25 \\ W = 251,81 \text{ ton f} \end{cases} \Rightarrow V = \frac{0,25 \times 2,35 \times 1,25}{3,5} \times 251,81 = 52,84 \times 10 = 528,4 \text{ tonf.}$$

IV.5.2 : Justification de sécurité :

IV.5.2.1 : Vérification de l'effort tranchant à la base :

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base «V_t» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Avec : $V_d \geq 80\% V_{st}$

➤ **Sens longitudinal :**

$V_{dx} = 247,55 \text{ tonf} \leq 80\% V_{st} = 80\% \times 528,53 = 422,82 \text{ tonf} \dots\dots\dots$ condition non vérifiée.

➤ **Sens transversal :**

$V_{dy} = 229,53 \text{ tonf} \leq 80\% V_{st} = 80\% \times 528,53 = 422,82 \text{ tonf} \dots\dots\dots$ condition non vérifiée.

IV.5.2.2 : Vérification de la période :

On doit vérifier aussi que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T"

Avec : $T_{dyn} \leq 1,30.T$

$T_{dyn} = 1,4 \text{ sec} \geq 1,30.T = 1,3 \times 0,44 = 0,572 \text{ sec} \dots\dots\dots$ condition non vérifiée.

IV.5.2.3 : Vérification des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k$ avec $\delta_k = R. \delta_{ek}$

R : coefficient de comportement ; $R = 3.5.$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Niveau	Déplacement absolue		$\delta_{ek} \times R$		Déplacement inter-étages		1% h_e (m)
	δ_{ekx} (m)	δ_{eky} (m)	δ_{kx} (m)	δ_{ky} (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	
Terrasse	$7,72 \times 10^{-2}$	$8,75 \times 10^{-2}$	0,2702	0,3062	0,0203	0,0245	0,033
4	$7,14 \times 10^{-2}$	$8,05 \times 10^{-2}$	0,2499	0,2817	0,0368	0,0427	0,033
3	$6,09 \times 10^{-2}$	$6,83 \times 10^{-2}$	0,2131	0,2390	0,0504	0,0591	0,033
2	$4,65 \times 10^{-2}$	$5,14 \times 10^{-2}$	0,1627	0,1799	0,0633	0,0732	0,033
1	$2,84 \times 10^{-2}$	$3,05 \times 10^{-2}$	0,0994	0,1067	0,09632	0,10302	0,04
RDC	$8,81 \times 10^{-4}$	$1,054 \times 10^{-3}$	0,00308	0,00368	0,00308	0,00368	0,008

Tableau : IV.1 : Les déplacements inter-étages du bâtiment existant.

Commentaire :

On constate que le déplacement inter-étage dans le sens (x) et (y) dépassent 1 % de la hauteur d'étage donc n'est pas justifié.

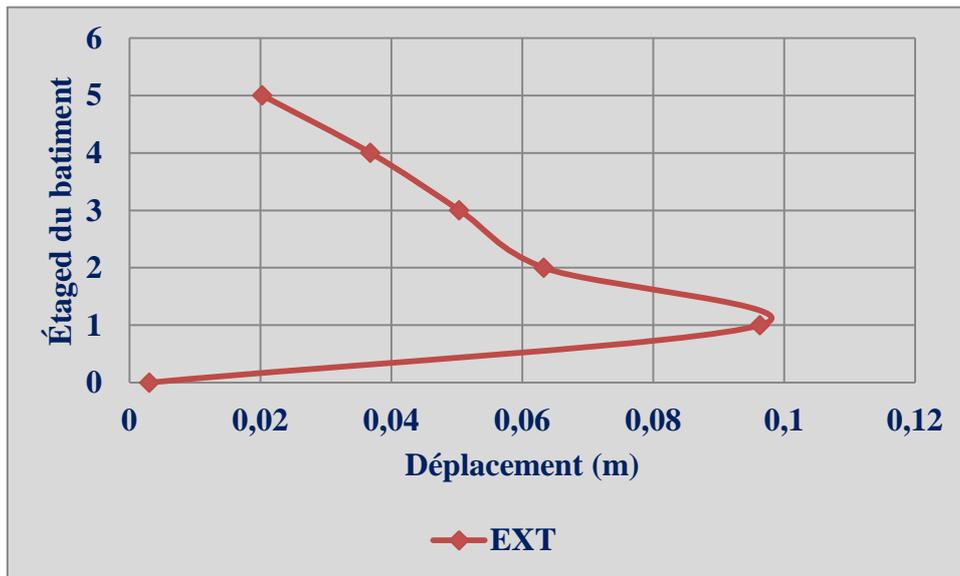


Figure : IV.16 : Déplacements inter-étages suivant le sens (x).

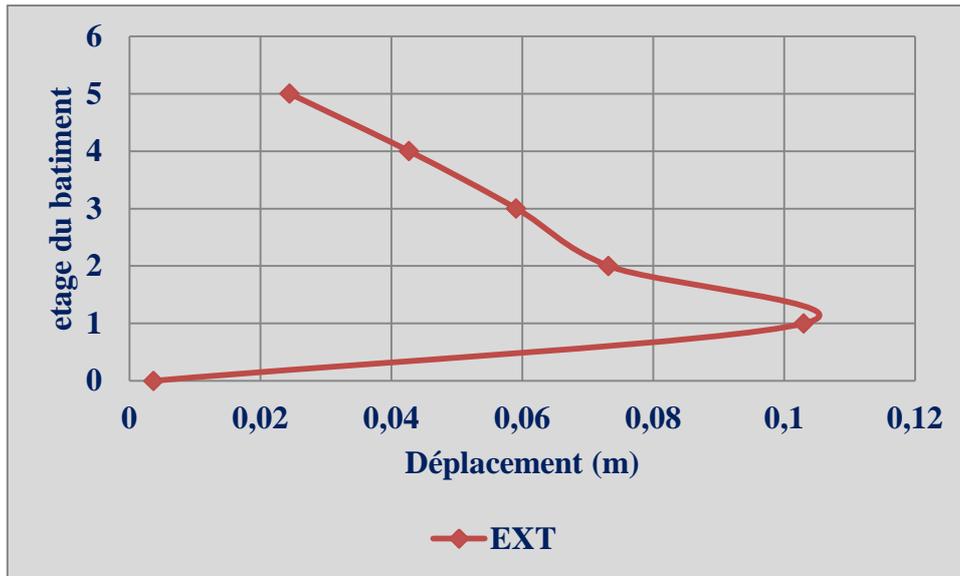


Figure : IV.17 : Déplacements inter-étages suivant le sens (y).

IV.5.3: Analyse non linéaire :

IV.5.3.1 : Courbes de capacité :

Les figures **Figure (IV.18) (IV.19)** ci-dessous représentent Les courbes de capacités de résistance en fonction des déplacements du bâtiment existant.

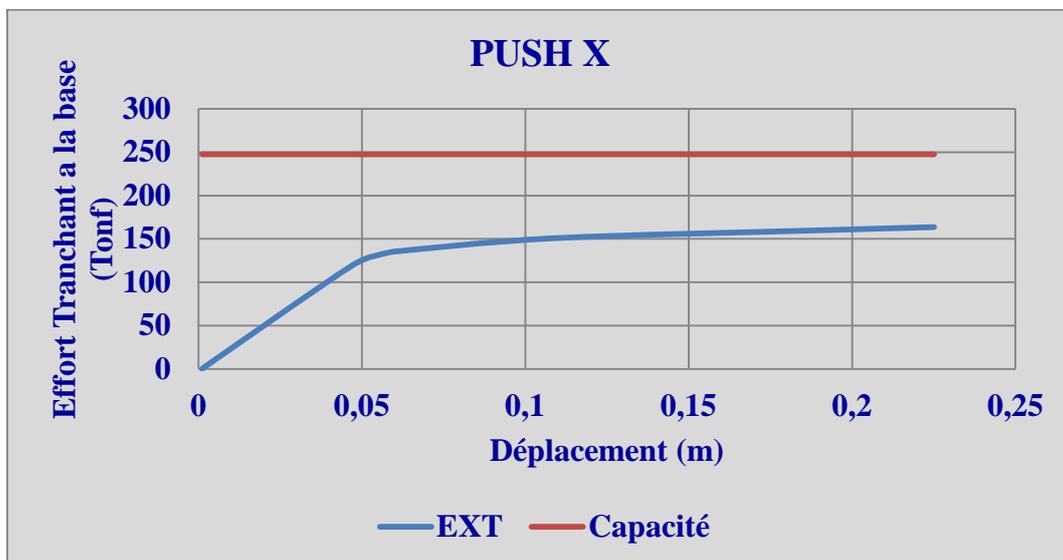


Figure : IV.18 : Courbe de capacité suivant le sens (x).

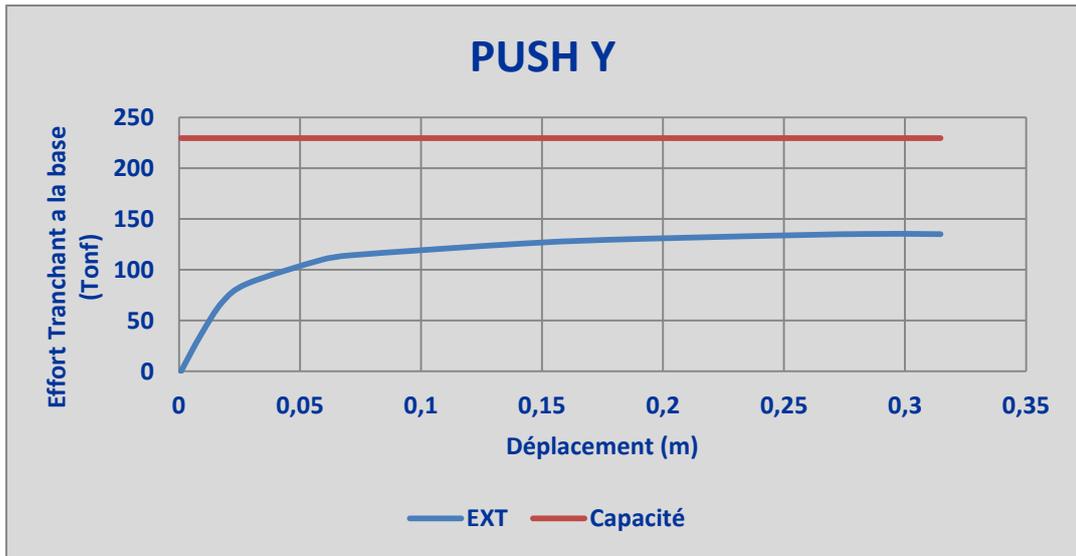


Figure : IV.19 : Courbe de capacité suivant le sens (y).

Commentaire :

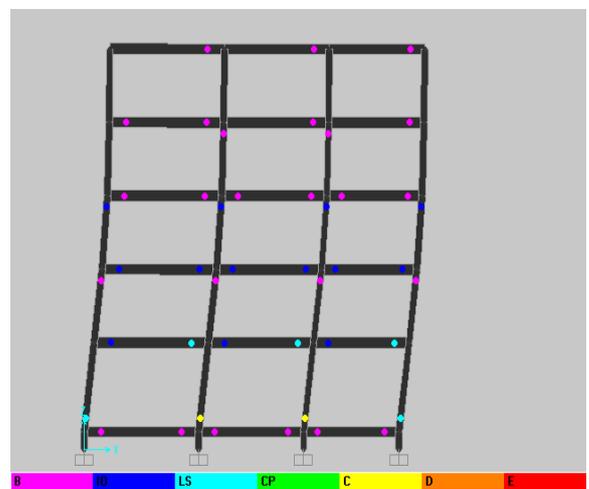
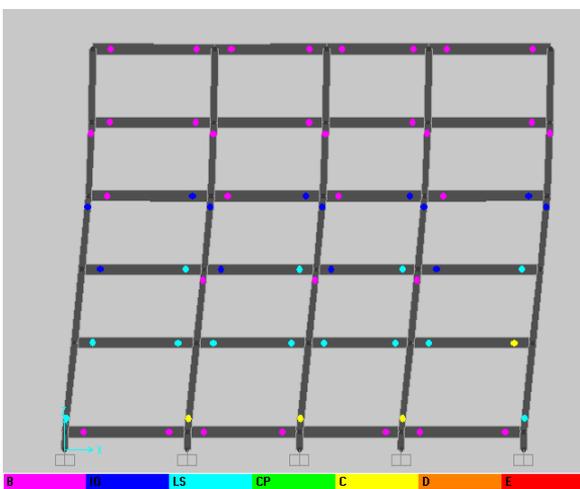
Après visualisation des courbes on a remarqué que le bâtiment étudié est considéré comme étant vulnérable pour les raisons suivantes :

- ✚ La capacité de résistance de ce bâtiment est nettement inférieure à la demande sismique dans les deux sens X et Y ;
- ✚ Les dimensions des poutres sont plus fortes que celle des poteaux (phénomène de poteaux faible – poutres fortes) ;
- ✚ Les coefficients de participation modale, l'effort tranchant, la période fondamentale de la structure et les déplacements ne justifient pas.

IV.5.4 : Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques :

Les figures IV.20 et IV.21 montrent le mécanisme de ruine et la distribution des rotules plastiques à la fin de l'analyse suivant les deux sens (x) et (y).

B. existant



Portique 3 portique 5 Figure

e : IV.20 : Formation des rotules Plastiques suivant le sens (x).

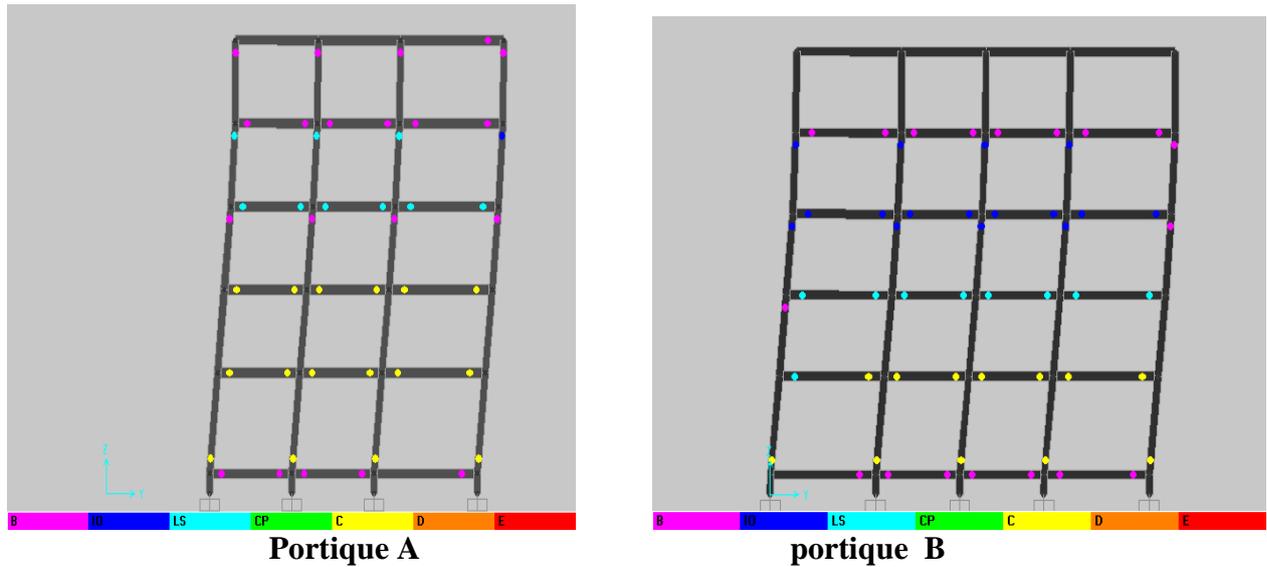


Figure IV.21 : Formation des rotules Plastiques suivant le sens (y)

Commentaires :

Dans le sens (x) et d'après les résultats trouvés, on constate que la capacité de résistance du bâtiment passe à 163,61Tonf. Concernant le sens (y), nous avons remarqué que la capacité de résistance passe de 135,01Tonf pour le cas existant.

Après visualisation des rotules plastique on remarque que le mécanisme développé est un mécanisme mixte dans les deux sens (x) et (y) puisque les rotules se sont formées simultanément dans les poutres et les poteaux.

Dans le sens (x) portique (3), nous remarquons qu'il y a une apparition des rotules de type (LS-C) dans les pieds de poteaux du RDC et de types (B-IO) dans les têtes des poteaux de 1^{er} jusqu'à 3^{ème} étages alors que pour les poutres le niveau d'endommagement sont de types (B-IO-LS-C)

Tandis que le portique 5 présente même type de rotule (C-LS) aux pieds des poteaux du RDC et de types (B-IO) dans les têtes des poteaux de 1^{er} jusqu'à 3^{ème} étages, selon les poutres sont de types (B-LS-IO).

Selon le sens y, l'axe (A), les niveaux de dommages passent du type (C) dans les pieds de poteaux du RDC et de types (B-LS-IO) dans les têtes des poteaux de 2^{er} jusqu'à 4^{ème} étages, et pour les poutres sont de types (C) au niveau du 1^{er} et 2^{ème} étages et de types (B-LS) dans le 3^{ème} et 4^{ème} étages.

Dans l'axe (B), les niveaux d'endommagements sont de types (C) dans les pieds de poteaux du RDC et de types (B-IO) dans les têtes des poteaux de 2^{er} et 3^{ème} étages, alors que pour les poutres sont de types (B-LS-IO-C).

IV.6 : Conclusion :

Par conséquent, on propose d'améliorer la résistance, la rigidité du bâtiment afin que ce dernier puisse supporter convenablement les charges sismiques. Pour la suite de travail, cinq variantes ont été rigidifiées par des murs voiles afin d'étudier la variation de leurs dispositions sur le comportement globale linéaire et non linéaire du bâtiment.

Chapitre V :
Étude Paramétrique

V.1. Introduction :

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure, cependant, dans le code parasismique algérien (RPA99/Version 2003) [16], aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventement) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

L'objectif de ce chapitre est de mettre en évidence l'influence de la disposition des voiles sur le comportement globale du bâtiment selon plusieurs variantes de disposition.

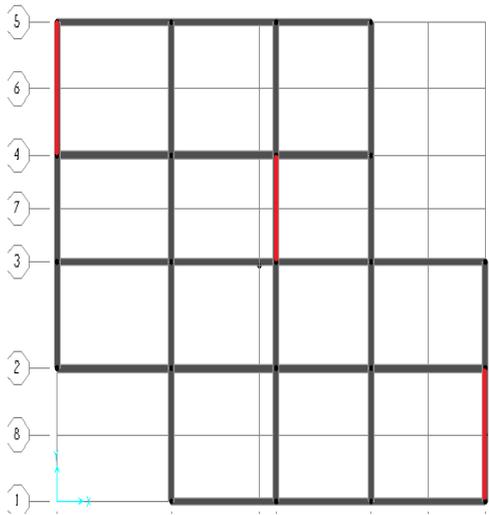
Pour ce faire, nous avons considéré le bâtiment étudié, plusieurs dispositions de voiles seront étudiées avec une comparaison entre les différents résultats de l'analyse push over de ces variantes.

V.2 : Choix des dispositions de voiles à étudier :

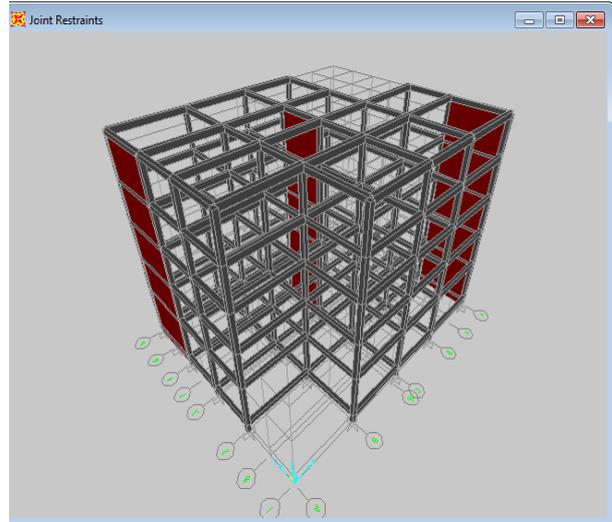
Afin de ne pas soumettre la structure à une torsion d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité du niveau. [22]

Dans ce travail, nous allons étudier l'influence de la disposition des voiles sur le comportement globale d'un bâtiment, et ceci en utilisant les variantes suivantes :

- a) Variante (1) :** Disposition de trois murs voiles dans le sens y (Voir figure V.1)



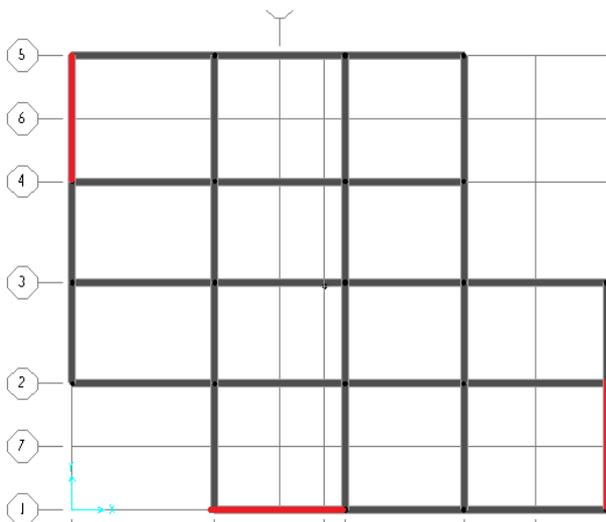
Variante (1) en plan



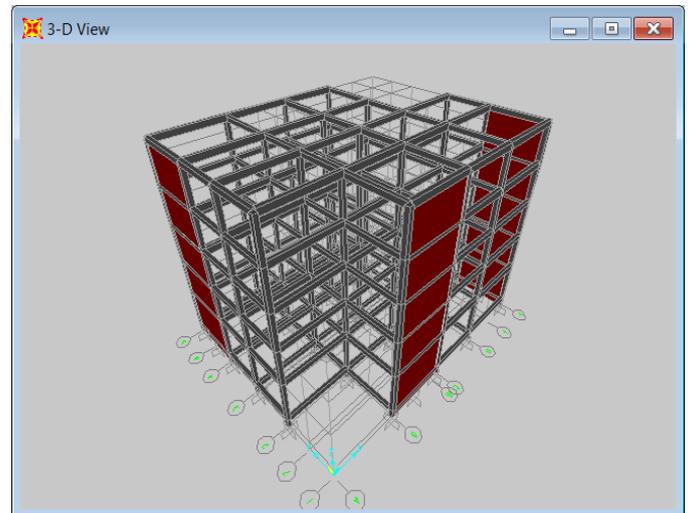
Variante (1) en 3D

Figure V.1 : Vue en plan et en 3D de la variante (1).

b) Variante (2) : Disposition de trois voiles dans les deux sens. (Voir figure V.2)



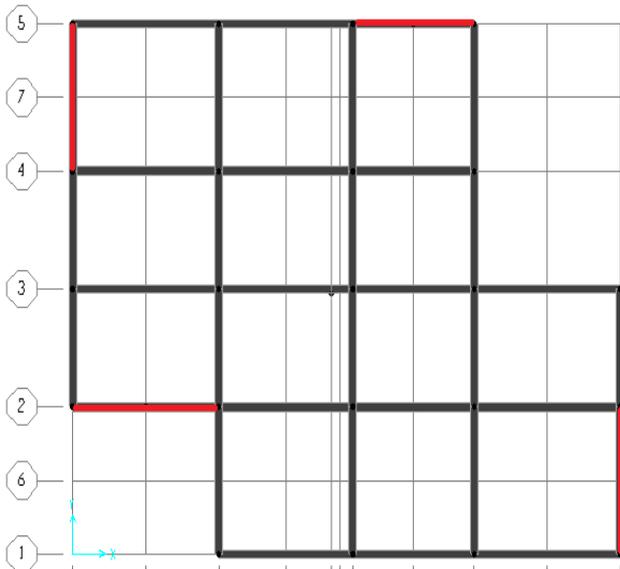
Variante (2) en plan



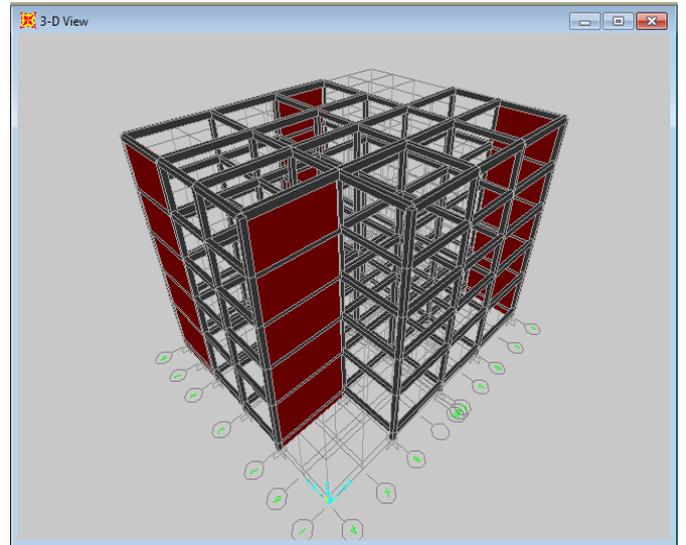
Variante (2) en 3D

Figure V.2: Vue en plan et en 3D de la variante (2).

c) **Variante (3) : Disposition symétrique des voiles en plan (Voir figure V.3)**



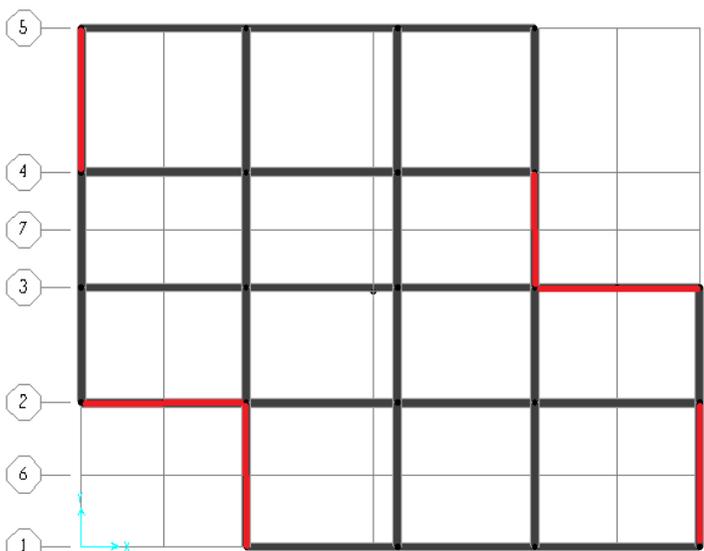
Variante (3) en plan



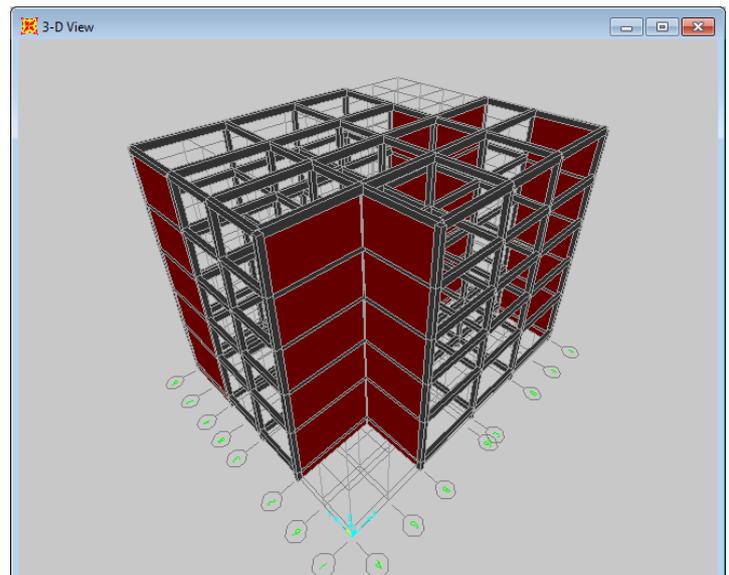
Variante (3) en 3D

Figure V.3 : Vue en plan et en 3D de la variante (3).

d) **Variante (4) : Disposition 6voiles (Voir figure V.4).**



Variante (4) en plan



Variante (4) en 3D

Figure V.4 : Vue en plan et en 3D de la variante (4).

V.3 : Critères de comparaison entre les variantes étudiées :

Aux termes des analyses linéaires et non linéaires des différentes variantes proposées, des critères de comparaisons sont définis comme suit :

- ✓ Périodes propres du bâtiment.
- ✓ Courbe de capacité.
- ✓ Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments (poutres, poteaux, voiles)
- ✓ Déplacements inter-étages.

Pour chaque critère de comparaison, nous procéderons à une analyse comparative des résultats, la variante qui présente les meilleurs résultats, sera considérée comme la variante optimale.

V.4 : Variante (1) :

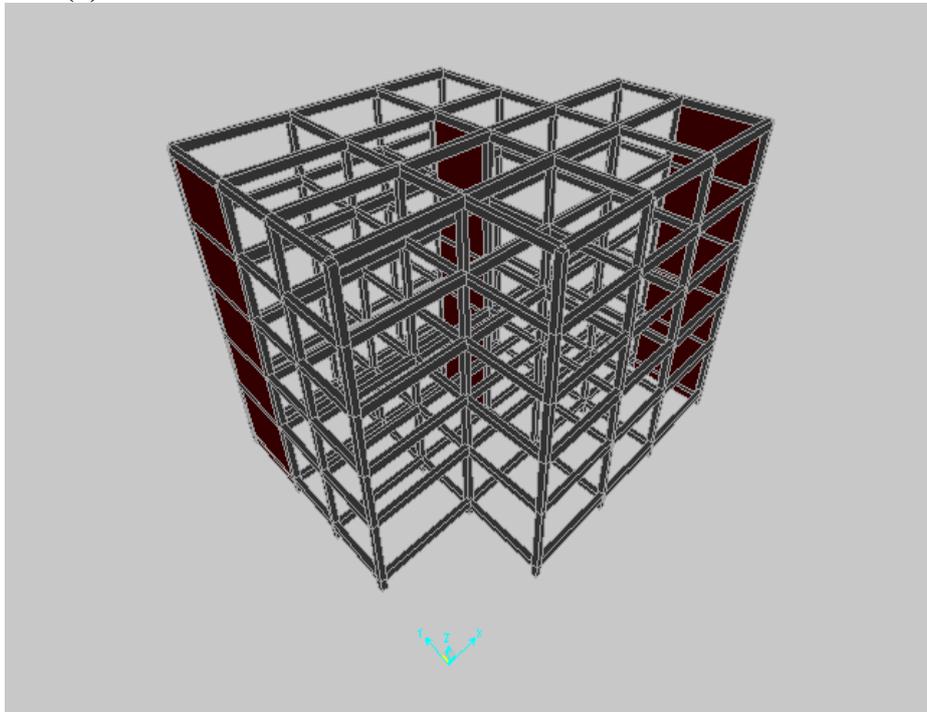


Figure V.5 : Vue en 3D de la Variante (1).

V.4.1 : Résultats linéaire de la variante (1) :

	V_{st}	La période		Coefficient de participation modale			l'effort tranchant	
				α_x			V_{dx}	
B. existant	528,4	1,4	C.N.V	80,86	C.N.V	V_{dx}	247,55	C.N.V
				α_y	81,05			
				$T_{10}=0,16 < 0.2 \text{ sec}$	C.V	V_{dy}	229,53	
Variante 1	557,5	1,24	C.N.V	98.41	C.V	V_{dx}	287,94	C.N.V
				α_y	82,65			
				$T_6=0,15 < 0,2 \text{ sec}$	C.V	V_{dy}	403,79	

Tableau V.1 : les vérifications de la variante (1).

Après la visualisation des résultats de l'analyse linéaire élastique de variante 1, on a constaté que :

- Concernant la période ne justifie pas.
- la vérification de coefficient de participation modale est vérifiée dans le sens (x) par contre le sens (y) donc on a calculé le nombre minimal de mode (K) tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T \leq 0.2 \text{ s}$.
- L'effort tranchant a la base n'est pas justifié.

V.4.1.1 : Vérification des déplacements :

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Niveau	Déplacement absolue		$\delta_{ek} \times R$		Déplacement inter-étages		1% h_e (m)
	δ_{ekx} (m)	δ_{eky} (m)	δ_{kx} (m)	δ_{ky} (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	
Terrasse	$7,73 \times 10^{-2}$	$2,80 \times 10^{-2}$	0,2705	0,098	0,0217	0,0231	0,033
4	$7,11 \times 10^{-2}$	$2,14 \times 10^{-2}$	0,2488	0,0749	0,0374	0,0228	0,033
3	$6,04 \times 10^{-2}$	$1,49 \times 10^{-2}$	0,2114	0,0521	0,0522	0,0213	0,033
2	$4,55 \times 10^{-2}$	$8,81 \times 10^{-3}$	0,1592	0,0308	0,0658	0,0178	0,033
1	$2,67 \times 10^{-2}$	$3,73 \times 10^{-3}$	0,0934	0,0130	0,09025	0,0123	0,04
RDC	9×10^{-4}	$1,9 \times 10^{-4}$	0,00315	0,00066	0,00315	0,00066	0,008

Tableau V.2 : Les déplacements de la variante (1).

Commentaire :

On constate que le déplacement inter-étage dans le sens (x) dépassent 1 % de la hauteur d'étage par contre le sens (y) est inférieur car il est rigidifié par les murs voiles.

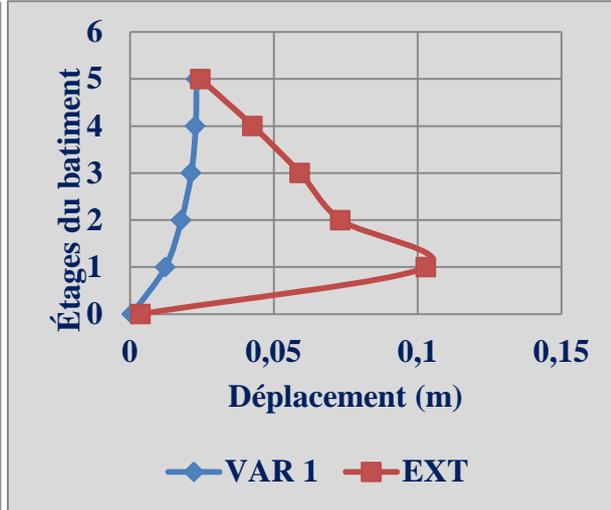
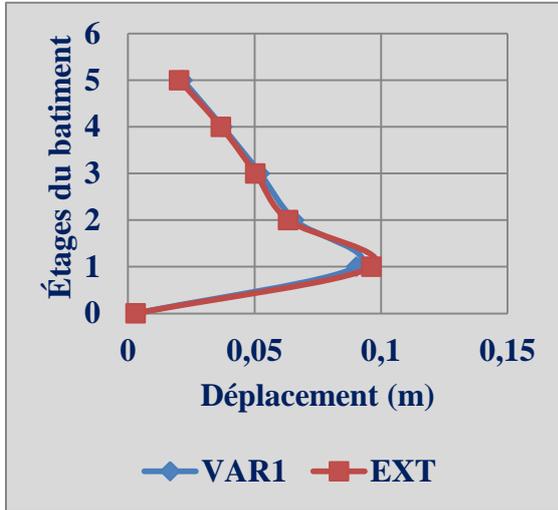


Figure V.6 : Déplacements inter étages suivant le sens (x) **Figure V.7 :** Déplacements inter étages suivant le sens (y).

V.4.2: Résultats non linéaire du variante (1) :

V.4.2.1 : Courbe de capacité :

Après avoir effectué l'analyse non linéaire du bâtiment avec les trois murs voiles (variante (1)), nous avons obtenu les courbes de capacité représentées sur les figures (V.8 et V.9):

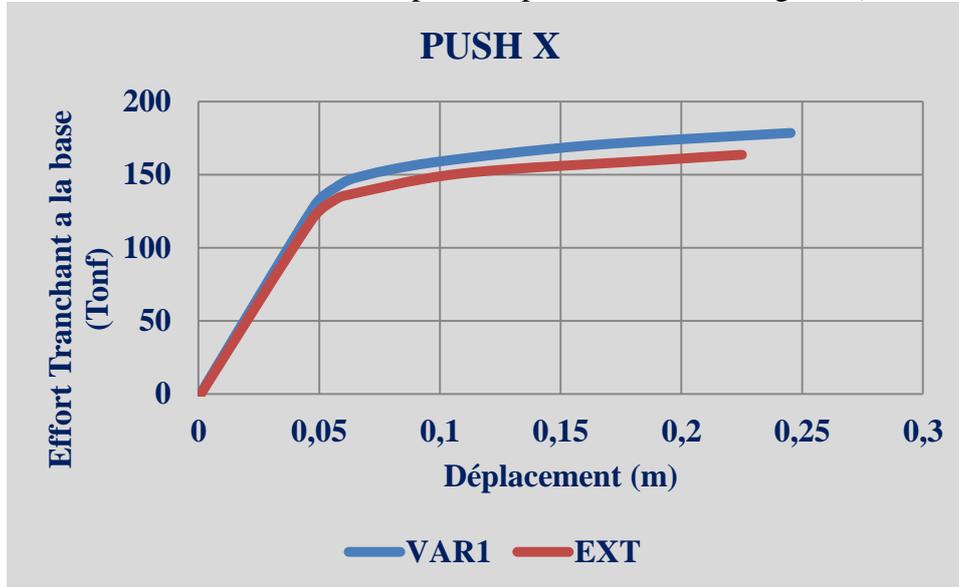
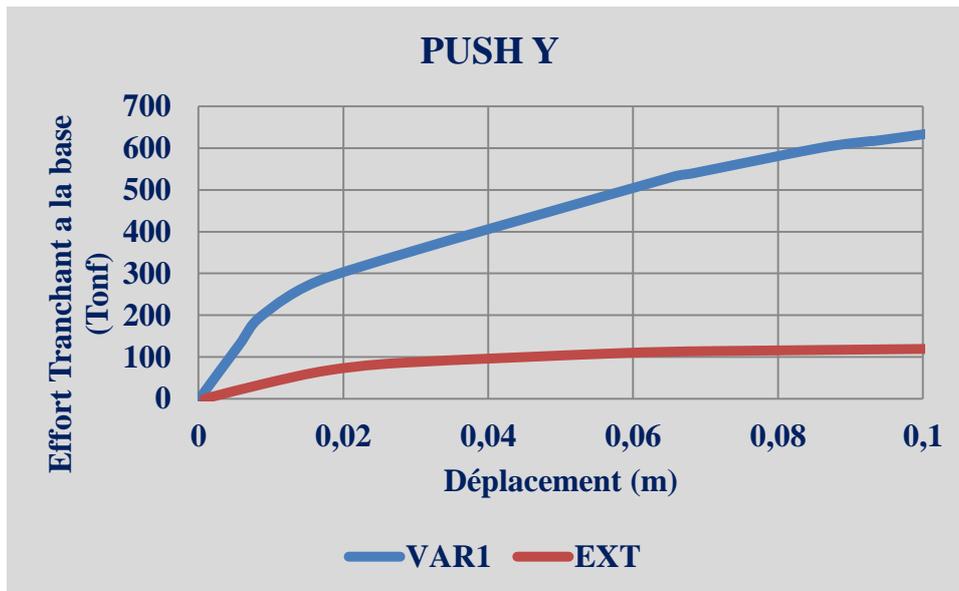


Figure V.8: Courbe de capacité sens (x).



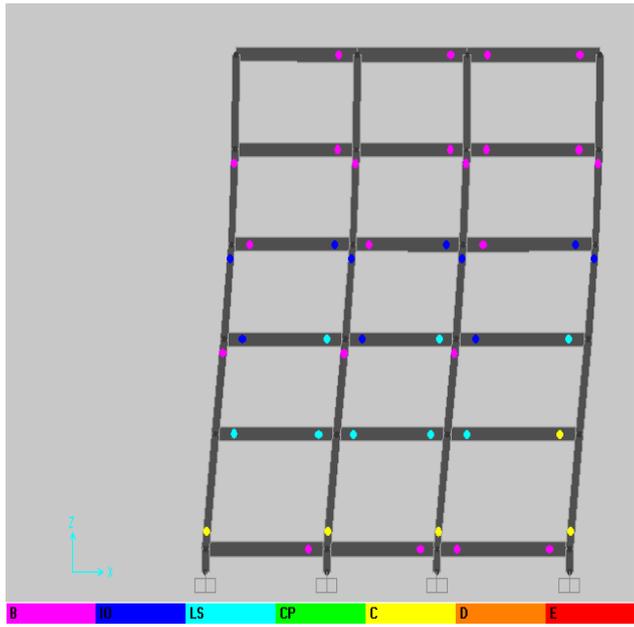
FigureV.9: Courbe de capacité sens (y).

Commentaire :

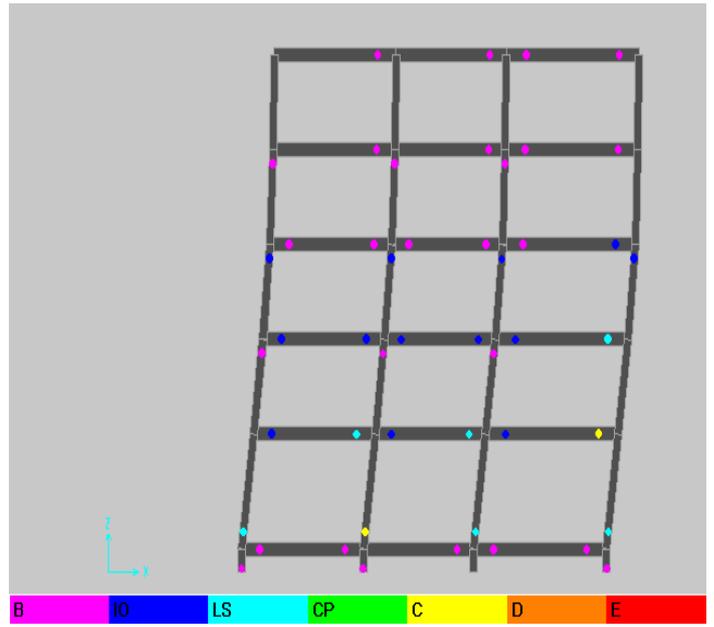
Suivant le sens (x), on remarque une légère augmentation de la courbe de capacité de la variante (1) par rapport à celle du bâtiment existant d'où on peut voir qu'elle a passé de 163,61 Tf pour le bâtiment existant à 178,52 Tf pour la variante (1). Par contre suivant le sens (y) on remarque une augmentation de la rigidité de la variante (1) et même pour l'effort tranchant à la base il a passé de 135,01 Tf à 638,11 Tf.

V.4.2.2 : Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques :

Les figures V.10 et V.11 montrent le mécanisme de ruine et la distribution des rotules plastiques à la fin de l'analyse suivant les deux sens (x) et (y).



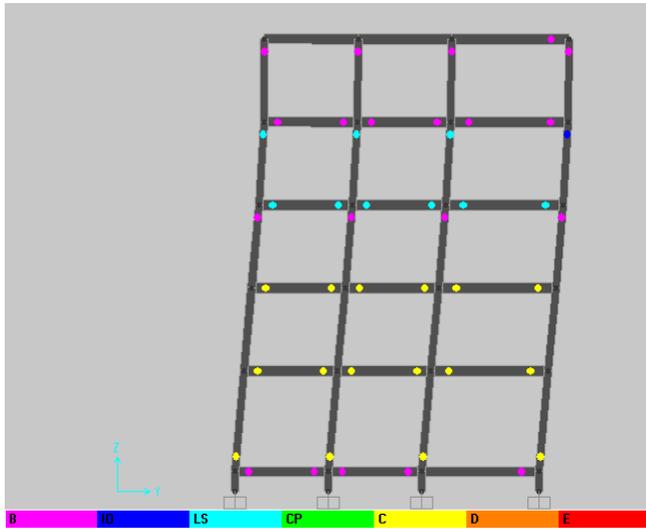
B.Existant



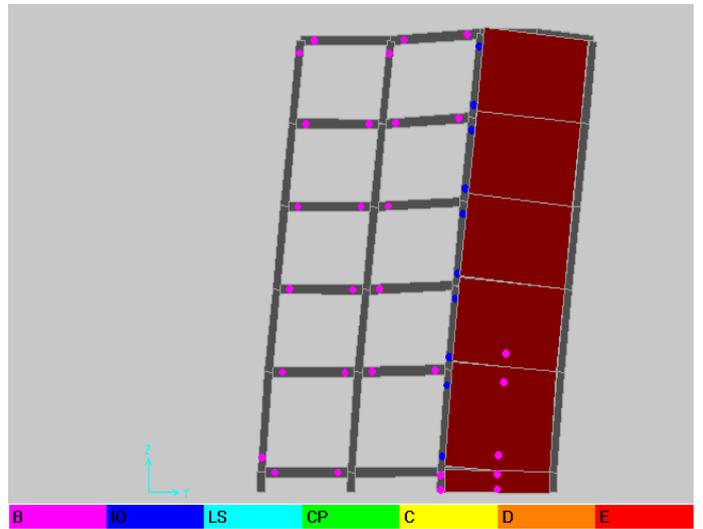
variante 1

Figure V.10 : formation des rotules plastique sens (x).

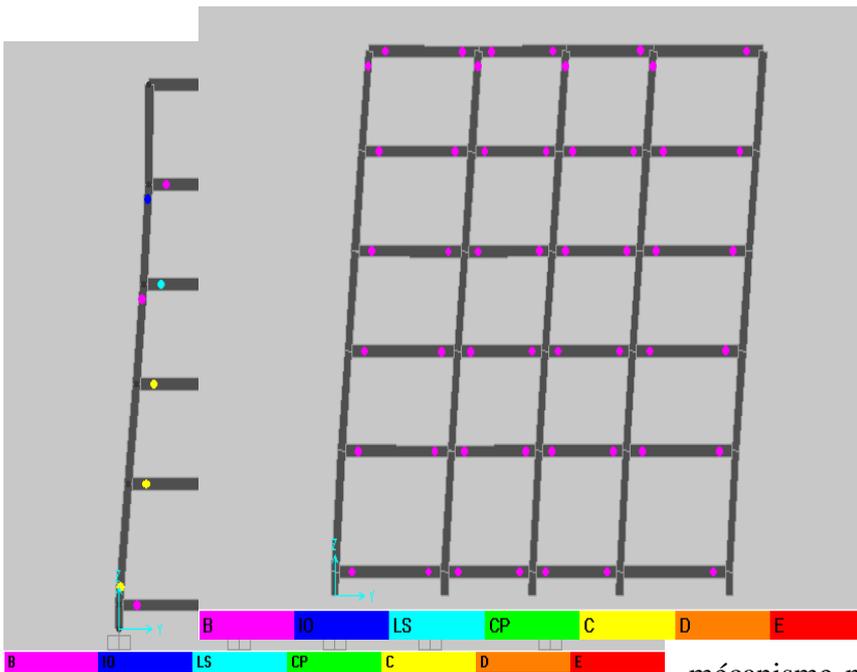
Portique A



B.Existant Variante 1



Portique D



B.Existant Variante 1

Figure V.11 : formation des rotules plastique Sens y.

Commentaires :

Après visualisation des rotules plastique on remarque que le mécanisme développé est un

mécanisme mixte dans les deux sens (x) et (y) puisque les rotules se sont formées simultanément dans les poutres et les poteaux.

En comparant les mécanismes de ruine et la distribution des rotules plastiques entre le cas du bâtiment existant et la variante (1), on peut dire que les niveaux d'endommagement pour la variante (1) sont moins importants que ceux du bâtiment existant.

Dans le sens (x) portique 1, nous remarquons qu'il y a une apparition des rotules de type (C) dans les pieds de poteaux du RDC du bâtiment existant passent vers (LS-IO) pour la variante (1). On remarque aussi des rotules de types (B) au niveau de la partie inférieure du voile. Pour les poutres il y a une diminution de niveaux de dommages de type (LS-IO) du bâtiment existant vers (IO-B) de la variante (1).

Et le sens y, portique (A) nous remarquons que les niveaux de dommages pour les poteaux du RDC passent des stades (C) vers (B) et transformé en types (IO) dans les murs voiles. Concernant les poutres on remarque une diminution d'endommagement de type (C-LS) vers (B), et aux niveaux des voiles on remarque une création des rotules de type (B).

V.5 : Variante (2) :

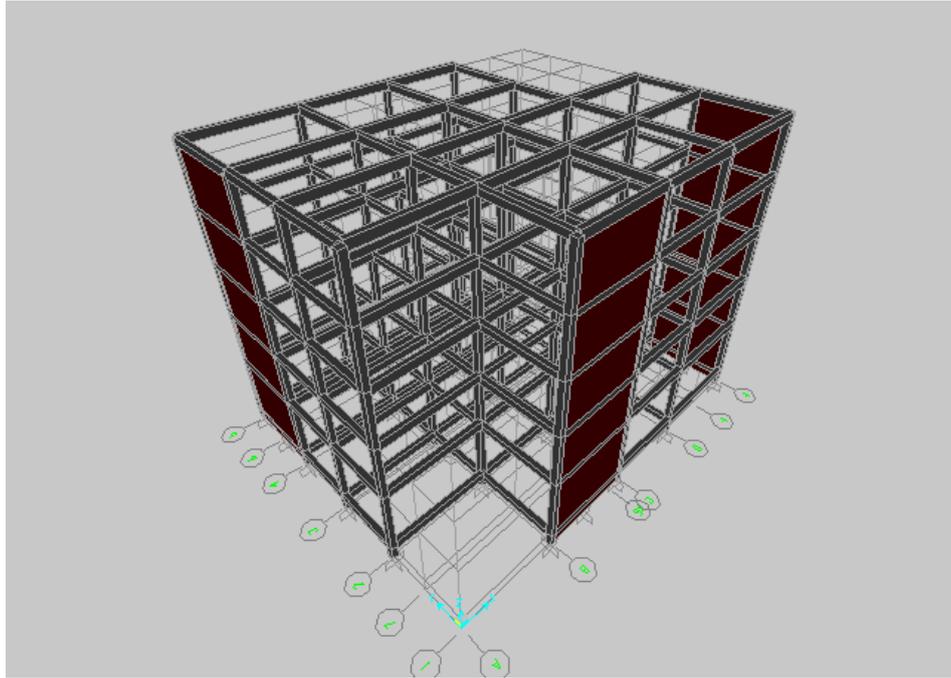


Figure V.12 : Vue en 3D de la Variante (2).

V.5.1 : Résultats linéaire de la variante (2) :

	V_{st}	La période		Coefficient de participation modale		l'effort tranchant		
				α_x	α_y	V_{dx}	V_{dy}	
B. existant	528,4	1,4	C.N.V	80,86	C.N.V	247,55	C.N.V	
				81,05				
				$T_8 = 0,039 < 0.2$	C.V	229,53		
Variante 2	563,1	0,64	C.N.V	83.72	C.N.V	315,41	C.N.V	
				83.55				
				$T_6 = 0,08 < 0,2 \text{ sec}$	C.V	417.25		

Tableau V.3 : vérifications de la variante (2).

Après la visualisation des résultats de l'analyse linéaire élastique de variante 2, on a constaté que :

- Concernant la période ne justifie pas.
- la vérification de coefficient de participation modale dans le sens (x) et (y) ne vérifient pas donc on a calculé le nombre minimal de mode (K) tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T \leq 0.2 \text{ s}$.
- L'effort tranchant a la base n'est pas justifié.

V .5.1.1 : Vérification des déplacements :

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Niveau	Déplacement absolue		$\delta_{ek} \times R$		Déplacement inter-étages		1% h_e (m)
	δ_{ekx} (m)	δ_{eky} (m)	δ_{kx} (m)	δ_{ky} (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	
Terrasse	$3,82 \times 10^{-2}$	$3,26 \times 10^{-2}$	0,1337	0,1141	0,0277	0,0263	0,033
4	$3,03 \times 10^{-2}$	$2,51 \times 10^{-2}$	0,1060	0,0878	0,0294	0,0266	0,033
3	$2,19 \times 10^{-2}$	$1,75 \times 10^{-2}$	0,0766	0,0612	0,0294	0,0252	0,033
2	$1,35 \times 10^{-2}$	$1,04 \times 10^{-2}$	0,0472	0,036	0,0257	0,0205	0,033
1	$6,16 \times 10^{-3}$	$4,45 \times 10^{-3}$	0,0215	0,0155	0,0204	0,0147	0,04
RDC	$2,97 \times 10^{-4}$	$2,28 \times 10^{-4}$	0,00103	0,00079	0,00103	0,00079	0,008

Tableau V.4 :Les déplacements absolus de la variante (2)

Commentaire :

On remarque que le déplacement inter-étage correspondant à la variante 2 est inférieur à 1% de la hauteur d'étage dans les deux sens parce que les murs voiles sont disposés dans les deux sens.

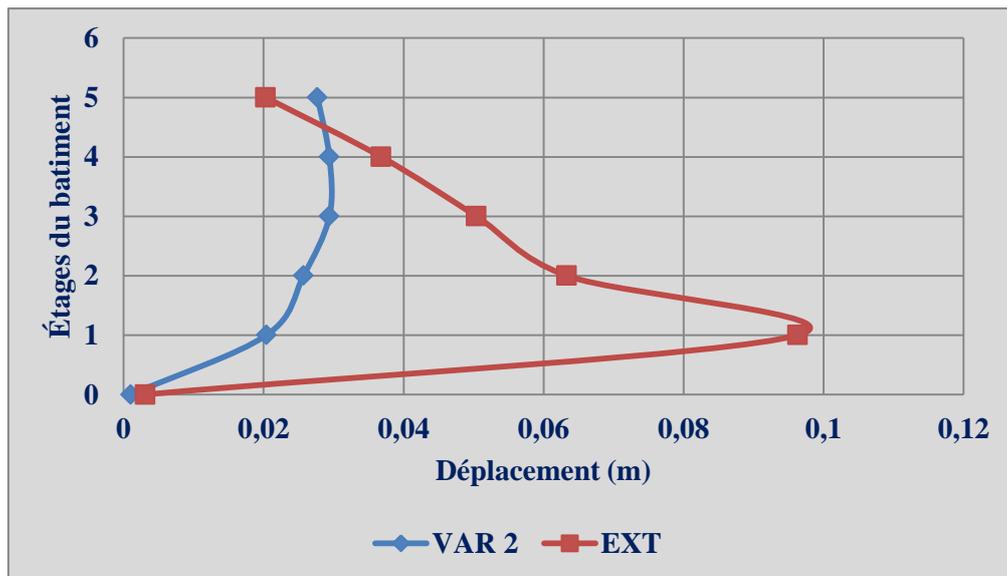


Figure V.13 : Déplacements inter-étages suivant le sens (x).

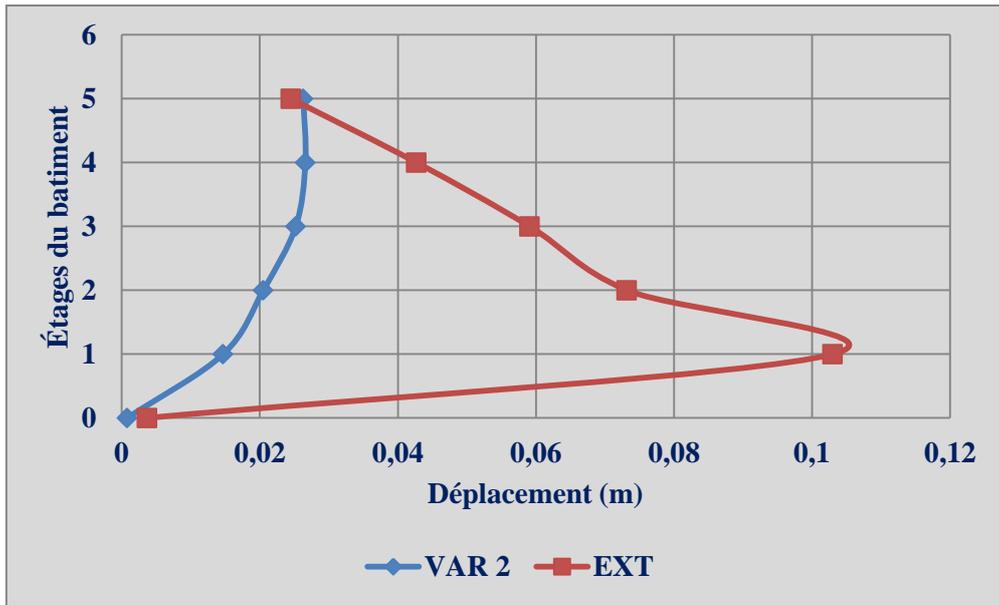


Figure V.14 : Déplacements absolue suivant le sens (y).

V.5.2 : Résultats non linéaire du variante (2) :

V.5.2.1 : courbes de capacité :

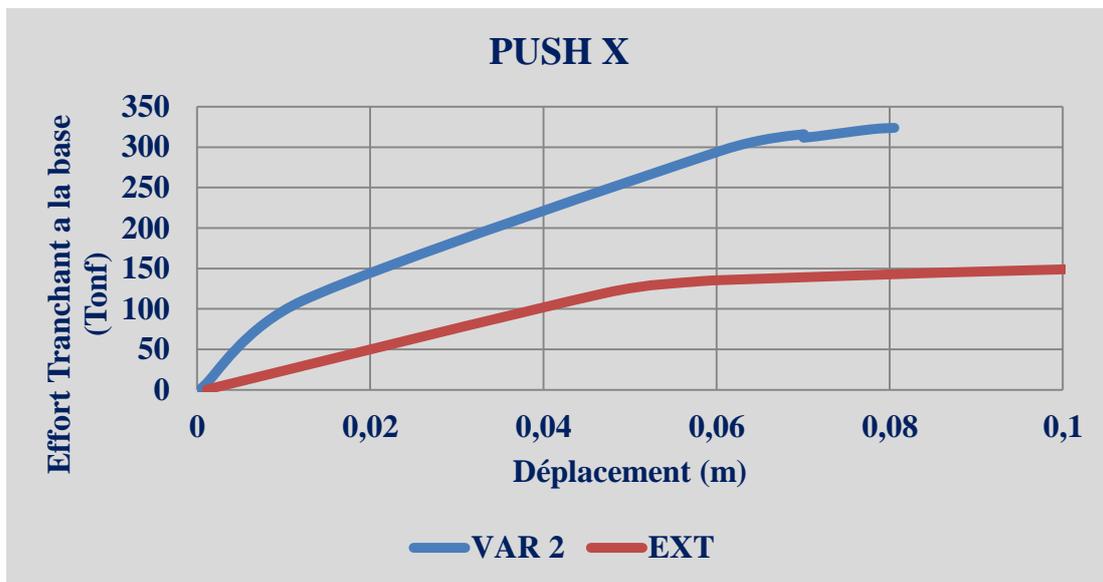
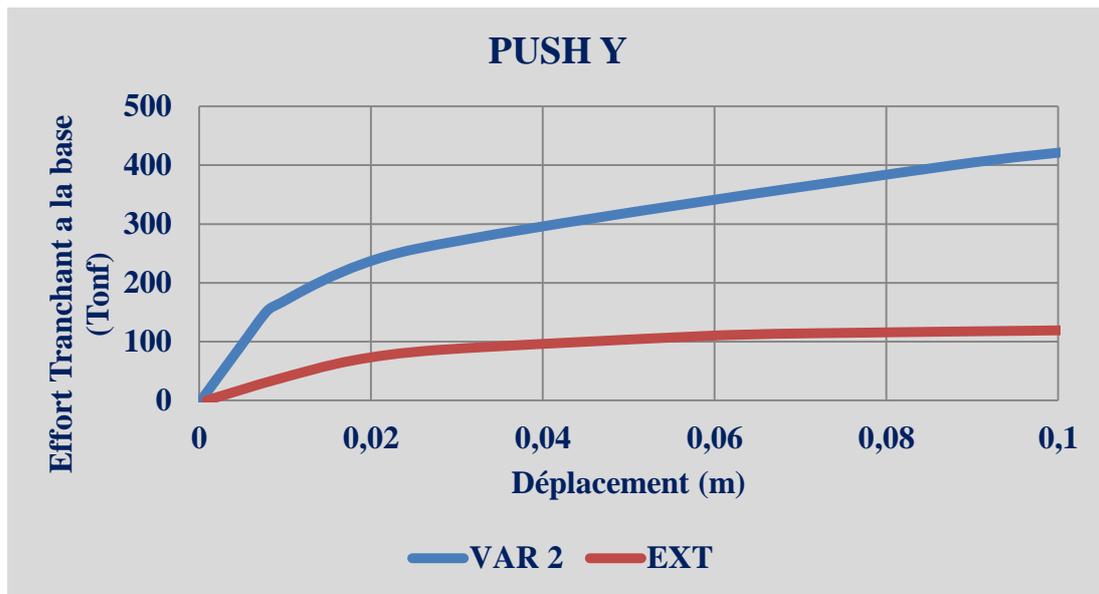


Figure V.15 : Courbe de capacité sens (x).



FigureV.16 : Courbe de capacité sens(y).

Commentaire :

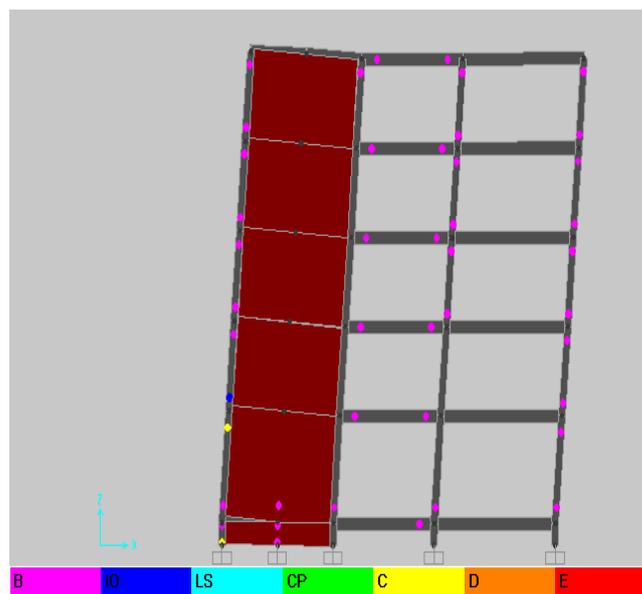
L'ajout des murs voiles au bâtiment existant a fait augmenter considérablement la capacité des résistances du bâtiment qui passe de 163,61 Tf a 323,89 Tf dans le sens (x), soit une augmentation de 200%. Concernant la rigidité ; on constate une augmentation de 361,41%.

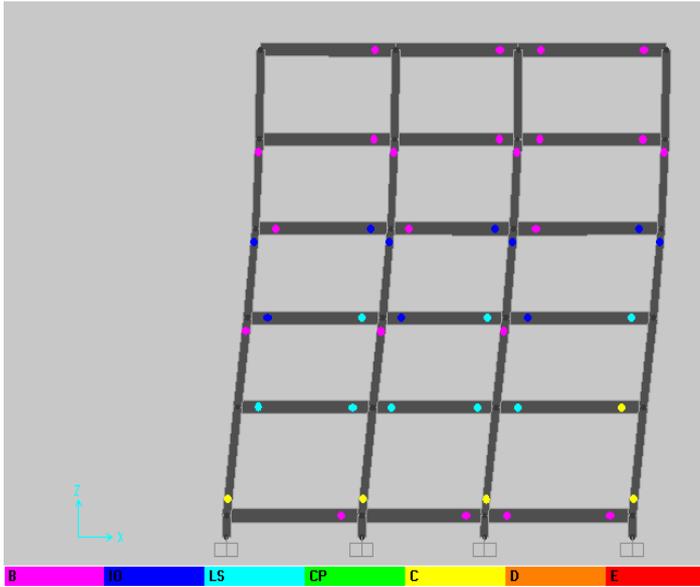
Par contre suivant le sens (y) on remarque augmentation de la capacité du bâtiment qui passe de 135,01 Tf a 450,84 Tf, soit une augmentation de 333,93% ,Concernant la rigidité ; on constate une augmentation de 672,15 %.

V.5.2.2 : Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques :

Les figures V.17 et V.18 montrent le mécanisme de ruine et la distribution des rotules plastiques à la fin de l'analyse suivant les deux sens (x) et (y).

Portique 1

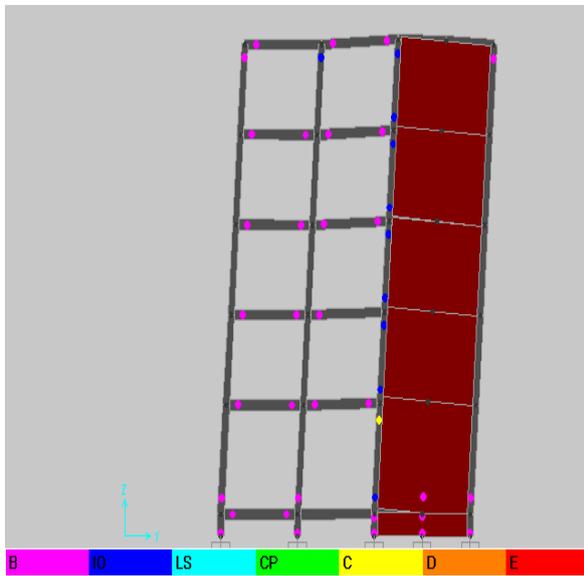
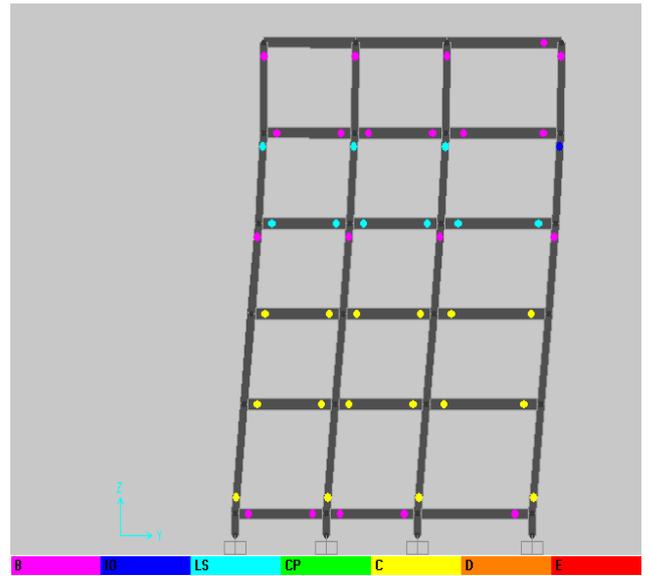




B.Existant Variante 2

Figure V.17: formation des rotules plastique sens(x).

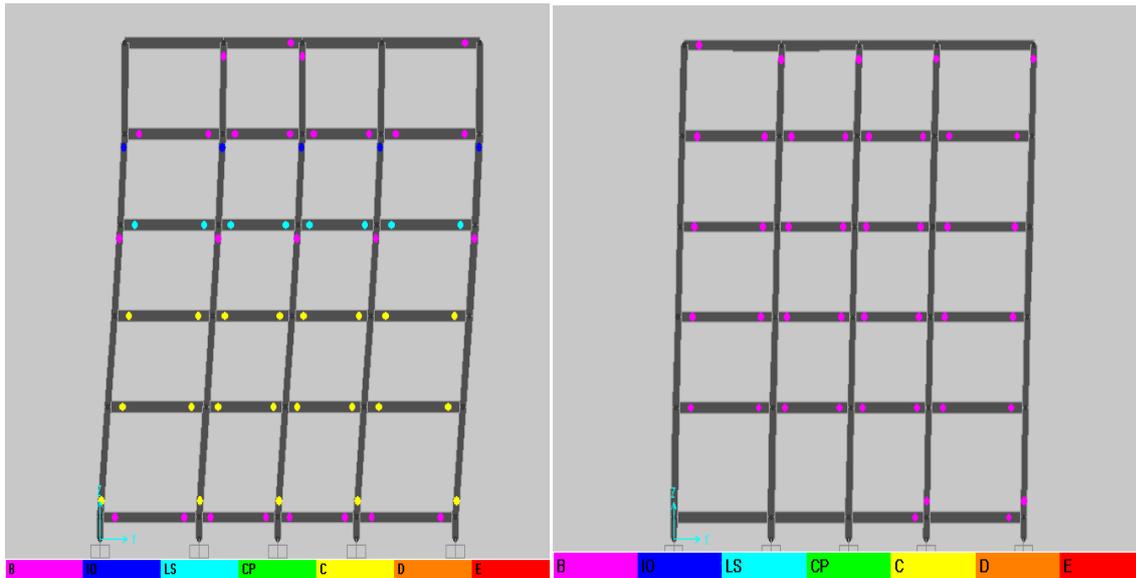
Portique A



B.Existant

Variante 2

Portique D



B.Existant Variante 2

FigureV.18 : formation des rotules plastique Sens(y).

Commentaires :

Selon les niveaux d'endommagement, dans le sens (x) portique (1) du bâtiment existant et la variante (2) d'après les résultats trouvés, on constate qu'il y a une diminution d'endommagement des stades (C-IO) dans le bâtiment existant vers (B) dans la variante (2), des rotules de types (C-IO) sont formées aux niveaux des poteaux adjacents duvoiles du RDC et 1^{er} étage de la variante (2).Concernant les poutres, nous avons remarqué des rotules sont de type (LS-IO-C) du bâtiment existant vers (B) de la variante (2).

Dans le sens (y) portique (A), la majorité des rotules sont de types (C) qui se trouvent dans les poteaux et les poutres au niveau du RDC et 1^{er} étage du bâtiment existant ont diminuent vers (B) dans la variante (2),pour les portiques des voiles, les rotules développées sont de types (B-IO).

Pour le portique (D) on constate une diminution des rotules de type (C-LS-IO) dans le bâtiment existant aux niveaux des poteaux et poutres vers (B) et se disparaîtront au niveau du RDC de la variante (2).

V.6 :Variante (3) :

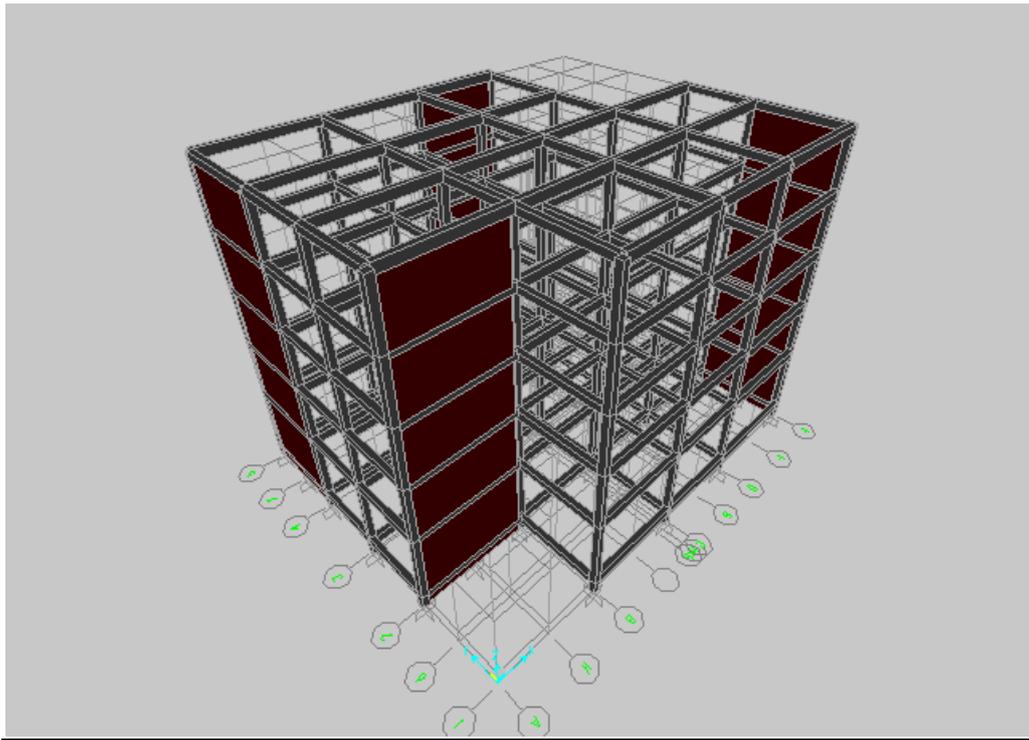


Figure V.19 : Vue en 3D de la Variante (3).

V.6.1 Résultats linéaire de la variante (3) :

	V_{st}	La période	Coefficient de participation modale		l'effort tranchant		
B.Existant	528,4	1,4	C.N.V	α_x 80,86	C.N.V	V_{dx} 247,55	C.N.V
				α_y 81,05		V_{dy} 229,53	
				$T_8 = 0,039 < 0.2$	C.V		
Variante 3	571,2	0,48	C.N.V	α_x 83.63	C.N.V	V_{dx} 419,93	C.N.V
				α_y 83.65		V_{dy} 425.32	
				$T_6 = 0,08 < 0,2 \text{ sec}$	C.V		

Tableau V.5 : Les vérifications de la variante (3).

Après la visualisation des résultats de l'analyse linéaire élastique de variante 3, on a constaté que :

- Concernant la période ne justifie pas.
- la vérification de coefficient de participation modale dans le sens (x) et (y) ne vérifient pas donc on a calculé le nombre minimal de mode (K) tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ ET $T \leq 0.2$ s.
- L'effort tranchant n'est pas justifié.

V.6.1.1 : Vérification des déplacements :

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Niveau	Déplacement absolue		$\delta_{ek} \times R$		Déplacement inter-étages		1% h_e (m)
	δ_{ekx} (m)	δ_{eky} (m)	δ_{kx} (m)	δ_{ky} (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	
Terrasse	$3,78 \times 10^{-2}$	$3,29 \times 10^{-2}$	0,1323	0,1151	0,0256	0,0262	0,033
4	$3,05 \times 10^{-2}$	$2,54 \times 10^{-2}$	0,1067	0,0889	0,0269	0,027	0,033
3	$2,28 \times 10^{-2}$	$1,77 \times 10^{-2}$	0,0798	0,0619	0,0273	0,0094	0,033
2	$1,50 \times 10^{-2}$	$1,05 \times 10^{-2}$	0,0525	0,0525	0,0261	0,0205	0,033
1	$7,55 \times 10^{-3}$	$4,51 \times 10^{-2}$	0,0264	0,1578	0,0145	0,0147	0,04
RDC	$3,42 \times 10^{-3}$	$2,31 \times 10^{-2}$	0,0119	0,0808	0,0119	0,00079	0,008

Tableau V.6 :Les déplacements inter-étages de la variante (3).

✚ Commentaire :

On remarque que le déplacement inter-étage correspond à la variante 3 est inférieur à 1% de la hauteur d'étage dans les deux sens parce que les murs voiles sont disposés dans les deux sens.

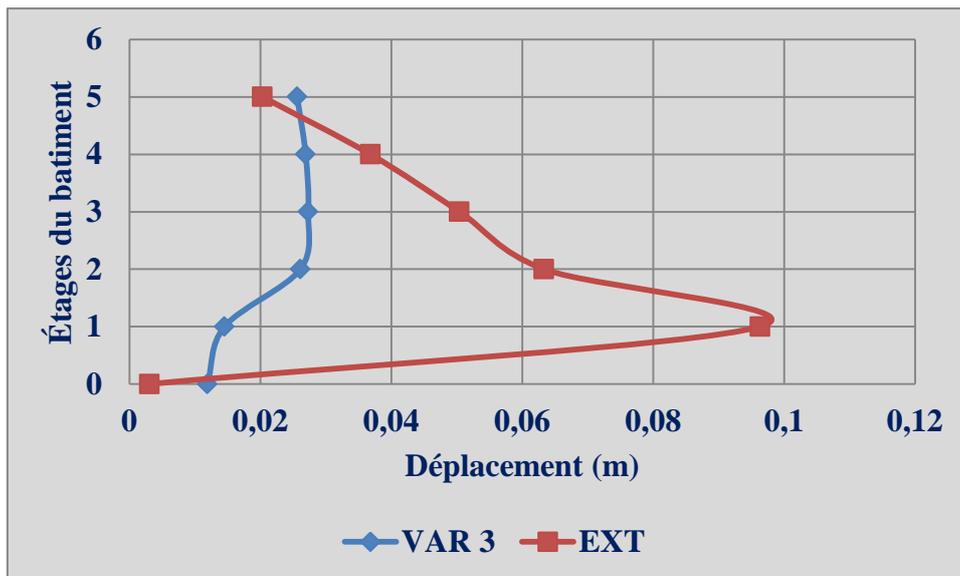


Figure V.20 : Déplacements inter-étages suivant le sens (x).

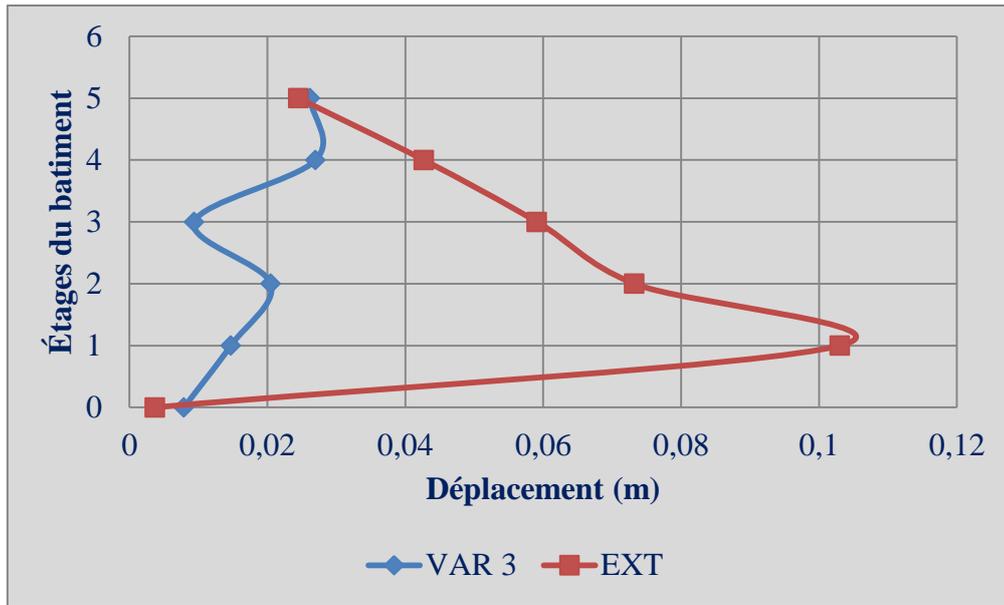


Figure V.21 : Déplacements inter-étages suivant le sens (y).

IV.6.2. : Résultats non linéaire du variante (3) :

IV.6.2.1 : courbes de capacité :



Figure IV.22 : Courbe de capacitésens (x).

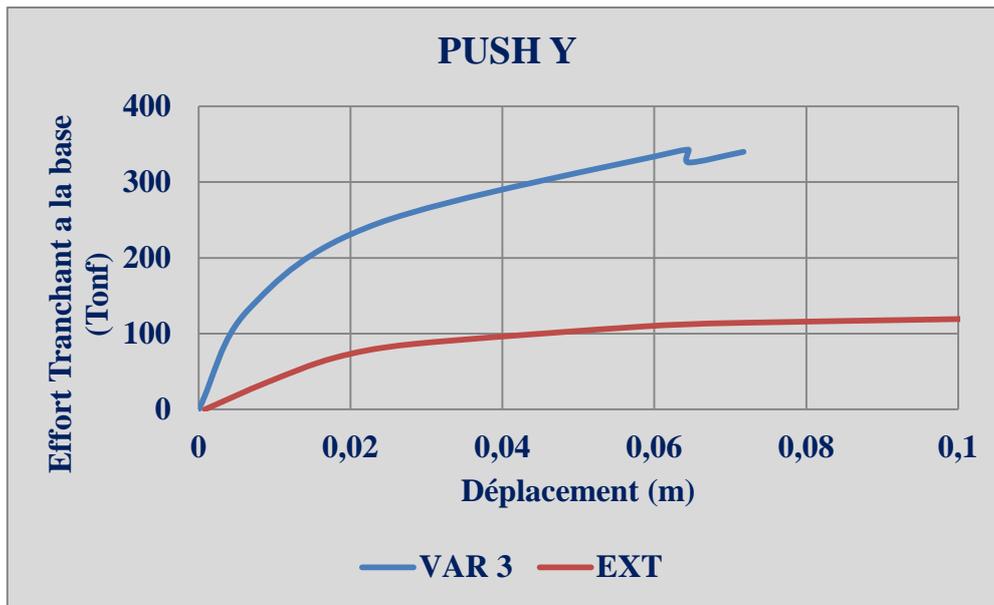


Figure V.23:Courbe de capacité sens(y).

Commentaire :

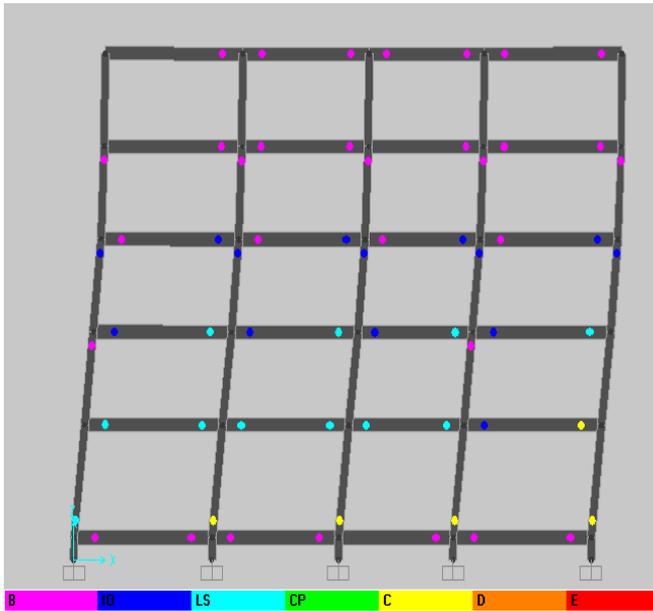
L'ajout des murs voiles au bâtiment existant a fait augmenter considérablement la capacité des résistances du bâtiment qui passe de 163,61 Tf à 517,60 Tf dans le sens (x), soit une augmentation de 316,36%. Concernant la rigidité ; on constate une augmentation de 1128,57 %.

Par contre suivant le sens (y) on remarque augmentation de la capacité du bâtiment qui passe de 135,01 Tf a 342,86 Tf, soit une augmentation de 253,95 %,Concernant la rigidité ; on constate une augmentation de 649,76 %.

IV.6.3.2 : Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques :

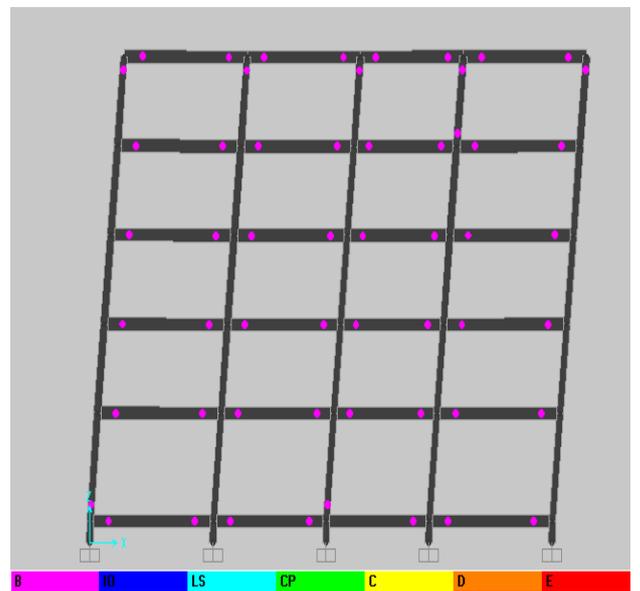
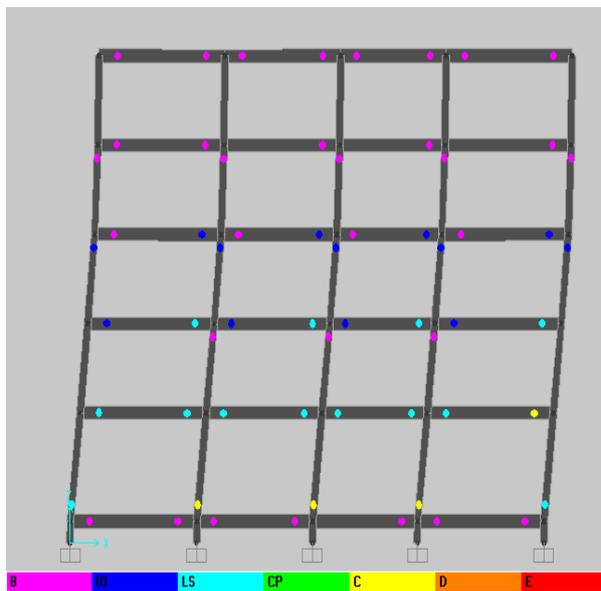
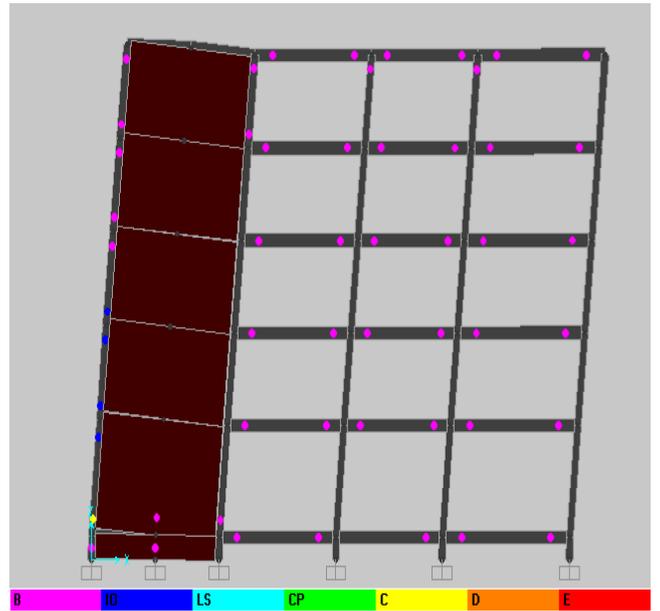
Les figures V.24 et V.25 montrent le mécanisme de ruine et la distribution des rotules plastiques à la fin de l'analyse suivant les deux sens (x) et (y).

Portique 2



B.Existant Variante 3

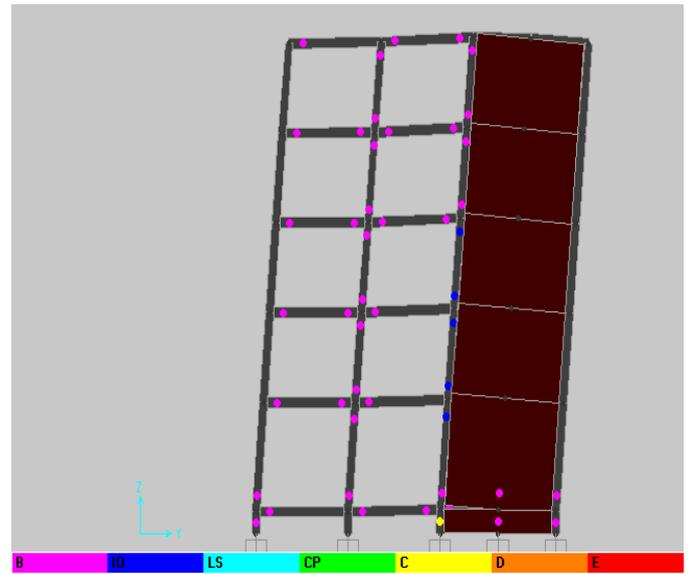
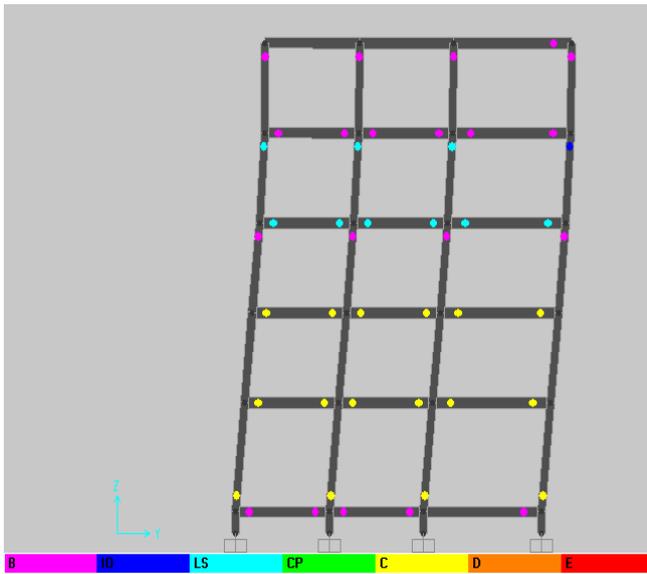
Portique 3



B.Existant Variante 3

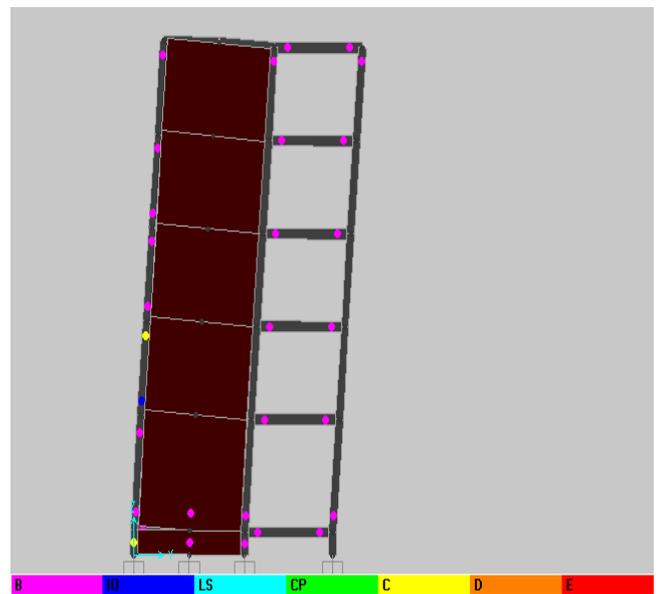
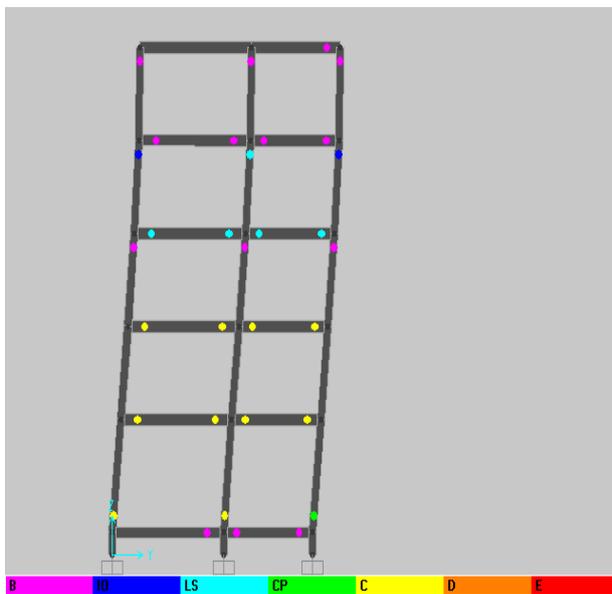
Figure V.24: formation des rotules plastique $\text{sen}(x)$.

Portique A



B.Existant Variante 3

Portique E



B.Existant Variante 3

FigureV.25: formation des rotules plastique Sens(y).

Commentaires :

Suite au résultat trouvé de l'analyse push over dans le sens (x), portique (2) du bâtiment existant on remarque au niveau des poteaux de RDC la délocalisation des rotules de types (LS-C) passent vers (B) dans la variante (3) puis on constate aussi un changement de degré

d'endommagement dans les têtes des poteaux de types (B-IO) du 2^{ème} jusqu'à 3^{ème} étages passent vers la disparition dans la variante (3), la formation des nouvelles rotules au niveau des poteaux adjacentes du voile de type (B-IO) dans la variante (3) . Concernant les poutres nous avons remarqué des rotules de types (B-IO-LS-C) dans le bâtiment existant passent au stade (B) de la variante (3)

Dans le portique (3) on remarque que les rotules passent de types (LS-C) dans le bâtiment existant vers des rotules de type (B) dans la variante (3) au niveau des pieds des poteaux de RDC, et une dépariassions des rotules de type (B-IO) au niveau des têtes des poteaux du bâtiment existant. Pour poutres des rotules de types (B-IO-LS-C) du bâtiment existant vers (B) de la variante (3).

Dans le sens (y), portique (A) on a su des rotules de type (C) au pied des poteaux de RDC de bâtiment existant passent au stade (B) de la variante (3) et de type (B-IO-LS) au niveau des têtes des poteaux du 2^{ème} jusqu'à 4^{ème} étages passent vers (B), On a un changement de rotule au niveau des poutres de type (B-LS-C) du bâtiment existant vers (B) de la variante (3).

Selon le portique (E) on constate un changement de degré d'endommagement de type (CP-C) du bâtiment existant vers (B) de la variante (3) au niveau des pieds des poteaux du RDC et une disparition des rotules de types (B-IO-LS) dans les têtes des poteaux de 2^{ème} et 3^{ème} étages passent vers (B) dans la variante (3), la formation des nouvelle rotules au niveau des poteaux adjacentes du voile de types (B-IO-C) dans la variante (3). pour les poutres des rotules sont de types (B-LS-C) du bâtiment existant passent au stade (B) de la variante (3).

Concernant les voiles, l'endommagement est de type (B), concentré aux niveaux RDC dans les deux sens (x) et (y).

V.7 : Variante (4) :

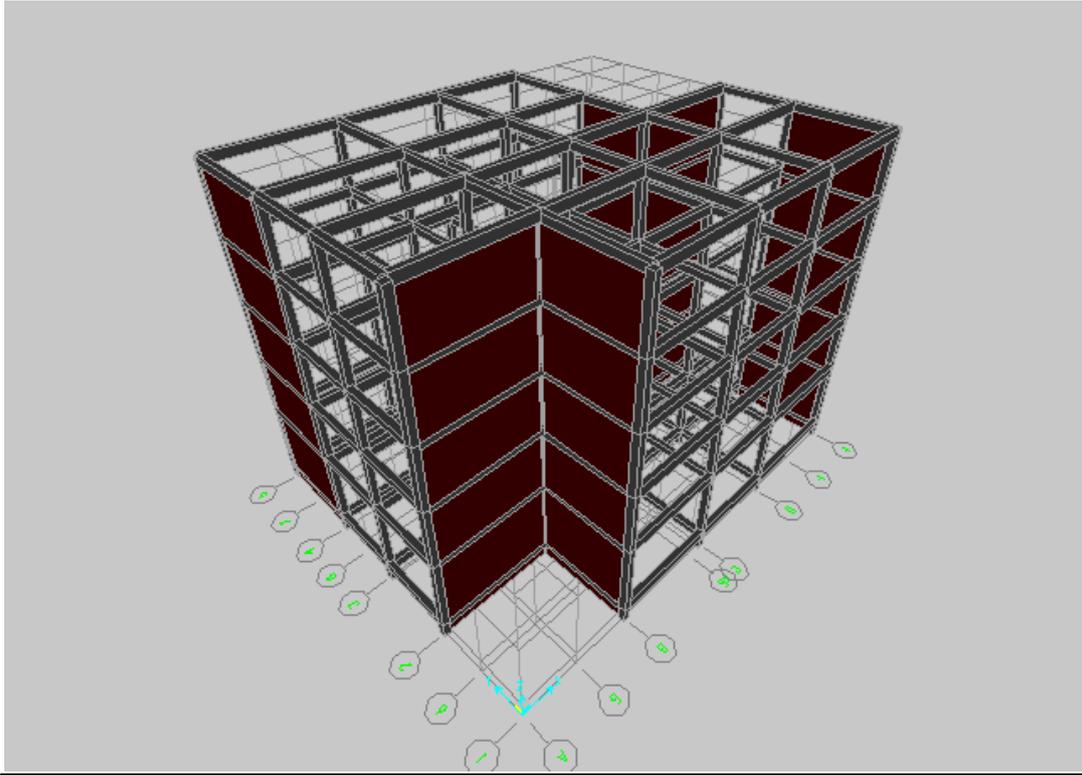


Figure V.26 : Vue en 3D de la Variante (4).

V.7.1 : Résultats linéaire de la variante (4) :

	V. statique	La période		Coefficient de participation modale		l'effort tranchant		
				α_x	α_y	V_{dx}	V_{dy}	
B existant	528,4	1,4	C.N.V	80,86	C.N.V	V_{dx}	247,55	C.N.V
				81,05				
				$T_4 = 0,11 < 0,2$	C.V	V_{dy}	229,53	
Variante 4	593,1	0,048	C.V	98,46	C.V	V_{dx}	731.14	C.V
				98,63				
				$T_7 = 0,03 < 0,2$	C.V	V_{dy}	791.09	

Tableau V.7 : Les vérifications de la variante (4).

Suite au résultat trouvé de l'analyse linéaire élastique de variante 4, on a remarqué que :

- ☞ selon la période, la vérification de coefficient de participation modale dans le sens (x) et (y) et L'effort tranchant sont justifiés.

V.7.1.1 : Vérification des déplacements :

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Niveau	Déplacement absolue		$\delta_{ek} \times R$		Déplacement inter-étages		1% h_e (m)
	δ_{ekx} (m)	δ_{eky} (m)	δ_{kx} (m)	δ_{ky} (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	
Terrasse	$2,20 \times 10^{-2}$	$2,47 \times 10^{-2}$	0,077	0,0864	0,0211	0,0203	0,033
4	$1,70 \times 10^{-2}$	$1,89 \times 10^{-2}$	0,0595	0,0661	0,0143	0,0203	0,033
3	$1,19 \times 10^{-2}$	$1,31 \times 10^{-2}$	0,0416	0,0458	0,0168	0,0189	0,033
2	$7,10 \times 10^{-3}$	$7,69 \times 10^{-3}$	0,0248	0,0269	0,0141	0,0156	0,033
1	$3,08 \times 10^{-3}$	$3,23 \times 10^{-3}$	0,0107	0,0113	0,0101	0,0108	0,04
RDC	$1,72 \times 10^{-4}$	$1,65 \times 10^{-4}$	0,0006	0,0005	0,0006	0,0005	0,008

Tableau V.8 :Les déplacements absolus de la variante (4).

✚ Commentaire :

On remarque que le déplacement inter-étage correspondant à la variante 4 est inférieur à 1% de la hauteur d'étage dans les deux sens parce que les murs voiles sont disposés dans les deux sens.

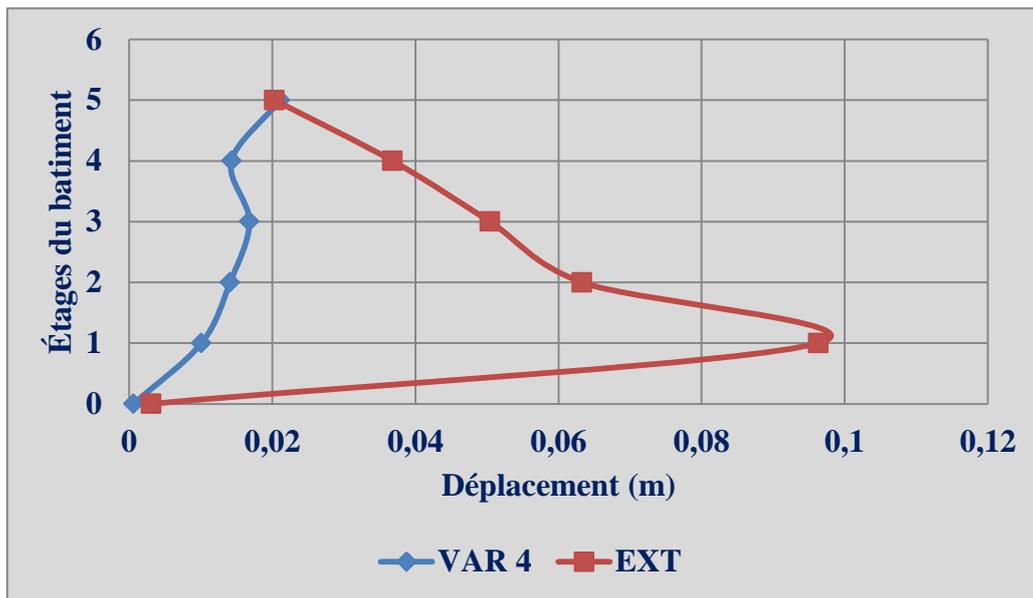


Figure V.27 : Déplacements inter-étages suivant le sens (x)

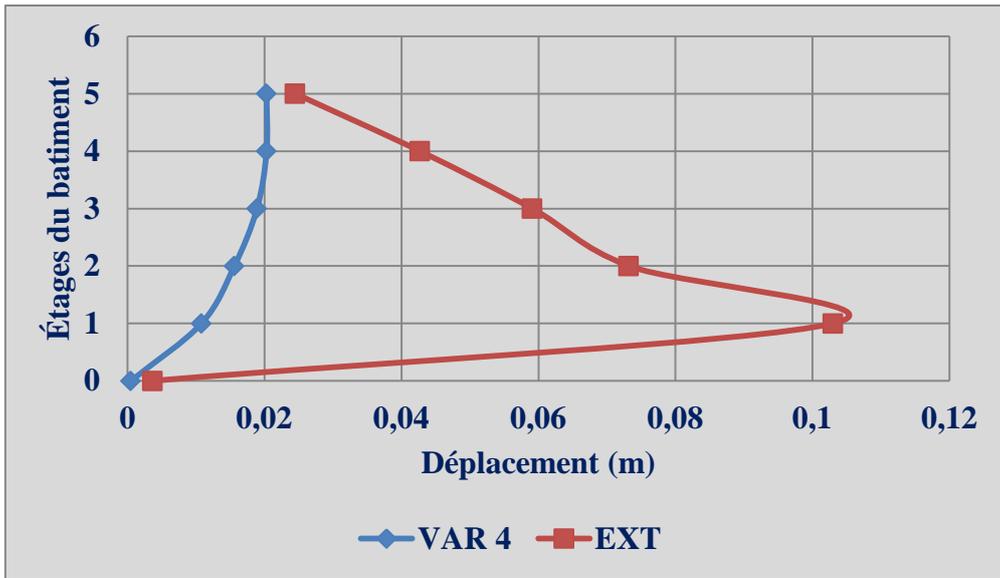


Figure V.28 : Déplacements inter-étages suivant le sens (y).

V.7.2 : Résultats non linéaire du variante (4) :

Les figures (V.29 et V.30) représentent les courbes de capacité de variantes 4 suivant les sens (x) et (y).

V.7.2.1 : courbes de capacité :

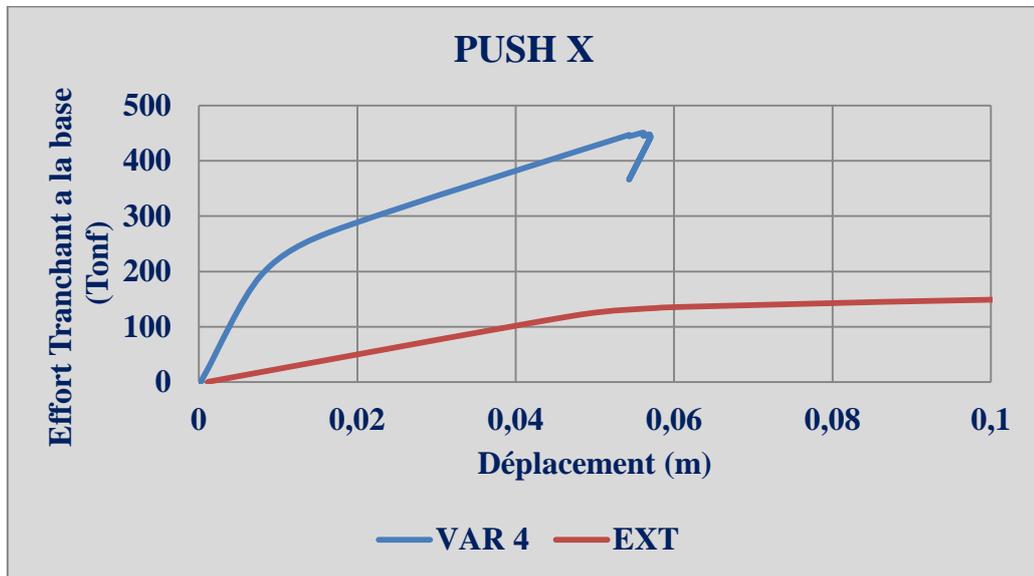


Figure V.29 : Courbe de capacité (sens X).

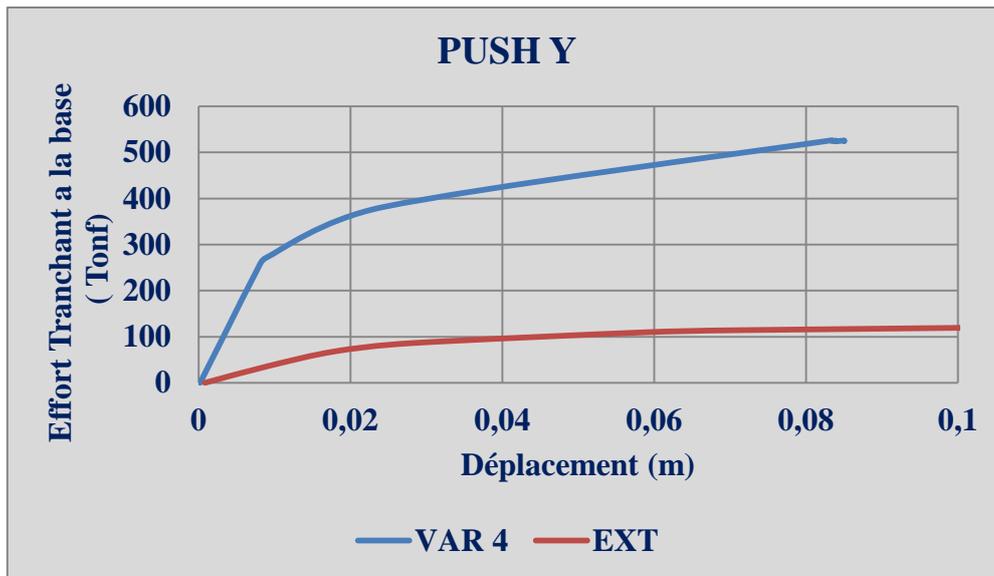


Figure IV.30 : Courbe de capacité sens (y).

Commentaire :

L'ajout des murs voiles au bâtiment existant a fait augmenter considérablement la capacité des résistances du bâtiment qui passe de 163,61 Tf à 439,53 Tf dans le sens (x), soit une augmentation de 268,64%.

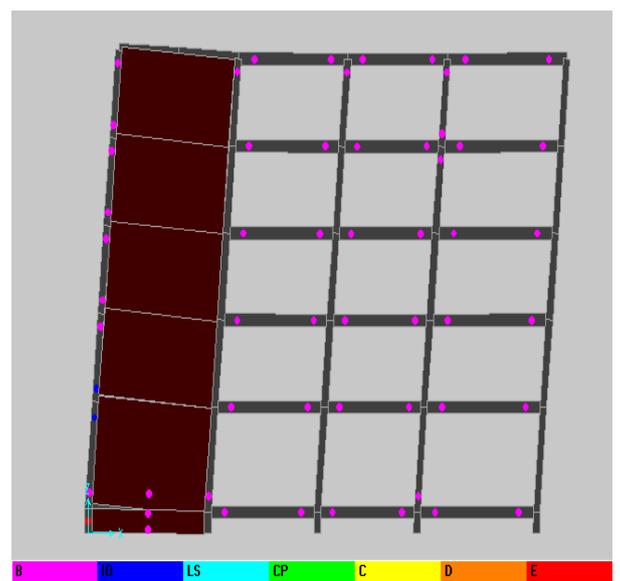
Concernant la rigidité ; on constate une augmentation de 660,86%.

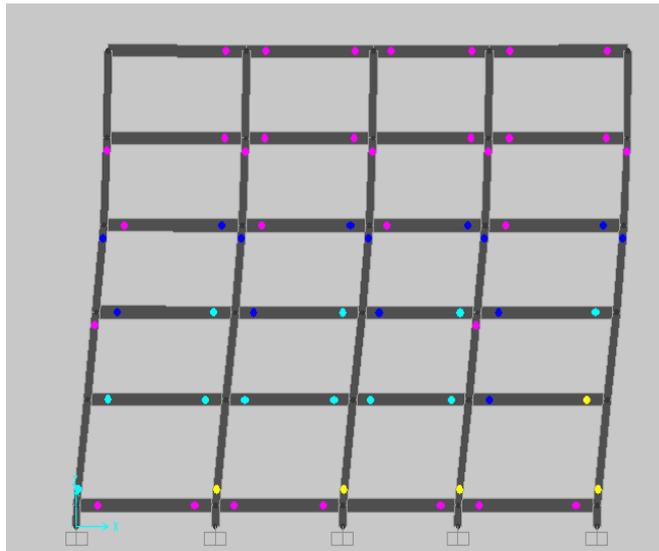
Par contre suivant le sens (y) on remarque augmentation de la capacité du bâtiment qui passe de 135,01 Tf a 524,23 Tf, soit une augmentation de 388.28%, Concernant la rigidité ; on constate une augmentation de 1104,57 %.

V.7.2.2 : Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques :

Les figures V.31 et V.32 montrent le mécanisme de ruine et la distribution des rotules plastiques à la fin de l'analyse suivant les deux sens (x) et (y).

Portique 2





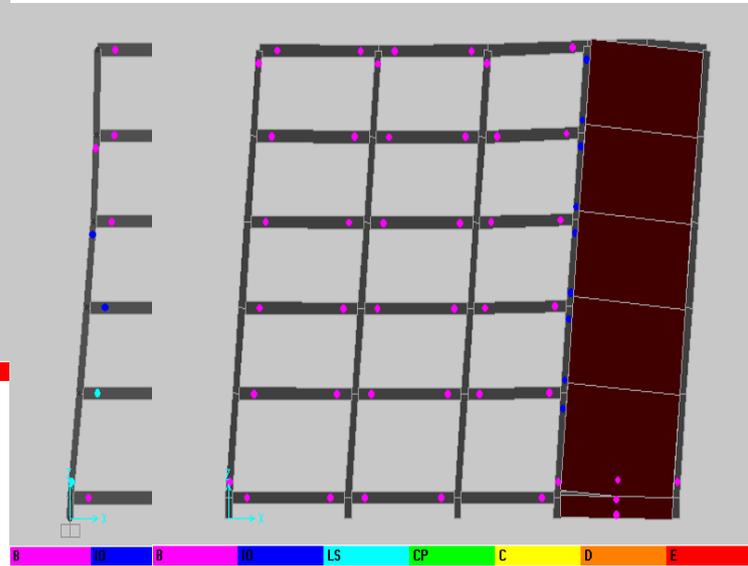
B.existant
Variante 4

Figure V.31 : formation des rotules plastique $\sin(x)$.

Portique A

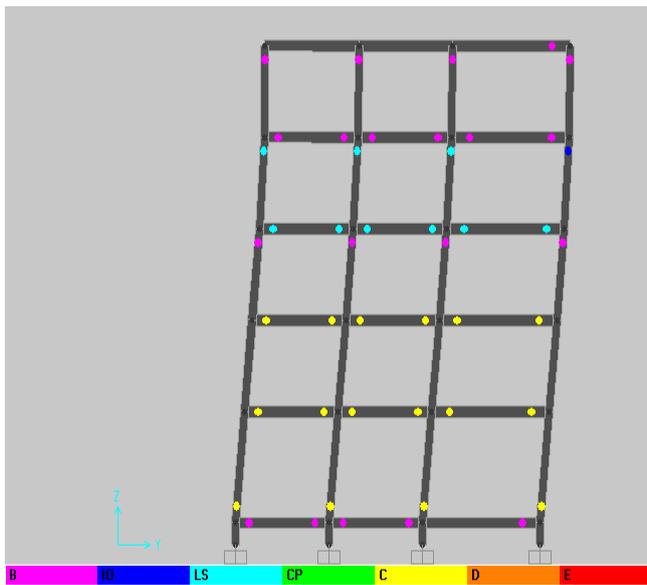
B.existant
Variante 4

Portique 3

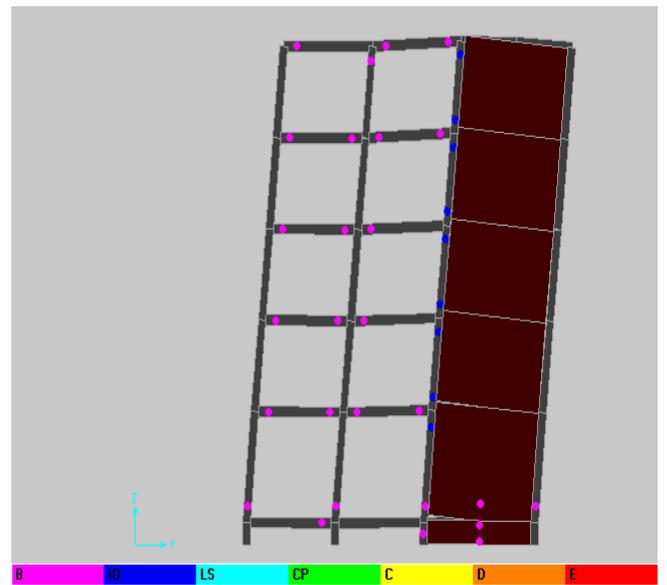


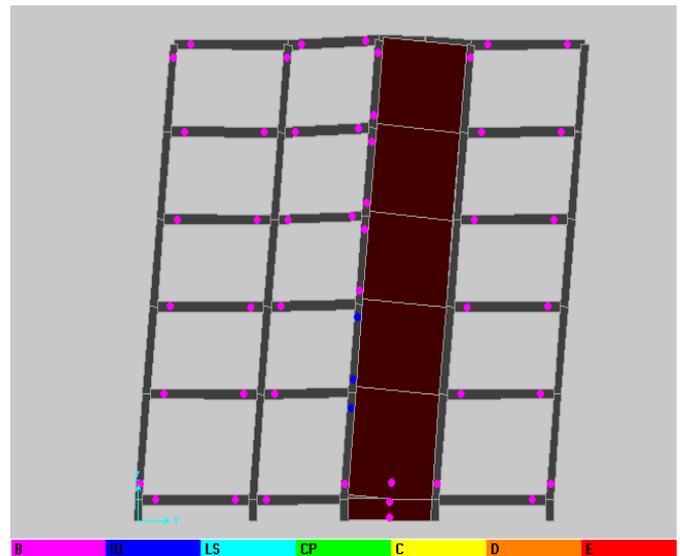
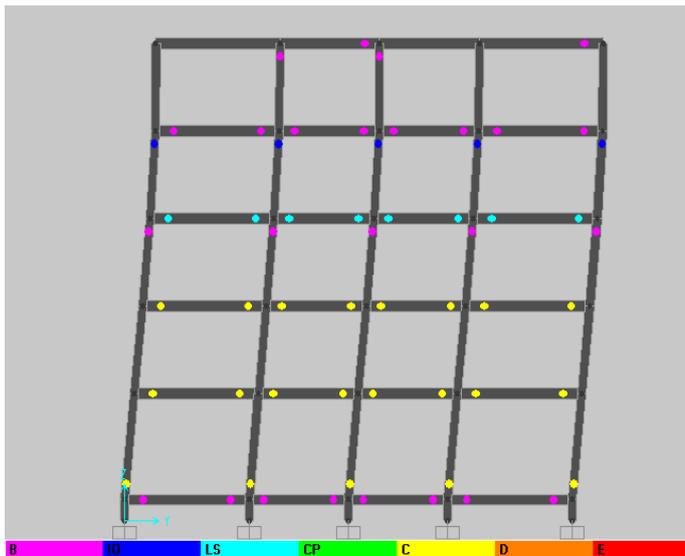
B.existant

Variante 4



Portique D





B.existant

Variante 4

FigureV.32 : formation des rotules plastique sens (y).

Commentaires :

D’après les résultat trouvé de l’analyse push over dans le sens (x), portique (2) du bâtiment existant on remarque au niveau des poteaux de RDC la délocalisation des rotules de types (LS-C) passent vers (B) dans la variante (4) puis on constate aussi un changement de degré d’endommagement dans les têtes des poteaux de types (IO) du 1^{er} et 2^{ème} jusqu’à 3^{ème} étages passent vers (B) dans la variante (4), la formation des nouvelles rotules au niveau des poteaux adjacentes du voile de type (B-IO) dans la variante (4) . Concernant les poutres nous avons remarqué des rotules de types (IO-LS) dans le bâtiment existant passent au stade (B) de la variante (4).

Dans le portique (3) on remarque que les rotules passent de types (LS-C) dans le bâtiment existant vers des rotules de type (B) dans la variante (4) au niveau des pieds des poteaux de RDC, et une dépariassions des rotules de type (B-IO-LS) au niveau des têtes des poteaux du bâtiment existant.La formation des nouvelles rotules au niveau des poteaux adjacentes du voilesdetype (IO)dans la variante (4).Pour les poutres des rotules de types (B-IO-LS) du bâtiment existant vers (B) de la variante (4).

Dans le sens (y), portique (A) on a su des rotules de type (C) au pied des poteaux de RDC de bâtiment existant passent au stade (B) de la variante (4) et de type (B-LS) au niveau des têtes des poteaux du 2^{ème} jusqu’à 4^{ème} étages passent vers (IO), On a un changement de rotule au niveau des poutres de type (B-LS-C) du bâtiment existant vers (B) de la variante (4).

Selon le portique (D) on constate un changement de degré d’endommagement de type (C) du bâtiment existant vers (B) de la variante (4) au niveau des pieds des poteaux du RDC et une disparition des rotules de types (B)dans les têtes des poteaux de 2^{ème} étages dans la variante (4),la formation des nouvelle rotules au niveau des poteaux adjacentes du voile de types (B-IO) dans la variante (4).pour les poutres des rotules sont de types (C) du bâtiment existant passent au stade (B) de la variante (4).

Concernant les voiles, l’endommagement est de type (B), concentré aux niveaux RDC dans les deux sens (x) et (y).

V.8 : Conclusion :

L'analyse paramétrique (élastique et plastique) de différentes variantes a révélé que les déplacements inters étages, la période, l'effort tranchant, la capacité et les rotules plastiques ont eu un changement à cause de l'ajout des murs voiles.

Chapitre VI :
Étude Comparative

VI.1 : Introduction :

Ce chapitre consiste à faire une étude comparative entre quatre variantes contreventée par des voiles en béton armé. L'analyse des résultats a été scindée en deux parties :

- Partie 1 : Analyse dans le domaine linéaire entre les deux types de structures (structure auto stable, structure contreventée par des voiles en béton armé).
- Partie 2 : Analyse dans le domaine non linéaire par la méthode push over qui est effectuée pour les variantes proposées, aux termes de ces analyses la disposition optimale des voiles est déterminée sur la base d'une étude comparative des résultats obtenus.

Pour chaque critère de comparaison, on procédera a une analyse comparative de résultat, la variante qui présente le meilleur résultat, sera considéré comme la dispositions optimal des voiles

VI.2 : Etude comparative :

VI.2.1 : Les périodes :

La figure ci-dessous représente une comparaison de la période du bâtiment existant et les quatre variantes.

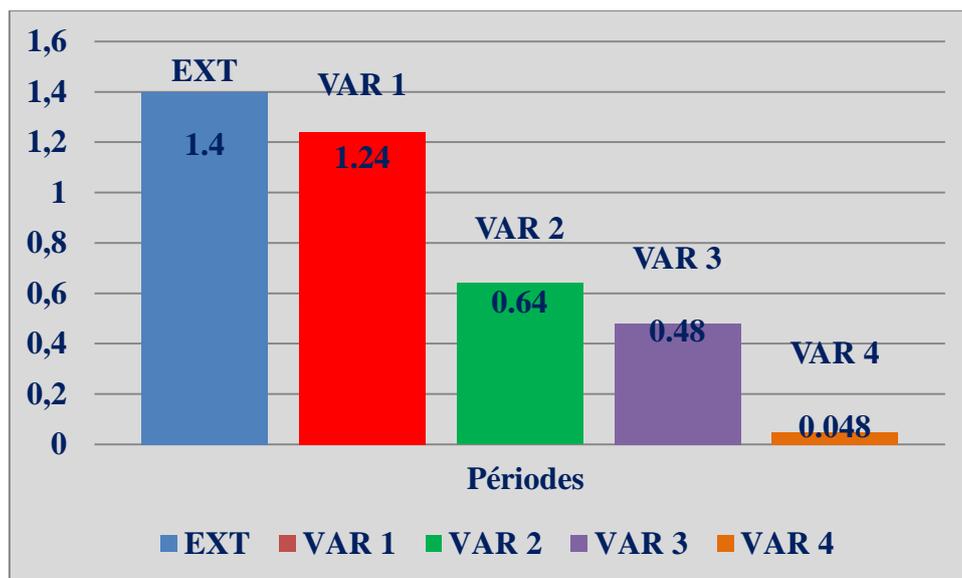


Figure VI. 1 : histogramme récapitulatif des périodes.

Commentaire :

L'histogramme montre qu'après chaque renforcement la période du bâtiment diminue en passant d'une variante à l'autre.

VI.2.2 : L'effort tranchant à la base :

La figure ci-dessous représenté l'histogramme de l'effort tranchant a la base de différentes variantes suivant les sens (x) et (y).

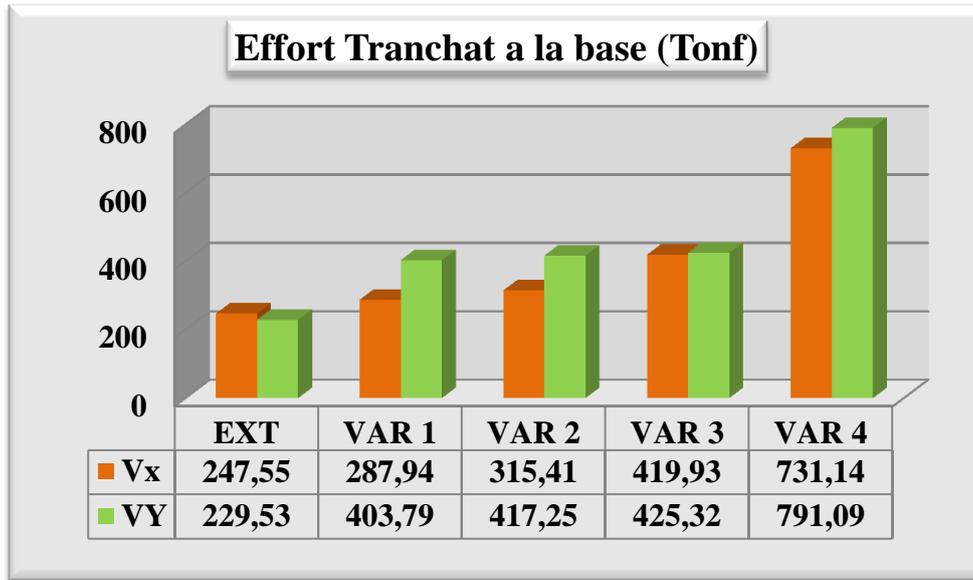


Figure VI.2 : histogramme comparative de L'effort tranchant à la base.

Commentaire :

D'après la comparaison on constate qu'il y a une augmentation de l'effort tranchant a la base en passant d'une variante a l'autre suivant les deux sens (x) et (y).

VI.2.3 : Les déplacements élastiques :

Les figures (VI.3 et VI.4) représentent les courbes de déplacement élastique de différentes variantes suivant les sens (x) et (y).

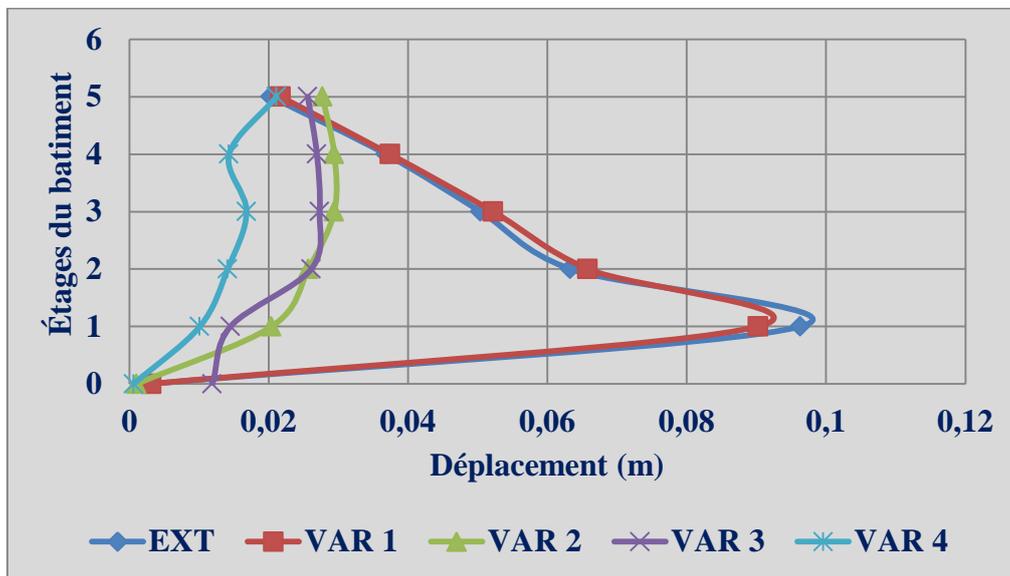


Figure VI.3 : les déplacements latéraux inter-étages suivant le sens (x)

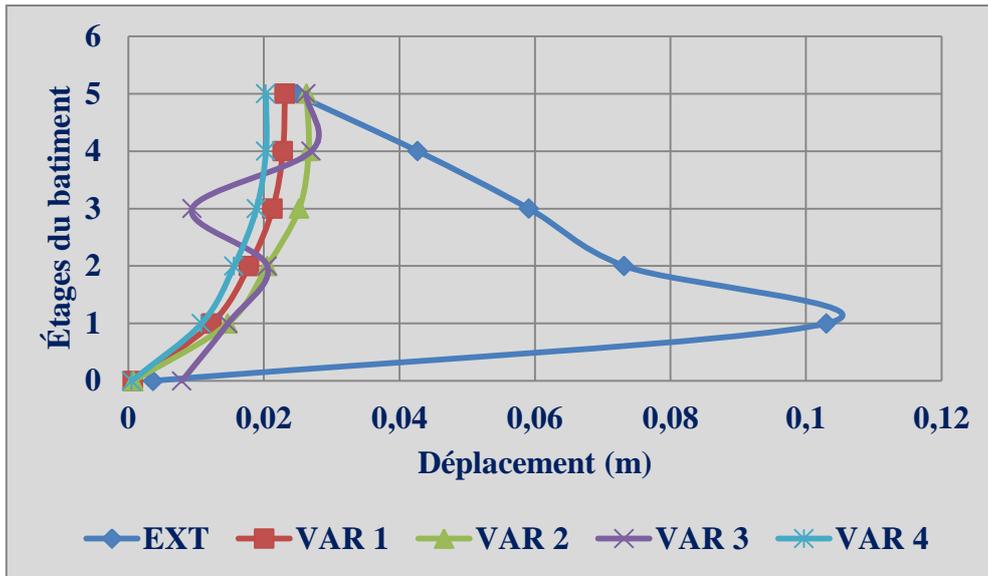


Figure VI.4 : les déplacements latéraux inter-étages suivant le sens (y).

Commentaire :

D'après visualisation des graphes de déplacement latéraux inter-étages suivant le sens (x) on constate que les déplacements des variantes (3 et 4) donne un déplacement minimal par rapport au bâtiment existant et variante (1).

Selon le sens (y) les déplacements élastique de toutes variantes sont diminués. Alors que la variante 4 donne un déplacement minimal

VI.2.4 : Les déplacements plastiques :

Les figures (VI.5 et VI.6) représentent les courbes de déplacement plastique de différentes variantes suivant les sens (x) et (y).

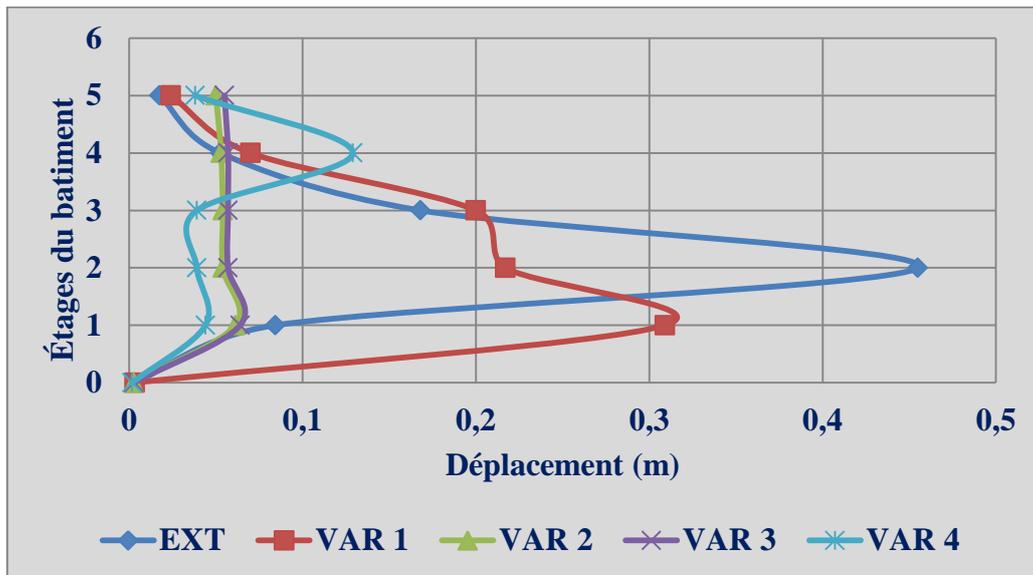


Figure VI.5: les déplacements plastiques (inter-étages) suivant le sens (x).

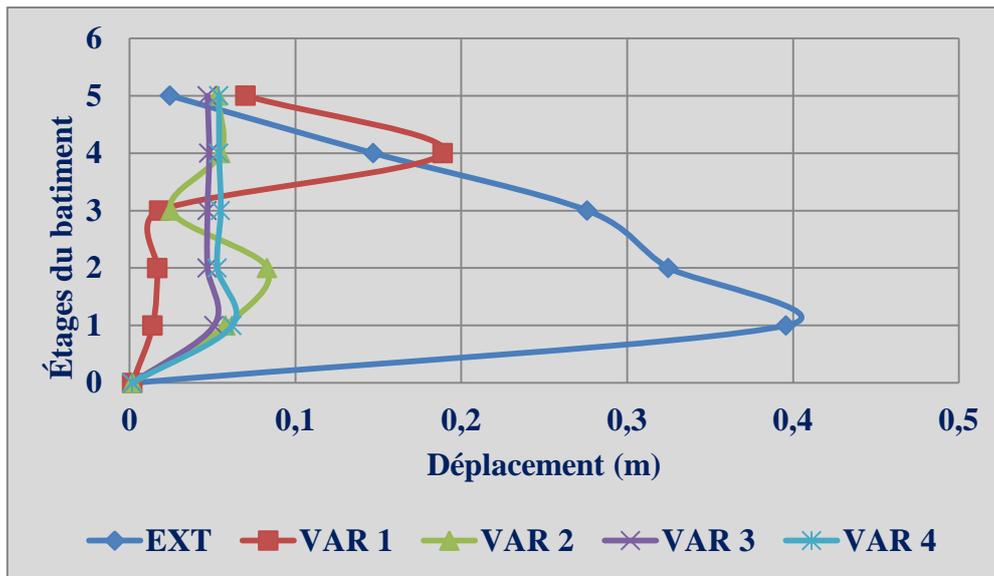


Figure VI.6 : les déplacements plastiques (inter-étages) suivant le sens (y).

Commentaire :

Les figures (VI.5, VI.6) présentent les déplacements latéraux inter-étages a l'état ultime des cinq variantes ; montres que le déplacement plastique suivant le sens (x) et (y) diminue par rapport au bâtiment existant par ailleurs le déplacement minimal est celui des variantes quatre et trois.

VI.2.5 : Comparaison des courbes de capacité pour les différentes variantes

Les figures (VI.7 et VI.8) représentent les courbes de capacité de différentes variantes suivant les sens (x) et (y).

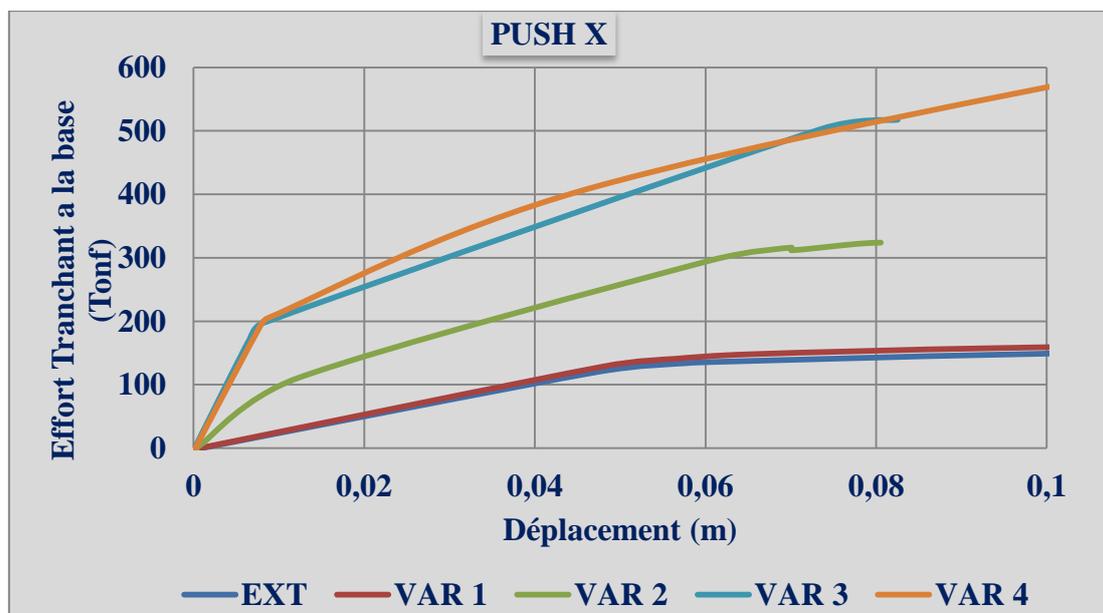


Figure VI.7 : Courbes de capacité « Push X ».

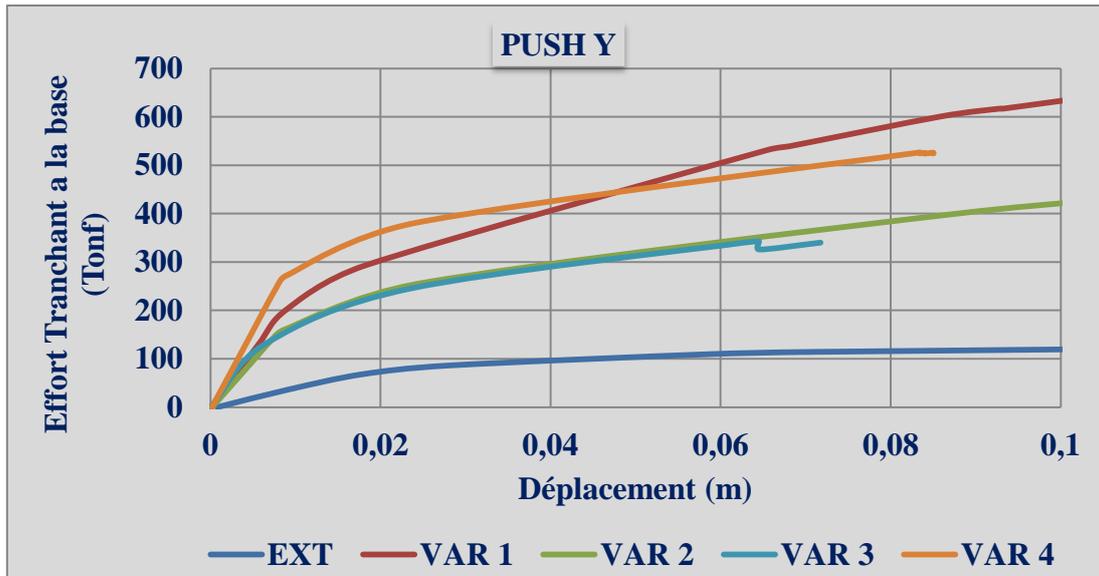


Figure VI.8 : Courbes de capacité « Push Y ».

Commentaire :

La capacité des variantes proposées sous « push y » est nettement supérieure par rapport au « Push x », ce qui veut dire que le sens yy est plus rigide. Par ailleurs, la variante (4) nous donne la rigidité la plus importante par rapport aux autres variantes suivant les deux sens.

VI.3 : Etats de résistance des quatre variantes :

VI.3.1 : La raideur initiale de la structure :

Tableau VI.1 : Résultats de l'analyse pushover sens (x).

	Etat limite élastique			Etat limite ultime	
	V_e	d_e	$K_0 \left(\frac{V_e}{d_e} \right)$	V_u	d_u
Existant	119,87	0,047	2550,42	163,61	0,225
VAR 1	128,63	0,048	2679,79	178,52	0,245
VAR 2	110,61	0,012	9217,5	323,89	0,08
VAR 3	172,70	0,006	28873,33	517,60	0,082
VAR 4	269,69	0,016	16855,62	480,81	0,072

Tableau VI.2 : Résultats de l'analyse pushover sens (y).

	Etat limite élastique			Etat limite ultime	
	V_e	d_e	$K_0 \left(\frac{V_e}{d_e}\right)$	V_u	d_u
Existant	86,26	0,028	3080,71	131,58	0,337
VAR 1	202,42	0,008	25302,5	571,33	0,021
VAR 2	144,95	0,007	20707,14	450,84	0,125
VAR 3	160,14	0,008	20017,5	450,84	0,125
VAR 4	272,23	0,008	34028,75	534,33	0,089

VI.3 .1.1 : Rigidité :

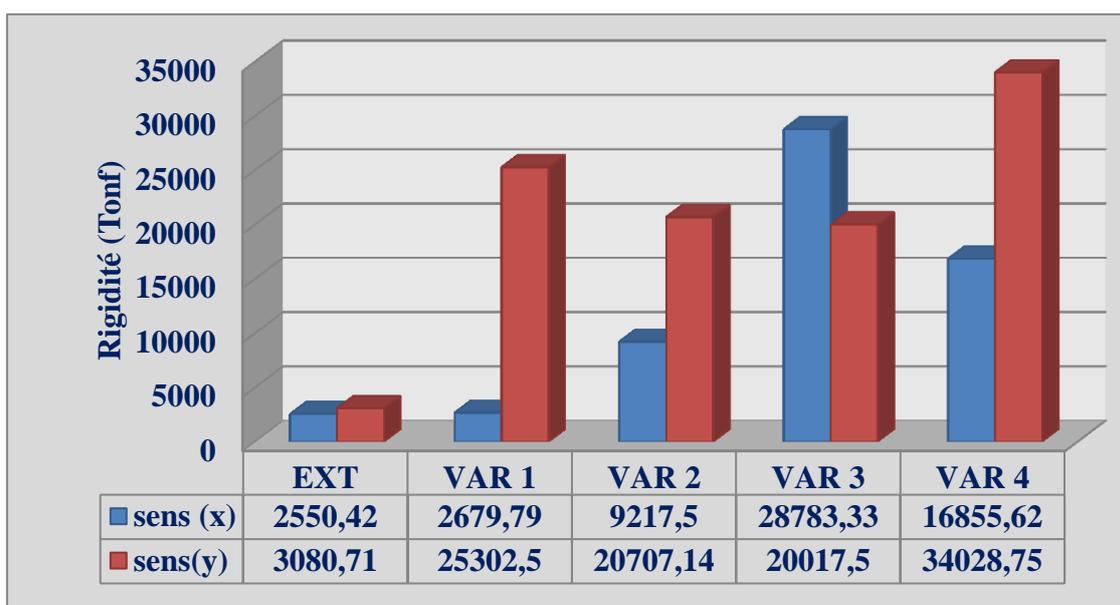


Figure VI.9 : Raideur initial des différentes variantes.

Commentaire :

Concernant la rigidité, on a remarqué dans le sens (x) qu'il y a une augmentation après chaque renforcement par mur voile ; elle a augmenté en passant d'une variante à une autre et pour le sens (y) on a vu l'augmentation de la rigidité après passage d'une variante à l'autre qui se prouve que le renforcement par les voiles influe sur la rigidité.

VI.3 .1.2 : Résistance :

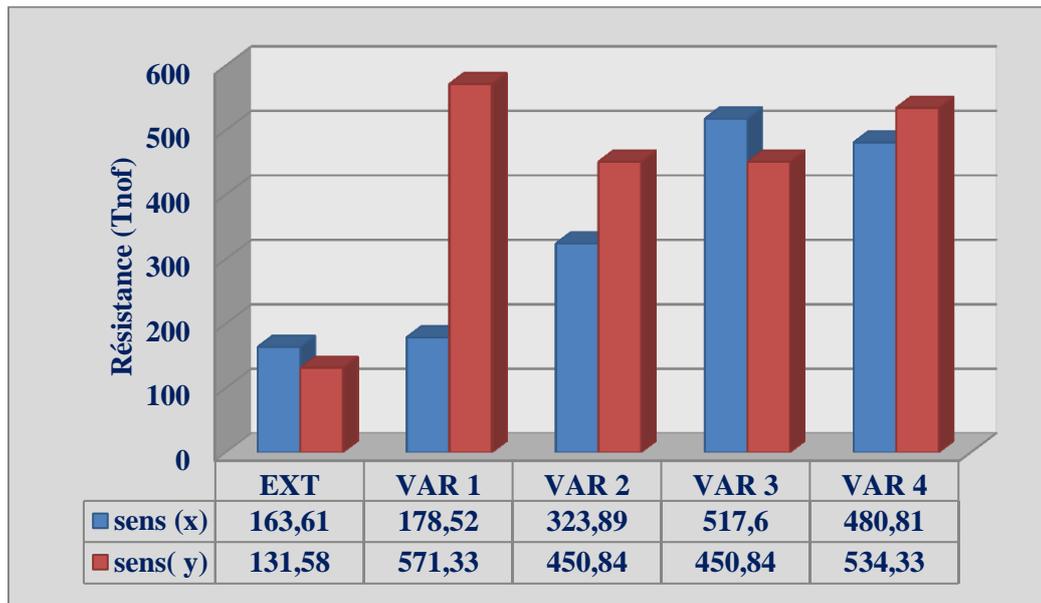


Figure VI.10 : Capacité de résistance de différentes variantes.

Commentaire :

Concernant la résistance, au sens (x) et (y) elle augmente après le renforcement des variantes par rapport au bâtiment existant.

VI. 4 : Rotules plastiques :

Tableau VI.4.1 : Tableau de récapitulatif des rotules plastiques :

Variantes	Déplacement (m)	Effort tranchant (Tonf)	B	IO	LS	CP	C	D	E	Total
EXT	0.337416	131.58	265	220	75	10	0	80	0	650
1	0.245277	178.52	383	169	71	37	0	12	0	672
2	0.080544	323.89	420	237	1	0	0	2	0	660
3	0.082532	517.60	399	248	9	0	0	2	0	658
4	0.082532	517.6001	399	248	9	0	0	2	0	658
5	0.056905	439.53	446	214	2	0	0	0	0	662

Tableau VI.3 : Rotules plastiques de différentes variantes suivant le sens (x).

Tableau VI.4 : Rotules plastiques de différentes variantes suivant le sens (y).

Variantes	Déplacement (m)	Effort tranchant (Tonf)	B	IO	LS	CP	C	D	E	Total
EXT	0,337416	131,58	265	220	75	10	80	0	0	650
1	0.102239	598.33	289	358	23	0	0	2	0	672
2	0.125675	450.84	318	331	10	0	0	1	0	660
3	0.07175	339.9491	369	280	6	0	0	3	0	658
4	0.071750	339.9491	369	280	6	0	0	3	0	658
5	0.085033	524.2352	302	344	16	0	0	0	0	662

Commentaire :

Suivant les deux sens (x) et (y) On a remarqué que dans le bâtiment existant, le développement des rotules plastiques est important (Proche de ruine) Rotules de type (C). Puis on a constaté aussi qu'après le renforcement de chaque variante il ya une délocalisation des rotules plastique dans les deux sens avec un endommagement modéré.

VI.5 : Conclusion :

Suites aux résultats obtenues sur la base des différents critères de comparaison, à savoir : la capacité, les rotules plastiques et les déplacements relatifs, on a constaté que les variantes trois et quatre sont les plus favorables, face au séisme par rapport aux autres cas étudiés pour les raisons suivantes :

- La capacité la plus importante.
- Les plus rigides.
- Des déplacements inter-étages moins important.
- Un état de plastification moins avancés que les autres variantes.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'étude de l'influence de la disposition des murs voiles sur le comportement global d'une structure en béton armé

Une analyse non linéaire (Push over) est effectuée pour étudier le comportement non linéaire du bâtiment étudié ; Les résultats obtenus à partir d'une analyse Push over en termes de demande, de Capacité et de rotules plastiques donnent un aperçu sur le comportement de la structure pour cela nous pouvons retirer les conclusions suivantes :

- 1- D'après la visualisation des résultats trouvés par le bâtiment existant nous avons constaté que la période, le déplacement élastique et plastique suivant les deux sens ne vérifie pas les conditions du RPA99/2003.
- 2- La disposition des murs voiles influe sur le comportement linéaire (période, effort tranchant, déplacement) et non linéaire (courbe de capacité, rigidité et résistance) du bâtiment.
- 3- Les dispositions les plus favorables d'un point de vue sismique sont les dispositions symétriques de voiles de contreventement, parce qu'elles permettent d'annuler toute excentricité entre les centres de rigidité et de gravité du bâtiment.
- 4- Nous recommandons aussi de disposer les contreventements en façade, soient portés le plus possible vers la périphérie du bâtiment pour atteindre leur effet maximal. Ainsi qu'ils soient les plus larges possible.
- 5- Il faut une bonne distribution des masses et des rigidités en plan et en élévation.

Après l'étude des 4 variantes qui sont rigidifiées par les murs voiles avec des dispositions différentes on a eu les résultats suivants :

- Diminution des déplacements (élastique, plastique) en passant d'une variante à autre.
 - Diminution des périodes.
 - L'augmentation de l'effort tranchant à la base
 - L'augmentation de la rigidité de la structure après l'ajout des murs voiles a un effet positif sur le comportement sismique du bâtiment étudié.
- La variante (4) la plus favorable parmi les autres variantes
- La capacité de résistance de toutes les variantes suivant le sens yy est nettement plus importante par rapport au sens xx.
- Pour toutes les variantes étudiées, la période de la variante (4) est la moins importante comparée aux autres, parce qu'on a mis les voiles aux niveaux des angles et 2 voiles injectés suivant le sens (y) d'une façon symétrique.
 - La variante (2) est considérée comme un cas défavorable face aux sollicitations sismiques car la disposition des voiles de manière asymétrique.

L'analyse comparative des différents critères de comparaison a mis en évidence l'excellent comportement non linéaire de la variante (4) qui est clairement ressortie comme étant la disposition la plus acceptable parmi les autres.

Recommandations vis-à-vis le RPA99/Version2003 :

- Nous proposons à ce que la réflexion soit engagée afin d'enrichir le règlement parasismique algérien par des critères concernant le domaine non linéaire. Pour pouvoir analyser la performance sismique des bâtiments existants dans les zones sismiques.
- Nous proposons aussi la possibilité d'intégration de tout un paragraphe relatif à la méthode pushover dans la prochaine version du RPA.
- Imposer aux concepteurs des structures mixtes un nombre de voiles convenables et symétrique afin de limiter la plastification des portiques et assurer ainsi un bon comportement non linéaire à la structure.

Bibliographie

- [1] Milan Zacek, Information Technique. Conception parasismique des bâtiments, Septembre 2009.
- [2] EN 1998-1, Eurocode 8: Design for Earthquake- Par 1 General Rules, Seismic Action and Rules for Buildings, Commissions of the European Communities (CEN) Brussels, Belgium, September 2005.
- [3] V.Davidovici, CSTB, Renforcement parasismique des bâtiments, Edition 2010.
- [4] V.Davidovici, Rapport de mission, Séisme de BOUMERDES, 21 Mai 2003.
- [5] Mimouni M, Cours Constructions Parasismiques M II, 2014/2015.
- [6] MAZARI A, Analyse de comportement sismique de structure en portique en béton armé dimensionnée suivant les règles parasismique algériennes et analysé en statique non linéaire suivant les schémas de distribution des charges des forces sismiques recommandées par l'Eurocode 8, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- [7] CISSE A, Effets des propriétés des rotules plastiques sur le comportement non linéaire des bâtiments en béton armé, Université Ibn Khaldoun de Tiaret, 2014
- [8] LAFI Djamel Eddine, Évaluation de la capacité portante des structures par la PUSH-OVER, Mémoire de Magister, Université Hadj Lakhdar de Batna, Novembre 2012.
- [9] Prakash V, Powell G.H. and Campbell S, 1993, Drain-2DX Base Program Description and User Guide, Structural Engineering Mechanics and Materials Report No.93/17, University of California.
- [10] Computers and Structures Inc. (CSI), 1998, SAP2000 Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures V7.40N, Berkeley, California.
- [11] ANSYS Inc., ANSYS Structural, 275 Technology Drive Canonsburg, PA.
- [12] FEMA 356, "Pre-standard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, USA, November 2000.
- [13] ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. ATC-40. Redwood, California; Applied Technology Council, 1996.
- [14] ABED M, Analyse non linéaire d'optimisation des voiles dans une structure de bâtiment béton armé, Université Ibn Khaldoun de Tiaret, 2014.
- [15] M. A. Belkheir, Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, Mémoire de magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, juillet 2012.
- [16] Code ou Règlement Parasismique Algérien R.P.A.99 version 2003. Ministère de L'habitat Document Technique Réglementaire DTR BC 2 48, Centre National De Recherche Appliquée En Génie-Parasismique.
- [17] Ministère de l'habitat, Document Technique Réglementaire DTR.Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.-BC.2-41.

[18] J.P.Mougin, Cours de béton armé, BAEL91, BERTI EDITIONS, 1992.

[19] BACHMAN.H, Principe de base pour la conception parasismique, ZUURICH septembre 2000.

[20] MAGHRAOUI, M. géologue a l'institut de physique du globe.