

République algérienne démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieur

Et de la recherche scientifique



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Faculté de technologie

Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention de diplôme de master en génie civil

« Option : structure »

Thème :

Impact de la disposition des voiles de contreventement dans le comportement sismique des structures mixtes en béton armé

Préparer par :

TISSOUKAI Wissem

BEZOUH Thanina

Encadré par :

MR N. KERNOU

Année Universitaire : 2023-2024

Remerciements

D'abord nous remercions le bon dieu de nous avoir donné santé, courage pour réaliser ce travail avec volonté.

Tous nous vifs remerciements ; nos profondes reconnaissances s'adressent à notre encadreur Mr KERNOU Nassim de nous avoir confié ce sujet, pour leurs conseils pour accomplir notre travail.

Nous remercions non très chers parents pour leurs soutiens et leurs encouragements durant notre carrière scolaire.

Et nous remercions les membres de jures qui ont accepté de juger notre travail.

Ont tien à remercions l'ensemble des enseignants de la spécialité Génie civil qui nous ont consacré leurs temps et leurs savoir en ce qui concerne cette spécialité.

Enfin, merci à tous ceux qui ont contribué de près Ou de loin pour réaliser notre projet de fin d'étude.

- T. Wissem & B.Thanina -



Dédicaces

Je dédie ce travail à tous ceux qui me sont cher :

A mes parents qui ont tout fait pour que je puisse finir mes études.

A toute ma famille qui m'a soutenu tout ou long de ma vie.

A mes sœurs Ilham, Samia

A mon binôme thanina pour cette belle expérience.

A mes amis : zouina, samera, kamilia qui m'ont aidé pendant mon cycle de master.

A mes camarades de la promotion m2 structure, ma 2^{ème} famille pour tous les bons

Moments passé ensemble pendant ses deux années.

- T. Wissem -

Dédicaces

Je dédie ce travail à tous ceux qui me sont cher :

A mes parents qui ont tout fait pour que puisse finir mes études.

A toute ma famille qui m'a soutenu tout ou long de ma vie.

A mes sœurs et frères.

A mon binôme WISSEM pour cette expérience.

A mes amis : ZOUINA, SAID qui m'ont aidé pendant mon cycle de master.

A mes camarades de la promotion M2 Structure, ma 2^{ème} famille pour tous les bons

Moments passé ensemble pendant ses deux années.

- B.Thanina -



Sommaire

Sommaire

Remerciements	2
Dédicaces	3
Dédicaces	4
Sommaire	5
Liste symboles	9
Liste des tableaux.....	11
Liste des figures	13
Introduction Générale	1

Chapitre I Séisme et contreventement

I.1. Introduction	3
I.2. Généralités sur le séisme	3
I.2.1. Définition	3
I.2.2. Le classement du séisme	3
I.2.3. La sismicité mondiale	6
I.2.4. Le risque sismique en Algérie.....	7
I.2.5. La protection sismique des nouveaux bâtiments.....	7
I.3. Contreventement	7
I.3.1. Définition	7
I.3.2. Critère de choix et classification de système de contreventement pour les structures en béton armé.....	8
I.3.2.1. Critère de choix.....	8
I.3.2.2. Classification des systèmes de contreventement selon le RPA2003.....	8
I.3.2.2.1. Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide.....	8
I.3.2.2.2. Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide.....	9
I.3.2.2.3. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé..	10
I.3.2.2.4. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé	10
I.3.2.2.5. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification portiques-voiles.....	11
I.3.2.2.6. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé	11
I.3.2.2.7. Système fonctionnant en console verticale à masses prédominantes.....	11
I.3.2.2.8. Système à pendule inverse	12
I.3.2.3. Coefficient de comportement R.....	12
I.3.3. Rôle de contreventement.....	13
I.3.3.1. Contreventement horizontale (diaphragme).....	13
I.3.3.2. Contreventement verticale.....	13
I.3.4. Modes de fonctionnement des voiles	13
I.3.4.1. Modes de rupture des voiles élancés.....	14
I.3.4.2. Mode de rupture de voile court.....	16
I.4. Importance de la Conception Parasismique.....	17
I.5. Méthodes de Calcul et Pratiques de Conception.....	17
I.6. Perspectives et Défis Futurs	18
I.7. Conclusion.....	18

Sommaire

Chapitre II Méthode de calcul parasismique

II.1. Introduction.....	20
II.2. Méthodes de calcul sismiques.....	20
II.2.1. La méthode statique équivalente.....	21
II.2.1.1. Principe de la méthode.....	22
II.2.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente	23
II.2.2. Méthode modale spectrale.....	24
2.1.1.1 Principe de la méthode (RPA4 .2 .1).....	24
2.1.1.2 Modélisation.....	24
2.1.1.3 Spectre de réponse	24
II.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	24
II.2.3.1. Concepts Fondamentaux.....	25
II.2.3.1.1. Accélérogrammes	25
II.2.3.1.2. Analyse Dynamique par Accélérogrammes	25
II.2.3.2. Processus d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes	25
II.2.3.2.1. Préparation des Accélérogrammes	25
II.2.3.2.2. Modélisation de la Structure	26
II.2.3.2.3. Application des Accélérogrammes	26
II.2.3.2.4. Analyse des Résultats.....	26
II.2.3.3. Applications et Avantages	26
II.2.3.3.1. Applications Pratiques.....	26
II.2.3.3.2. Avantages	26
II.3. Conclusion.....	27

Chapitre III

Présentation et modélisation de projet (Etude de la structure choisie)

III.1. Introduction.....	29
III.2. Description de la structure	29
III.2.1. Caractéristiques de la structure :	29
III.2.2. Caractéristique des matériaux utilisés.....	30
III.2.3. Règlement et unités	30
III.2.4. Charges et surcharges	31
III.2.5. Dimension des éléments.....	31
III.3. Modélisation.....	31
III.3.1. Introduction	31
III.3.2. Présentation de logiciel de calcul ETABS	32
III.3.3. Etape de modélisation.....	33
III.4. Etude de la variante 1	37
III.4.1. Vérification les conditions de règlement parasismiques algérienne RPA	37
III.4.1.1. Vérification la période fondamentale empirique T	37
III.4.1.2. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale (article 4. 3.4).....	39
III.4.1.3. Vérification de l'effort normale réduite (article 7-4-3).....	42
III.4.1.4. Vérification de l'excentricité (article 4.3.7).....	43
III.4.1.5. Vérification des déplacements relatifs	44
III.4.1.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	45
III.4.1.7. Justification vis-à-vis de contreventement	46
III.4.1.8. Vérification de la résultante des forces sismiques (l'effort tranchant à la base)	48
III.5. Etude de la variante 2	51
III.5.1. Vérification les conditions de RPA.....	51

Sommaire

III.5.1.1. Vérification la période fondamentale T	51
III.5.1.2. Vérification le pourcentage de la masse modale	52
III.5.1.3. Vérification de l'effort normale réduite (article 7-4-3).....	55
III.5.1.4. Vérification de l'excentricité	55
III.5.1.5. Vérification des déplacements relatifs	56
III.5.1.6. Vérification vis-à-vis l'effet p- Δ	57
III.5.1.7. Vérification le contreventement	58
III.5.1.8. Vérification de la résultante des forces sismiques (l'effort tranchant à la base)	59
III.6. Etude de la variante 3	61
III.6.1. Vérification les conditions de RPA.....	62
III.6.1.1. Vérification la période fondamentale.....	62
III.6.1.2. Vérification le pourcentage de la participation de la masse modale	63
III.6.1.3. Vérification l'effort normale réduite	66
III.6.1.4. Vérification l'excentricité.....	66
III.6.1.5. Vérification des déplacements relatifs	67
III.6.1.6. Vérification vis-à-vis l'effet p- Δ	68
III.6.1.7. Vérification le contreventement	69
III.6.1.8. Vérification l'effort tranchant à la base	70
III.7. Etude de la variante 4	73
III.7.1. Vérification les conditions de RPA.....	73
III.7.1.1. Vérification la période fondamentale T	73
III.7.1.2. Vérification le pourcentage de la participation de la masse modale	74
III.7.1.3. Vérification l'effort normale réduite	77
III.7.1.4. Vérification l'excentricité.....	78
III.7.1.5. Vérification les déplacements relatifs	78
III.7.1.6. Vérification vis-à-vis l'effet p- Δ	79
III.7.1.7. Vérification le contreventement	80
III.7.1.8. Vérification l'effort tranchant à la base	81

Chapitre IV

Résultats et discussion

IV.1. Introduction	84
IV.2. Etude comparative entre les différentes variantes	86
IV.2.1. Période propre du bâtiment pour les différentes variantes	86
IV.2.2. Mode de vibrations des variantes.....	88
IV.2.3. Effort tranchant à la base	88
IV.2.4. Déplacement relatif en (cm)	89
IV.2.5. L'effet maximal p- Δ	91
IV.2.6. L'excentricité	93
IV.3. Remarque et observation	94
Conclusion Générale	96
Références bibliographiques.....	98
Annexes	100

Liste des symboles

RPA 99 : Règles parasismique Algérienne.

BAEL : béton armé aux états limites.

M : la matrice de masse.

C : La matrice d'amortissement.

K : La matrice de raideur.

U : le déplacement.

ELU : État limite ultime.

ELS : État limite service.

G : Les charges permanentes

Q : Les surcharges d'exploitation.

E_s : le module d'élasticité longitudinal de l'acier.

E_b : le module d'élasticité longitudinal de béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : La résistance à la traction du béton à 28 jours d'âge.

f_e : contrainte limite élastique.

E_{ij} : le module de déformation instantanée.

E_{vj} : le module de déformation différée.

E_s : Module d'élasticité des aciers.

f_{bu} : contrainte limite ultime de béton en compression.

δ_s : contrainte de l'acier.

δ_{bc} : contrainte du béton en compression.

FN : fissuration nuisible.

FTN : fissuration très nuisible.

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facture amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Liste des symboles

Q : facture de qualité.

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie de site.

C_T : coefficient fonction du système de contreventement.

N_d : effort normal maximal.

B_c : section de poteau.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

ξ : pourcentage d'amortissement critique.

η : facteur de correction d'amortissement.

W : poids total de la structure en KN.

W_{Gi} : poids due aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids due aux charges d'exploitation.

g : accélération de la pesanteur.

T_{emp} : la période fondamentale empirique.

T_{num} : la période fondamentale numérique.

F(t) : la force sismique appliquée.

h_k : Hauteur total de bâtiment.

h_e : La hauteur de l'étage.

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

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

Θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation.

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau I-1: Classement des séismes	4
Tableau I-2: coefficient de comportement R des structures en béton armé selon le RPA99/2003 .	12
Tableau II-1: coefficient d'accélération de zone A.....	21
Tableau III-1: Caractéristiques mécaniques des matériaux	30
Tableau III-2: Les contraintes limitent d'après le règlement BAEL 99.....	30
Tableau III-3: Les charges et les surcharges.....	31
Tableau III-4: Paramètres de la structure	38
Tableau III-5: Les résultats de L'ETABS de la participation de la masse modale.....	40
Tableau III-6: Tableau des modes et de la masse participante	40
Tableau III-7: Vérification de l'effort normale réduite.....	43
Tableau III-8: Vérification l'excentricité selon x	43
Tableau III-9: Vérification l'excentricité selon y	44
Tableau III-10: Vérification de déplacement inter-étage suivant EX	45
Tableau III-11: Vérification de déplacement inter-étage suivant EY	45
Tableau III-12: Justification vis-à-vis de l'effet p-delta sous EX.....	46
Tableau III-13: Justification vis-à-vis de l'effet p-delta sous EY.....	46
Tableau III-14: Vérification l'interaction verticale à L' ELS	47
Tableau III-15: Vérification l'interaction horizontale sous EX.....	47
Tableau III-16: Vérification l'interaction horizontale sous EY.....	47
Tableau III-17: Résultat obtenue par ETABS de l'effort tranchant à la base	48
Tableau III-18: Récapitulation du résultat de l'effort tranchant à la base.....	49
Tableau III-19: Tableau de la résultante de la période T.....	51
Tableau III-20: Résultats de l'ETABS de la période et de la participation de la masse modale	52
Tableau III-21: Tableau des modes et de la masse participant	52
Tableau III-22: Vérification de l'effort normal réduite.....	55
Tableau III-23: Vérification l'excentricité selon EX	55
Tableau III-24: Vérification l'excentricité selon EY	56
Tableau III-25: Vérification le déplacement relatif suivant EX	56
Tableau III-26: Vérification le déplacement relatif suivant EY	57
Tableau III-27: Justification vis-à-vis de l'effet p-delta sous EX.....	57
Tableau III-28: Justification vis-à-vis de l'effet p-delta sous EY.....	57
Tableau III-29: Vérification l'interaction verticale à L'ELS	58
Tableau III-30: Vérification l'interaction horizontale sous EX.....	58
Tableau III-31: Vérification l'interaction horizontale sous EY.....	59
Tableau III-32: Résultat d'ETABS de l'effort tranchant à la base.....	59
Tableau III-33: Vérification l'effort tranchant à la base	59
Tableau III-34: Vérification de la période fondamentale T.....	62
Tableau III-35: Résultats de l'ETABS de la période et la participation de la masse modale	63
Tableau III-36: Vérification de la participation de la masse modale	63
Tableau III-37: Vérification de l'effort normale réduite.....	66
Tableau III-38: Vérification de l'excentricité selon Ey	66
Tableau III-39: Vérification l'excentricité selon Ex.....	67
Tableau III-40: Vérification le déplacement relatif sous EX.....	67
Tableau III-41: Vérification le déplacement relatif sous EY.....	68

Liste des tableaux

Tableau III-42 : Justification vis-à-vis de l'effet p- Δ sous EX.....	68
Tableau III-43 : Justification vis-à-vis de l'effet p-delta sous EY.....	69
Tableau III-44 : Vérification l'interaction verticale à l'ELS	69
Tableau III-45 : Vérification l'interaction horizontale sous EX.....	70
Tableau III-46 : Vérification l'interaction horizontale sous EY.....	70
Tableau III-47 : Résultat d'ETABS de l'effort tranchant à la base.....	70
Tableau III-48 : Vérification l'effort tranchant à la base.....	71
Tableau III-49 : Vérification la période fondamentale.....	74
Tableau III-50 : Résultats de l'ETABS des modes et la masse modale.....	74
Tableau III-51 : Vérification la participation de la masse modale.....	75
Tableau III-52 : Vérification l'effort normale réduite	77
Tableau III-53 : Vérification l'excentricité selon EX	78
Tableau III-54 : Vérification l'excentricité selon EY	78
Tableau III-55 : Vérification le déplacement inter-étage selon EX	78
Tableau III-56 : Vérification le déplacement inter-étage selon EY	79
Tableau III-57 : Vérification p-delta selon EX.....	79
Tableau III-58 : Vérification p-delta selon EY	79
Tableau III-59 : Vérification l'interaction verticale à l'ELS.....	80
Tableau III-60 : Vérification l'interaction horizontale selon EX	80
Tableau III-61 : Vérification l'interaction horizontale selon EY	81
Tableau III-62 : Résultats de l'ETABS sur l'effort tranchant à la base.....	81
Tableau III-63 : Vérification l'effort tranchant à la base.....	81
Tableau IV-1 : Période fondamentale des variantes étudiées selon X.....	86
Tableau IV-2 : période fondamentale des variantes étudiée selon Y.....	87
Tableau IV-3 : Mode de vibrations des variantes.....	88
Tableau IV-4 : forces sismiques des variantes étudiées.....	88
Tableau IV-5 : déplacement inter- étage maximal selon X et Y	90
Tableau IV-6 : L'effet p-delta des variantes étudiées suivant X et Y	91
Tableau IV-7 : Excentricité des variantes étudiées.....	93

Liste des figures

Figure I.1 : carte de la répartition mondiale des séismes en 2010.....	6
Figure I.2 : remplissage en maçonnerie	9
Figure I.3 : contreventement par murs porteurs	10
Figure I.4 : contreventement par noyau	10
Figure I.5 : contreventement mixte (voile portique).....	11
Figure I.6 : Modes des ruptures des voiles élancées.....	15
Figure I.7 : Modes de ruptures des voiles élancées	15
Figure I.8 : Mode de rupture des voiles court	17
Figure III.1 : Configuration de la disposition des voiles variante 1.....	37
Figure III.2 : Mode 1 de déformation.....	41
Figure III.3 : Mode 2 de déformation.....	41
Figure III.4 : Mode 3 de déformation.....	42
Figure III.5 : Configuration de la disposition des voiles variante 2.....	51
Figure III.6 : Mode 1 de déformation.....	53
Figure III.7 : Mode 2 de déformation.....	54
Figure III.8 : Mode 3 de déformation.....	54
Figure III.9 : Configuration de la disposition des voiles variante 3.....	61
Figure III.10 : Mode 1 de déformation.....	64
Figure III.11 : Mode 2 de déformation.....	65
Figure III.12 : Mode 3 de déformation.....	65
Figure III.13 : Configuration de la disposition des voiles variante 4.....	73
Figure III.14 : Mode 1 de déformation.....	76
Figure III.15 : Mode 2 de déformation.....	76
Figure III.16 : Mode 3 de déformation.....	77
Figure IV.1 : Variante 1	84
Figure IV.2 : Variante 2.....	85
Figure IV.3 : Variante 3.....	85
Figure IV.4 : Variante 4.....	86
Figure IV.5 : Période fondamentale des variantes étudiées	87
Figure IV.6 : Forces sismiques de variantes étudiées.....	89
Figure IV.7 : Déplacement inter-étage maximale des variantes étudiées.....	90
Figure IV.8 : L'effet p-delta des variantes étudiées Suivant X	92
Figure IV.9 : Effet p-delta des variantes étudiées Suivant Y.....	92
Figure IV.10 : L'excentricité des variantes étudiées suivant X	93
Figure IV.11 : L'excentricité des variantes étudiées suivant Y	94

Introduction Générale

Introduction Générale

Les séismes représentent l'une des principales menaces naturelles pour les structures du monde entier, mettent en péril la sécurité des bâtiments et des populations dans ce contexte. En réponse aux dangers posés par les tremblements de terre, diverses techniques de construction ont été développées pour renforcer la résistance des structures. Parmi ces techniques, le contreventement joue un rôle crucial. Cette méthode vise à améliorer la stabilité des bâtiments en ajoutant des éléments structuraux destinés à contrer les forces latérales telles que celles générées par les séismes ou les vents violents. Les contreventements peuvent prendre la forme de poutres, de colonnes ou de systèmes de câbles, qui aident à distribuer et à dissiper les charges sismiques, réduisant ainsi le risque de déformation ou d'effondrement de la structure.

Structure de mémoire :

Le présent mémoire est réalisé selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour la définition de séisme, contreventement et lien entre les deux.
- Le deuxième chapitre, pour les méthodes de calculs parasismique.
- Le troisième chapitre, pour l'étude de la structure choisie (présentation et modélisation de projet par l'logiciel ETABS V2016.
- Le dernier chapitre, pour les résultats et discussions.

Chapitre I
Séisme et contreventement

I.1. Introduction

Les immeubles de grande hauteur sont particulièrement exposés aux risques sismiques. Pour garantir leur sécurité, les ingénieurs utilisent des systèmes de contreventement. Ces systèmes permettent de répartir les forces exercées par un système sur toute la structure, réduisant ainsi considérablement les risques d'effondrement et préservant la vie des occupants.

I.2. Généralités sur le séisme

I.2.1. Définition

Un tremblement de terre, ou séisme, est un phénomène naturel caractérisé par un mouvement brusque et soudain du sol, qui peut durer de quelques secondes à quelques minutes. Ces événements géologiques sont parmi les risques naturels les plus dévastateurs meurtriers à l'échelle mondiale. Les tremblements de terre peuvent engendrer des dégâts considérables, entraînant des pertes humaines, des destructions d'infrastructures et des perturbations majeures des services essentiels. Les séismes sont souvent associés à des catastrophes secondaires telles que les glissements de terrain, les tsunamis ou les incendies, amplifiant ainsi les effets destructeurs initiaux. La compréhension et la gestion des risques sismiques sont donc cruciales pour minimiser les impacts et améliorer la résilience des communautés exposées.

I.2.2. Le classement du séisme

Un séisme est une secousse ou une série de secousses plus ou moins violentes du sol. Les séismes peuvent être naturels ou artificiels. On peut les classer selon leur mode de génération : [3]

Tableau I-1: Classement des séismes

Séismes naturels	Séismes artificiels
Séismes tectoniques : rupture soudaine des roches	Séismes induits par l'activité humains : mise en eau d'un grand barrage, exploitation de gaz, etc.
Séismes volcaniques : fracturation des roches due à l'intrusion de magma, dégazage, oscillation propre des réservoirs.	Tirs d'exploitation sismique, tirs de mines et carrières, essais nucléaires souterrains.
Séismes d'effondrement : effondrement de cavités dans le gypse ou le calcaire, effondrement lié à un grand glissement de terrain.	Effondrement d'anciennes mines.

Remarque :

- Les séismes tectoniques sont de loin les plus courants, ils sont bien expliqués par la tectonique des plaques.
- Les séismes volcaniques accompagnent les éruptions volcaniques, ils sont utilisés pour la prévision des éruptions.
- Excepté les tirs nucléaires, les séismes artificiels sont généralement des petits séismes. [3]

Le classement des séismes est fondamental pour évaluer leur impact et leur intensité, et il repose sur plusieurs échelles et systèmes de mesure.

A. L'échelle de Richter

Développée par Charles F. Richter en 1935, cette échelle mesure la magnitude d'un séisme, c'est-à-dire l'énergie libérée lors de l'événement. Elle est logarithmique, ce qui signifie qu'une augmentation de 1 point sur l'échelle correspond à une multiplication par environ 31,6 de l'énergie libérée. Les séismes sont classés comme suit :

- **Moins de 2.0** : Séismes microscopiques, généralement imperceptibles.
- **2.0 à 2.9** : Faibles séismes, souvent ressentis mais rarement causant des dommages.
- **3.0 à 3.9** : Modérés, ressentis par de nombreuses personnes et pouvant provoquer des dégâts mineurs.
- **4.0 à 4.9** : Séismes modérés à forts, susceptibles de causer des dommages aux bâtiments non renforcés.
- **5.0 à 5.9** : Séismes forts, pouvant provoquer des dégâts significatifs.
- **6.0 à 6.9** : Séismes importants, souvent causant des destructions importantes dans les zones urbaines.
- **7.0 et plus** : Séismes majeurs à très majeurs, responsables de dégâts dévastateurs sur une grande échelle.

B. L'échelle de moment (M_w)

Cette échelle, développée dans les années 1970, est une amélioration de l'échelle de Richter et est utilisée pour mesurer la magnitude des séismes plus importants. Elle prend en compte la surface de la faille qui se déplace et la quantité de déplacement, offrant une mesure plus précise de l'énergie libérée.

C. L'échelle de Mercalli

Contrairement aux échelles de magnitude, l'échelle de Mercalli mesure l'intensité d'un séisme en fonction de ses effets observés et ressentis sur la surface terrestre et les structures. Établie en 1902 par Giuseppe Mercalli, elle va de I (imperceptible) à XII (destruction totale). Cette échelle est subjective et peut varier en fonction de la distance par rapport au foyer du séisme et de la construction des bâtiments.

D. L'échelle de magnitude du moment (M_w)

Développée pour offrir une mesure plus uniforme et précise des séismes, indépendamment de la distance au foyer, cette échelle est devenue le standard pour les grands séismes. Elle évalue la taille du séisme en termes de la quantité totale d'énergie libérée.

E. La classification géographique et historique

Les séismes peuvent également être classés en fonction de leur emplacement géographique (par exemple, séismes du Pacifique, séismes alpins) et de leur historique, comme les grands séismes historiques documentés dans les archives ou les registres séismologiques.

En conclusion, le classement des séismes à l'aide de différentes échelles permet de quantifier leur magnitude et leur intensité, fournissant des informations cruciales pour la gestion des risques, la préparation aux catastrophes et la réponse d'urgence. Chacune de ces échelles joue un rôle complémentaire dans la compréhension et la gestion des événements sismiques.

1.2.3. La sismicité mondiale

Les séismes sont des témoins permanents de l'activité du globe terrestre, de manière générale, les séismes ne se produisant jamais seuls.

On parle ainsi d'essaims de tremblements, certains, petits, précèdent parfois le séisme principal, ce sont des précurseurs, d'autres, plus nombreux, le suivant pendant des jours ou des mois : Ce sont les répliques et peuvent être assez importantes.

- Les séismes superficiels à moins de 60 km
- Les séismes intermédiaires de 60 à 300 km
- Les séismes profonds de 300 à 700 km (il n'y en a plus au-delà)

Il est à noter que :

- 95% des tremblements de terre dans le monde ont lieu à une profondeur inférieure à 60 km
- 5% seulement ont lieu à une profondeur supérieure à 60 km [1]

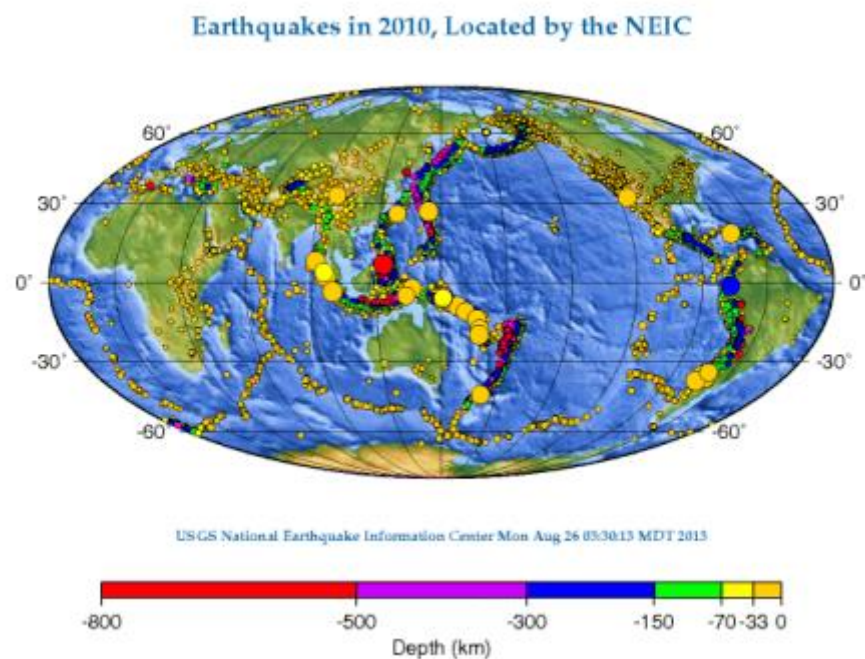


Figure I-1 : carte de la répartition mondiale des séismes en 2010 [11]

I.2.4. Le risque sismique en Algérie

L'Algérie est située dans une zone sismique active en raison de sa position sur la frontière entre les plaques tectoniques africaines et eurasiennes. Le pays connaît des tremblements de terre fréquents, Constantine et Oran sont particulièrement vulnérables. Ces séismes peuvent entraîner des dégâts importants et des pertes humaines, comme l'a montré le tremblement de terre d'Alger en 1980. La gestion du risque sismique en Algérie nécessite donc une vigilance accrue et des mesures de prévention rigoureuses. [1]

I.2.5. La protection sismique des nouveaux bâtiments

La protection sismique des nouveaux bâtiments est essentielle pour garantir leur sécurité en cas de tremblement de terre. Les techniques modernes de construction intègrent des mesures telles que le contreventement, l'isolation des fondations et l'utilisation de matériaux flexibles pour absorber et dissiper les forces sismiques. Les normes de construction antisismiques imposent également des vérifications rigoureuses des structures, incluant des tests et des simulations sismiques pour évaluer la résistance des bâtiments. En intégrant ces technologies et pratiques dans la conception et la construction, on réduit significativement les risques de défaillance structurelle et on protège ainsi les vies humaines et les biens matériels.

I.3. Contreventement

I.3.1. Définition

En génie civil, un contreventement est un système statique destinée à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : pression du vent, séisme, choc, freinage, 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 colinéaire et un plan horizontale ; 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 (contreventement verticaux) ou des plaques (contreventement horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée : ou par des treillis en bois ou en acier. [2]

I.3.2. Critère de choix et classification de système de contreventement pour les structures en béton armé

I.3.2.1. Critère de choix

Le choix entre les contreventements souples (portiques) et rigides (treillis, murs) est une question de circonstance, avec des avantages et des inconvénients à considérer avec soin dans chaque cas, ainsi que le coût de chaque option. [10]

I.3.2.2. Classification des systèmes de contreventement selon le RPA2003

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3)

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Les systèmes de contreventement retenus dans les présentes règles sont classés selon les catégories suivantes : [8]

I.3.2.2.1. Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloison désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques) par ailleurs, les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser

- ✓ 05 niveaux ou 17 mètres en **zone I**,
- ✓ 04 niveaux ou 14 mètres en **zone IIa**,
- ✓ 03 niveaux ou 11 mètres en **zone IIb et III**. [8]

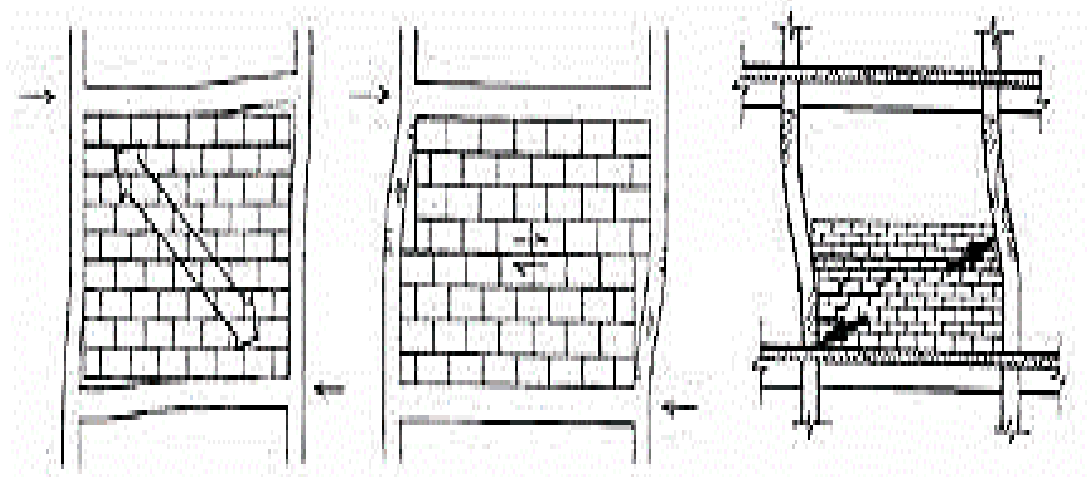


Figure I-2 : remplissage en maçonnerie [2]

I.3.2.2.2. Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissages de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou des séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'une même niveau ou une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieure est tolérée : cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux-poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie-structure). [8]

En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portique auto-stable).

Les bâtiments concernés ne doivent pas, par ailleurs, dépasser cinq (05) niveaux ou dix-sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en **zone IIa**, trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en **zone IIb** et deux (02) niveaux ou huit (08) mètres en **zone III**. [8]

I.3.2.2.3. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué des voiles uniquement ou des voies et des portiques. Dans ce dernier cas des voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales .on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. [8]

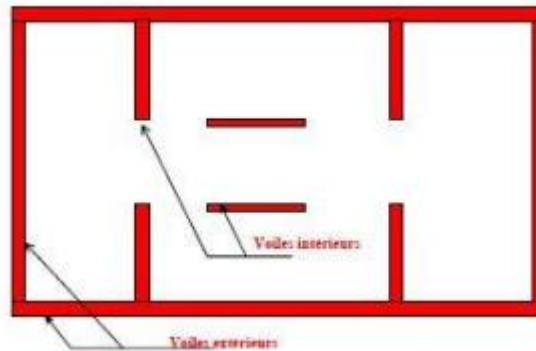


Figure I-3 : contreventement par murs porteurs [1]

I.3.2.2.4. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal. [8]

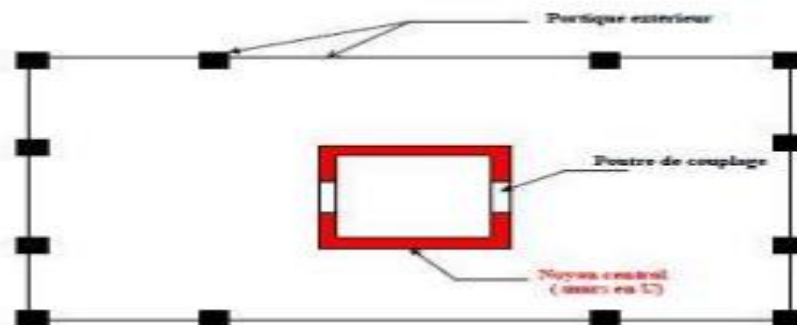


Figure I-4 : contreventement par noyau [1]

I.3.2.2.5. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification portiques-voiles

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. [8]

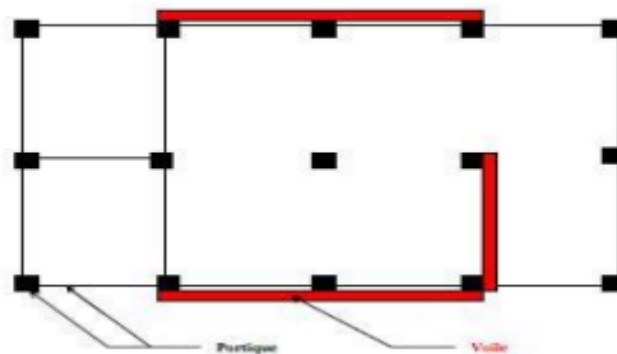


Figure I-5:contreventement mixte (voile portique) [10]

I.3.2.2.6. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé

Dans le cas des voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales .toutefois, en zone sismique III, il Ya a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontale représentant 25% de l'effort horizontal globale. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum. [8]

I.3.2.2.7. Système fonctionnant en console verticale à masses prédominantes

C'est le cas par exemple d'un réservoir cylindrique, des silos et cheminées de forme cylindrique, et autre. [8]

I.3.2.2.8. Système à pendule inverse

C'est un système où 50% ou plus de la masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure c'est le cas par exemple d'un château d'eau sur pilotis ou d'un réservoir d'eau cylindrique ou torique proéminent sur jupe cylindrique ou conique plus resserrée [8]

I.3.2.3. Coefficient de comportement R

Le choix de la valeur de du facteur de comportement R n'est pas évident et la plupart des codes réglementaires adoptent une valeur forfaitaire unique de ce facteur, en réalité, le facteur comportement est une fonction complexe d'un grand nombre de paramètres et dont l'expression ne peut se résumer à une simple constante.

Le facteur de comportement R, caractéristique du système structurel, est l'expression de la ductilité de la structure, et qui est spécifiée par la réglementation pour un certain nombre de types de construction. Dans le règlement parasismique algérien actuel (RPA), les effets non linéaires sont pris en compte par l'utilisation d'un coefficient de comportement unique (R) qui réduit forfaitairement les efforts sismiques perçus par la structure, basée le concept de ductilité qui s'exprime comme le ratio du déplacement maximal atteint sur le déplacement en limite d'élasticité.

Ainsi, les valeurs de référence pour ce coefficient sont données dans le **tableau (4.3)** conformément aux exigences du règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 :[10]

Tableau I-2: coefficient de comportement R des structures en béton armé selon le RPA99/2003

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide.	5
1b	Portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide.	3,5
2	Voiles porteurs.	3,5
3	Noyau.	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction.	5
4b	Portique contreventé par voiles.	4
5	Console verticale à masse réparties.	2
6	Pendule inverse.	2

I.3.3. Rôle de contreventement

L'objectif principal du contreventement est donc de garantir la stabilité des constructions non auto-stable faces aux charges horizontales.

(Les garanties intrinsèque des structures auto-stable), donc de transmettre ces charges jusque au sol.

De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de répercussions sur les éléments non structuraux et l'équipement.

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte deux (2) familles d'éléments :

- Contreventement horizontale (diaphragme).
- Contreventement verticale (murs, travée triangulées ou portique).

I.3.3.1. Contreventement horizontale (diaphragme)

Le contreventement horizontal, assurant la résistance horizontale, dans le cas d'une structure parasismique, est généralement obtenu par des aménagements structuraux au niveau des planchers et du plafond. Il est assuré soit par la construction d'un diaphragme, soit par la réalisation des poutres au vent obtenues généralement pas la réalisation des poutres au vent obtenues généralement par triangulation.

On parle de l'effet de diaphragme lorsque les planchers sont suffisamment rigides pour qu'on puisse considérer qu'ils ne se déforment pas sous l'effet des forces horizontales agissant dans le plan du plancher.

Ce qui permet de faire l'hypothèse simplification que ces efforts de distribuent ensuit dans les éléments de contreventement au prorata de leur raideur [4]

I.3.3.2. Contreventement verticale

L'absence de contreventement verticale parmi les principaux de ruine en cas de séisme.

Certaines structures comme les ossatures en poteaux et poutres, n'ont fréquemment pas la rigidité nécessaire pour résister aux charges horizontales. L'adjonction des éléments résistance à ces charges permet alors d'assurer leur stabilité. [4]

I.3.4. Modes de fonctionnement des voiles

Dans ce cas, le comportement n'est plus celui d'une poutre. La résistance à la flexion est assurée par l'ensemble des armatures longitudinales réparties et concentrées. Les

armatures réparties transversalement perdent leur efficacité à la résistance à l'effort tranchant au profit des armatures réparties longitudinalement lorsque l'élançement décroît.

En s'appuyant sur l'excellente description faite par Four et Paulay (**Four 1985, Paulay 1992**), ainsi que sur la classification donnée dans l'Euro code 8 (**Euro code 8**) en fonction de l'élançement, les modes différents modes de rupture des voiles sont les suivants :

I.3.4.1. Modes de rupture des voiles élançés

Pour ces éléments, la rupture peut être obtenue par flexion, par effort tranchant ou même par combinaison des deux, mais ça reste généralement concentrée près de la zone où le moment fléchissant est maximale (la base).

➤ Ruptures en flexion

Mode f_1

La rupture en flexion par plastification en traction des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. La formation des rotules plastiques dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie est remarquable dans le mode de ruine des voiles très élançés soumis un effort normale de compression faible, et un cisaillement modéré (figure I.6 et figure I.7).

Mode f_2

Rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine est rencontré pour les voiles assez frottement armé soumis à un effort normal important. Le mode 2 est moins ductile que le mode 1 surtout pour les sections rectangulaires (figure I.6).

Mode f_3

Rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues. Ce mode de rupture est rencontré dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités (figure I.6). [7]

➤ Rupture en flexion-effort tranchant

Mode f / t

Ce mode de rupture se produit dans les voiles moyennement élancés, la flexion n'est pas prépondérante, et les armatures horizontales sont insuffisantes. Ce mode de rupture est causé par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales (figure I.6) et (figure I.7).

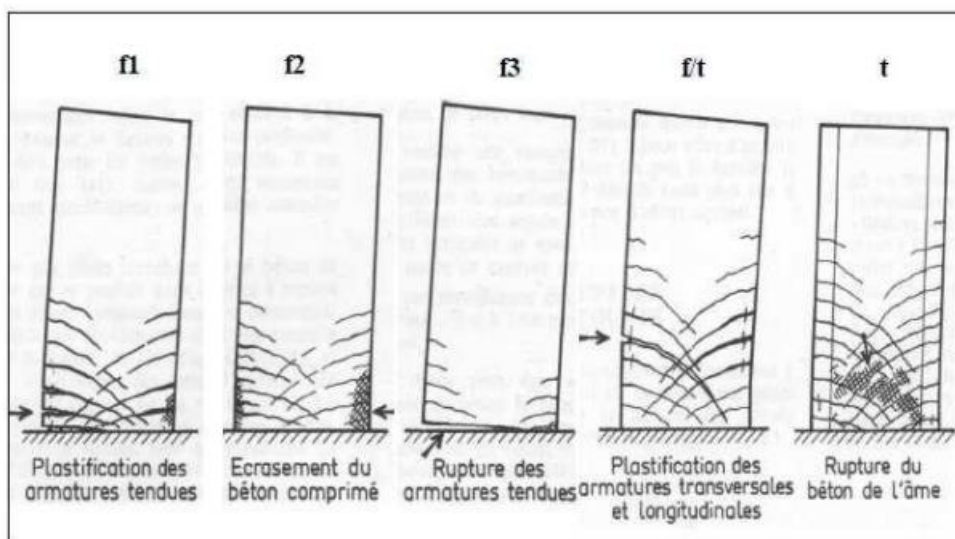


Figure I-6 : Modes des ruptures des voiles élancés

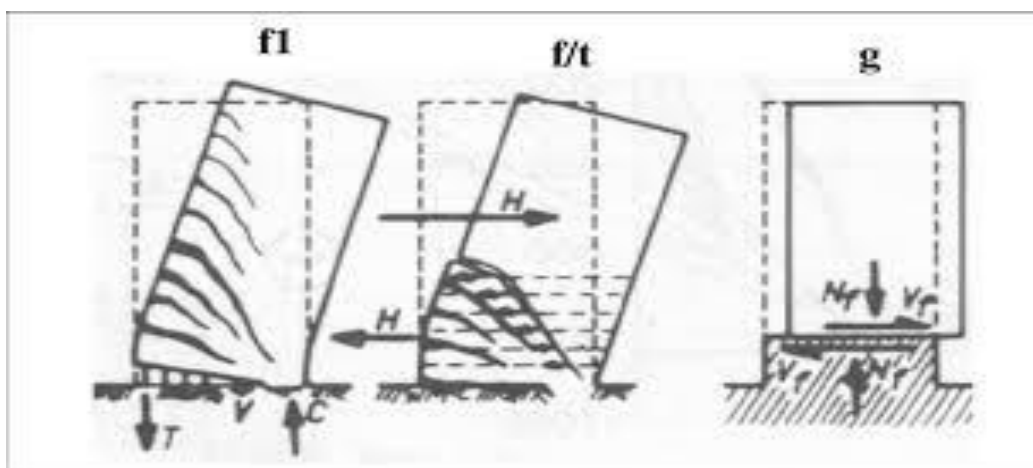


Figure I-7 : Modes de ruptures des voiles élancés [7]

➤ **Rupture par effort tranchant**

Mode t

Rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On observe ce cas de rupture dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement, et soumis à des cisaillements élevés (figure I.6).

Mode g

Rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes. La qualité de reprise de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible. Ce mode de rupture est observé aussi dans le cas des voiles moyennement élancé (figure I.7).

Les voiles pour laquelle la flexion est prépondérante présentent un comportement ductile et une grande capacité de dissipation d'énergie (figure I.7). [7]

I.3.4.2. Mode de rupture de voile court

Dans ce cas, la rupture est pratiquement toujours obtenue par effort tranchant et elle concerne généralement toute la hauteur de l'élément (figure 8) On distingue trois (3) modes :

Mode C₁

Rupture par glissement ("sliding shear") à l'encastrement. Ce mode de rupture est dû à la plastification des armatures verticales sous l'action de la flexion et à l'effort tranchant. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales sont insuffisantes (figure8)

Mode C₂

Rupture diagonale ("diagonal tension failure ") avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonale. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal (figure 8)

Mode C₃

Rupture par écrasement (" diagonal compression failure ") de béton de l'âme à la base des bielles, transmettant ainsi les efforts de compressions. C'est un mode de ruine

caractéristique des voiles fortement armés, surtout, s'ils associés à des raidisseurs sur leur bord (figure8). [7]

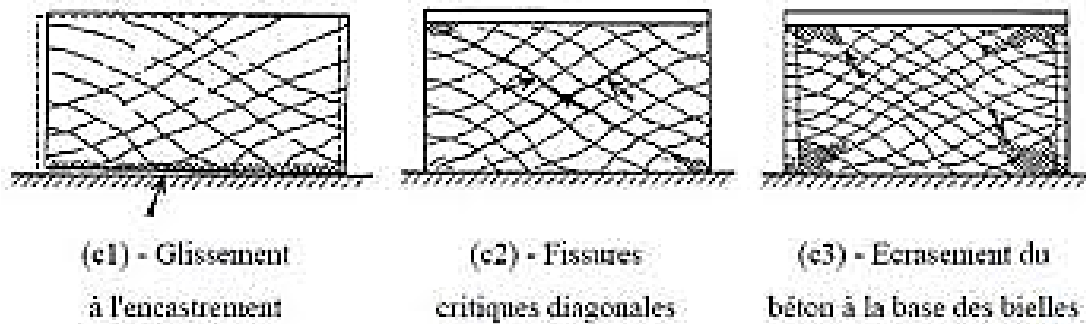


Figure I-8 : Mode de rupture des voiles court [7]

Le chapitre sur les séismes et le contreventement met en lumière les enjeux cruciaux liés à la conception et à la construction de structures résistantes aux tremblements de terre. Le séisme, en tant que phénomène naturel potentiellement dévastateur, exige une approche rigoureuse et bien informée pour garantir la sécurité et la résilience des bâtiments et des infrastructures.

I.4. Importance de la Conception Parasismique

Les séismes, avec leur capacité à provoquer des destructions soudaines et graves, imposent des exigences strictes en matière de conception structurelle. La compréhension des mécanismes sismiques et l'application des normes de construction parasismique, telles que celles définies par le RPA 99 en Algérie, sont essentielles pour minimiser les impacts des tremblements de terre. Les méthodes d'évaluation des charges sismiques, qu'elles soient basées sur des coefficients sismiques, des analyses dynamiques, ou des accélérogrammes, jouent un rôle déterminant dans la conception de structures capables de résister aux forces sismiques.

I.5. Méthodes de Calcul et Pratiques de Conception

Les méthodes de calcul sismique, qu'elles soient basées sur des approches analytiques simples ou des simulations dynamiques complexes, fournissent les outils nécessaires pour évaluer la réponse des structures aux tremblements de terre. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes, en particulier, permet une évaluation détaillée en utilisant des données réelles des mouvements du sol, offrant ainsi une simulation plus précise des effets sismiques. L'intégration de ces méthodes dans les pratiques de conception permet de

concevoir des bâtiments et des infrastructures qui non seulement répondent aux exigences réglementaires mais qui sont également optimisés pour la performance en cas de séisme.

I.6. Perspectives et Défis Futurs

La recherche continue et les avancées technologiques dans le domaine du génie sismique ouvrent de nouvelles perspectives pour améliorer la résilience des structures. Les défis futurs incluent l'adaptation aux évolutions des connaissances sismiques, l'optimisation des méthodes de calcul pour les rendre plus accessibles et compréhensibles, et l'intégration de nouvelles technologies telles que les matériaux intelligents et les techniques de construction innovantes.

I.7. Conclusion

Le chapitre sur les séismes et le contreventement souligne l'importance cruciale de la conception parasismique pour garantir la sécurité et la résilience des structures face aux tremblements de terre. L'application rigoureuse des méthodes de calcul, le recours à des techniques de renforcement adéquates, et le respect des normes réglementaires sont essentiels pour minimiser les risques et protéger les personnes et les biens.

En continuant à avancer dans la recherche et la pratique du génie sismique, nous pouvons améliorer encore davantage notre capacité à concevoir des structures sûres et résilientes dans un monde sismiquement actif...

Chapitre II
Méthode de calcul parasismique

II.1. Introduction

Pour l'évaluation des performances sismiques, une analyse structurelle du modèle mathématique de la structure est nécessaire pour déterminer la force et les déplacements demandés dans les différents étages de la structure. Plusieurs méthodes d'analyse sont disponibles pour prédire le comportement sismique des structures.

II.2. Méthodes de calcul sismiques

Presque toutes les méthodes d'évaluation des charges sismiques sont basées sur la «théorie dynamique du génie sismique» d'où l'inévitable analogie entre les deux (2) définitions de cette charge et des facteurs qui affectent cette charge. Les méthodes de calcul doivent prendre en compte l'activité sismique du site,

Les caractéristiques dynamiques de la construction et les conditions de sol.

Les méthodes de calcul sismiques reposent largement sur la **théorie dynamique du génie sismique**, qui cherche à comprendre et à modéliser la réponse des structures face aux tremblements de terre. Cette théorie considère les séismes comme des phénomènes dynamiques où les structures sont soumises à des forces variables en fonction du temps, ce qui diffère des charges statiques constantes généralement rencontrées en ingénierie civile.

Théorie Dynamique du Génie Sismique

- **Analyse Dynamique** : Contrairement aux analyses statiques, les analyses dynamiques prennent en compte les variations temporelles des forces sismiques. Elles utilisent des modèles mathématiques pour simuler la réponse des structures aux mouvements du sol.
- **Équations de Mouvement** : Les équations différentielles qui décrivent le mouvement des structures sont basées sur la loi de Newton et la théorie des vibrations. Elles permettent de déterminer les déformations et les contraintes induites par les forces sismiques.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{F}(t)$$

Où : **M** est la matrice de masse, représentant l'inertie de la structure.

C : La matrice d'amortissement, qui tient compte des dissipations d'énergie (frottement, etc.)

K : La matrice de rigidité, caractérisant la résistance de la structure aux déformations.

F(t) : vecteur des forces sismiques appliquées à la structure, variant au cours du temps..

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois (3) méthodes :

II.2.1. La méthode statique équivalente

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée. Pour les calculs de dimensionnement des bâtiments conventionnels de faible hauteur. C'est basé sur le comportement structurel est supposé être déterminé par les modes vibration basique.

La répartition horizontale de la charge statique est proche du premier mode, cela représente une énorme simplification.

Ceci est basé sur la dernière conception sismique aux Etats-Unis, dont le principe est de remplacer les forces dynamiques réelles qui apparaissent dans le développement réel construit à partir de statiques virtuelles dont les effets sont considérés comme équivalents pour les actions sismiques, il définit l'action sismique v , où la force de cisaillement considérations de base sur la construction :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (1) \quad \text{tel que :}$$

- **A : coefficient d'accélération de zone** : donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau II-1:coefficient d'accélération de zone A

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

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

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

R : Coefficient de comportement global de la structure : sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminé par la formule : $Q=1+\sum_1^5 p_q \dots\dots(3)$

W : poids total de la structure

W : est égal à la somme des poids W_i calculée à chaque niveau i :

$$W=\sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec :} \quad W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi} \quad \dots\dots(4)$$

Tel que :

- W_{Gi} : poids du au charges permanente et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.
- W_{Qi} : charge d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5.

II.2.1.1. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le

projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.[8]

II.2.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3,5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- Tous groupes

Zone II :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m [8]

II.2.2. Méthode modale spectrale

C'est l'une des méthodes les plus répandues pour le calcul des systèmes amortie, elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Cette méthode permet de simplifier les calculs qui nous amènent alors à procéder à une analyse modale en étudiant un certain nombre des modes propres de la structure (décomposer un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL) à un système composé de plusieurs systèmes un seul degré de liberté(SSDDL). [9]

2.1.1.1 Principe de la méthode (RPA4 .2 .1)

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. [8]

2.1.1.2 Modélisation

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux des distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques. La modélisation se base essentiellement sur quatre (04) propre à la structure et au site d'implantation :

- La rigidité ou nom des plancher.
- Le nombre de degré de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation. [d'après le RPA 4 .3.2]

2.1.1.3 Spectre de réponse

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant : [8]

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

II.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

L'analyse dynamique par accélérogrammes est une méthode avancée utilisée pour évaluer la réponse des structures aux tremblements de terre en utilisant des enregistrements

réels ou simulés des mouvements du sol. Contrairement aux méthodes basées sur des coefficients sismiques ou des spectres de réponse, cette approche repose sur des données temporelles détaillées des accélérations du sol pour simuler avec précision la réponse dynamique d'une structure.

II.2.3.1. Concepts Fondamentaux

II.2.3.1.1. Accélérogrammes

Un accélérogramme est un enregistrement du mouvement du sol pendant un séisme, mesuré en termes d'accélération. Les accélérogrammes capturent les variations d'accélération au cours du temps, fournissant une représentation détaillée des forces sismiques auxquelles une structure est exposée.

- **Définition** : Un accélérogramme est généralement représenté comme une courbe montrant l'accélération du sol en fonction du temps.
- **Données** : Les accélérogrammes peuvent être obtenus à partir de stations sismologiques ou générés par des modèles de simulation pour des scénarios sismiques spécifiques.

II.2.3.1.2. Analyse Dynamique par Accélérogrammes

Cette méthode consiste à appliquer directement les enregistrements d'accélération du sol à un modèle de structure pour évaluer sa réponse dynamique. Elle est souvent utilisée pour des études de performance détaillées et pour les structures critiques où une analyse plus fine est nécessaire.

- **Simulation de la Réponse** : Les accélérogrammes sont utilisés comme charges dynamiques appliquées au modèle de la structure pour simuler la réponse réelle lors d'un séisme.
- **Intégration Numérique** : Les équations du mouvement de la structure sont intégrées numériquement pour obtenir la réponse temporelle de la structure.

II.2.3.2. Processus d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes

II.2.3.2.1. Préparation des Accélérogrammes

- **Collecte des Données** : Obtention des accélérogrammes à partir de bases de données sismologiques ou génération à partir de modèles de simulation. Les données doivent être spécifiques à la zone sismique et au type de séisme envisagé.
- **Prétraitement** : Les accélérogrammes peuvent nécessiter un prétraitement pour éliminer les bruits et ajuster les échelles de temps.

II.2.3.2.2. Modélisation de la Structure

- **Modèle de Structure** : Création d'un modèle dynamique détaillé de la structure, incluant ses propriétés matérielles et géométriques. Ce modèle doit refléter les caractéristiques dynamiques réelles de la structure, telles que la masse, la rigidité, et les conditions de fixation.
- **Paramètres Dynamiques** : Détermination des propriétés dynamiques, telles que les fréquences naturelles, les modes de vibration et les coefficients d'amortissement.

II.2.3.2.3. Application des Accélérogrammes

- **Charge Dynamique** : Les accélérogrammes sont appliqués comme charges dynamiques sur le modèle de structure. Cette application est souvent réalisée en utilisant des méthodes d'intégration temporelle pour simuler l'évolution des forces sismiques au cours du temps.
- **Méthodes d'Intégration** : Utilisation de méthodes numériques telles que la méthode de Newmark ou la méthode de Runge-Kutta pour résoudre les équations du mouvement.

II.2.3.2.4. Analyse des Résultats

- **Réponse Temporelle** : Analyse des déplacements, des vitesses et des accélérations de la structure en réponse aux accélérogrammes. Les résultats sont comparés aux critères de performance définis.
- **Interprétation** : Interprétation des résultats pour évaluer la performance de la structure, en vérifiant si les déformations et les forces sont compatibles avec les capacités de résistance du matériau.

II.2.3.3. Applications et Avantages

II.2.3.3.1. Applications Pratiques

- **Structures Critiques** : Utilisée pour des structures particulièrement sensibles comme les hôpitaux, les ponts, et les bâtiments à haute densité de population, où la précision de la réponse sismique est essentielle.
- **Études de Performance** : Permet des études détaillées de la performance sismique sous divers scénarios de tremblements de terre, ce qui est utile pour la conception et l'évaluation des structures existantes.

II.2.3.3.2. Avantages

- **Précision** : Fournit une évaluation plus précise de la réponse dynamique de la structure en utilisant des données sismiques réelles ou simulées.

– **Réalisme** : Permet d'intégrer les effets non-linéaires et les interactions complexes entre les différents éléments de la structure et le sol.

II.3. Conclusion

Le chapitre sur les méthodes de calcul des structures souligne l'importance des approches techniques rigoureuses et des normes bien établies pour assurer la sécurité, la stabilité, et la performance des constructions.

Les méthodes de calcul jouent un rôle essentiel dans la conception structurale, en permettant une évaluation précise des performances et en garantissant que les structures répondent aux exigences de sécurité et de durabilité.

Alors que les défis évoluent et que de nouvelles technologies émergent, l'adhésion à des pratiques de calculs éprouvés et l'adaptation aux avancées futures continueront à être des facteurs clés pour le succès des projets de construction.

Chapitre III

Présentation et modélisation de projet (Etude de la structure choisie)

III.1. Introduction

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les régions sismique devient de plus en plus fréquente. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique et jouent un rôle primordial pour la sécurité.

Notre projet consiste à faire une étude comparative sur une structure en béton armé avec plusieurs systèmes de contreventement cette étude se fera sur une structure déjà réalisé pour avoir le complètement de la structure sous chargement sismique.

III.2. Description de la structure

L'ouvrage faisant objet de cette étude est la réalisation d'un programme de 30 logements LPA+8logements promotionnels libres en R+4avec charpente.

Cette ouvrage est implanté au lieu-dit : POS n°17lot N°06 ADEKAR, wilaya de BEJAIA ; le terrain objet de cette étude est situé au sur un terrain légèrement incliné stable.

Système structurale : la hauteur de cette structure dépasse 14m et étant donné que le site d'implantation se situe dans la zone **IIa** selon le **RPA 99/2003**, le système de contreventement **est mixte portique/voile avec interaction.**

D'après les résultats de l'étude de sol donnés par : LABORATOIRE DES CONSTRUCTIONS.CIVILES ET TRAVEAU PUBLICS (laboratoire d'analyse de sol et de contrôle) LCTP dossier N° :031/03/géo-sol/2024 ; Bejaia. Le 13/04/2024 ; on a :

- La contrainte du sol est de 2.00 bars.
- Enrage du 2.60m de profondeur.
- Site de catégorie **S2** (site ferme).

III.2.1. Caractéristiques de la structure :

Largeur de plan	20,80m
Longueur en plant.....	24,76m
Hauteur de RDC.....	3,06m
Hauteur étage courant	3,06m
Hauteur total de bâtiment.....	16,32m
Hauteur en élévation.....	15,30m

III.2.2. Caractéristique des matériaux utilisés

Le béton et l’acier sont les matériaux essentiels pour pouvoir réaliser cet ouvrage

Tableau III-1: Caractéristiques mécaniques des matériaux

Béton	Acier
Le béton est un béton ordinaire dosé à : 350Kg de ciment C.P.A325/m ³ (béton armé) 400kg de ciment C.P.A325/m ³ (béton armé pour fondations) 200kg de ciment C.P.A325/m ³ (béton de propreté)	Les aciers utilisés sont de deux types : Type 1 : aciers de type haute adhérence (T8, T10, T12, T14, T16) Type 2 : acier doux (rond lisse Ø6) Type 3 : treillis a soudé (TS 520 Ø5 150/150)

Tableau III-2: Les contraintes limitent d'après le règlement BAEL 99

Béton	Acier
✓ La résistance à la compression : $f_{c28}=25\text{MPa}$ ✓ La résistance à la traction : $f_{t28}=2,1\text{ MPa}$ ✓ Contrainte limite à L’ELU : Situation durable : $f_{bu}=14,2\text{ MPa}$ Situation accidentelle : $f_{bu}=18,48\text{ MPa}$ ✓ Contrainte limite à l’ELS : $\delta_{bc}=15\text{ MPa}$ ✓ $E_{II}=32164,2\text{ MPa}$ ✓ $E_{vj}=10819\text{ MPa}$	✓ Limite élastique : $f_e=500\text{ MPa}$ ✓ Module d’élasticité : $E=2 \times 10^5\text{ MPa}$ ✓ Contrainte de calcul à l’ELU : - Situation courante : $\delta_s=434,78\text{ MPa}$ - Situation accidentelle : $\delta_s=500\text{MPa}$ ✓ Contrainte à l’ELS : - FN : $\delta_s=333,33\text{MPa}$ - FTN : $\delta_s=250\text{MPa}$

III.2.3. Règlement et unités

Les règlements utilisée dans la présente de mémoire est élaboré et établi suivant les règles de calculs et de conception en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Béton aux états limite BAEL91/version 99
- DTR BC.2.2 : charges permanentes et charges d’exploitation
- DTR BC2.41 : règle de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93

- DTR BC2.48 : règles parasismiques algériennes RPA99/2003
- DTR BC 2.331 : règles de calcul des fondations superficielles.

III.2.4. Charges et surcharges

Tableau III-3: Les charges et les surcharges

		Charge permanente G [KN/m²]	Charge d'exploitation Q [KN/m²]
Etage courant (16+5)		G=5.16	Q=1 .5
Terrasse inaccessible	CC	G=7,30	Q=1
	DP	G=8,10	Q=1
Dalle pleins (ep=15 cm)	Habitation	G=6	Q=1.5
	Balcon		Q=3.5
Escalier (volée)		G=7,8	Q=2,5
Escalier (palier)		G=5,06	Q=2,5

III.2.5. Dimension des éléments

Poteaux : RDC+1^{ère} étage : (40*45) cm

2^{ème} + 3^{ème} étage :(35*40) cm²

4^{ème} étage :(35*35) cm²

Poutres : poutre principale :(30*40) cm²

Poutre secondaire :(30*35) cm²

Poutre de chaînage :(30*30) cm², (25*40) cm²

Plancher : épaisseur de plancher en corps creux :(16+5)=21cm

Epaisseur de la dalle pleine : 15cm

Voile :

Epaisseur voile de contreventement : 20cm

Escalier : épaisseur ep= 15 cm

III.3. Modélisation

III.3.1. Introduction

La conception des structures en génie civil est une tâche complexe, lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est nécessaire de trouver la modélisation adéquate de cette

dernière prenant en compte la complexité et le volume des calculs pour analyser la construction.

L'utilisation d'outils informatique est indispensable dans le cadre de cette étude, nous avons sélectionné le logiciel de calculs par élément finis bien connu au nom ETABS.

III.3.2. Présentation de logiciel de calcul ETABS

ETABS est l'abréviation de « extended Three dimensional Analysis of Building Systems » c'est un programme qui a reçu une Grande réputation dans le monde et en Algérie. Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages en génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi. [5]

Les principes caractéristiques de ce logiciel permettent :

- De modéliser facilement et rapidement les différents types de structures grâce à leur interface graphique, comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage :
- Analyse statique :
 - Il permet de déterminer les efforts internes [efforts normaux, efforts tranchants, moments de flexion et moments de torsion], le calcul des déformations dans chaque section des éléments ainsi que les valeurs maximales de ces paramètres.
 - Il permet la détermination des efforts internes par une analyse de second ordre
 - Il permet la détermination des efforts internes par un calcul de plasticité.
- Analyse dynamique :
 - Il permet la détermination des modes et des fréquences propres des structures.
 - Il permet de calculer les réponses (déplacements) d'une structure soumise à un chargement dynamique en utilisant un spectre de réponse.
 - Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure.
 - Il permet de calculer la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).
 - La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques des matériaux entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferraillement des éléments structuraux suivant des réglementations américains et européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une détermination automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau, etc.).

III.3.3. Etape de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage).
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux (acier et béton).
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles...).
- Définition des charges statiques (G, Q) et introduction du chargement dynamique (E).
- Affectation des charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant aux éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Définition des nœuds maitres et des inerties des étages.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse et exploitation des résultats.

A. Première étape

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser, ainsi qu'un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m comme unités de base pour les forces et déplacement.

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne Files puis New model, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x
- Le nombre de portique suivant y-y
- Le nombre des étages

B. Deuxième étape

C'est la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence l'acier et le béton :

- Masse et poids volumique du béton.
- Module d'élasticité.
- Contrainte maximale du béton à la compression.
- Contrainte maximale des aciers (longitudinaux et transversaux).

C. Troisième étape

Affectation des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles...).

D. Quatrième étape

Définition de charges appliquées à la structure modélisée :

➤ Charges statiques (G et Q)

- Charge permanent
- Load Name= Nom de la charge : G
- Type : DEAD (permanent).
- Self weigh multipl (coefficient interne)=1
- Surcharge d'exploitation
- Load Name= Nom de la charge : Q
- Type : LIVE (exploitation)
- Self weight multiplier (coefficient interne poids propre)= 0

➤ Charge sismique E

On peut considérer le chargement sismique comme une force statique appliquée aux nœuds maîtres des plancher .ainsi, pour introduire cette force : sélectionnez **static load cases** dans le menu **define**. Cette option permet de créer les cas de chargement statiques **Ex** et **Ey**.

E. Cinquième étape

Chargement des planchers, la charge statique étant définie, on sélectionne chaque plancher et on introduit le chargement surfacique qui lui revient. Et pour les poutres des périphéries, les chargements statiques étant définis on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire (poids des murs extérieurs) qui lui revient.

F. Sixième étape

Introduction des combinaisons d'actions. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaison aux états limites :

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Combinaison accidentelles du RPA99 Version 2003[22] pour le système mixte :

Comb1: $G + Q \pm E$

Comb2: $0,8 G \pm E$

Poids : $G + 0,2 Q$ (afin de tirer le poids propre de la structure).

G. Septième étape

Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- Les poteaux : Sont supposé parfaitement encastés dans les fondations.
- Diaphragmes : comme les planchers sont supposées infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de tel sorte qu'il puisse former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire de nombre d'équation à résoudre par le logiciel.)
- Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de (masse-source) ou la charge sismique est représentée par la combinaison « $G + 0,2 Q$ ».

H. Huitième étape

Elle consiste à l'analyse et l'exploitation des résultats, pour lancer l'analyse de la .structure, on se positionne sur l'ongle **Analyse** et on sélectionne **Run Analysis**.

Cette partie est une analyse modale spectrale de quatre(04) variantes traitant un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles, mais avec des dispositions différentes des voiles, sous le même chargement sismique.

Etude de la variante 1

III.4. Etude de la variante 1

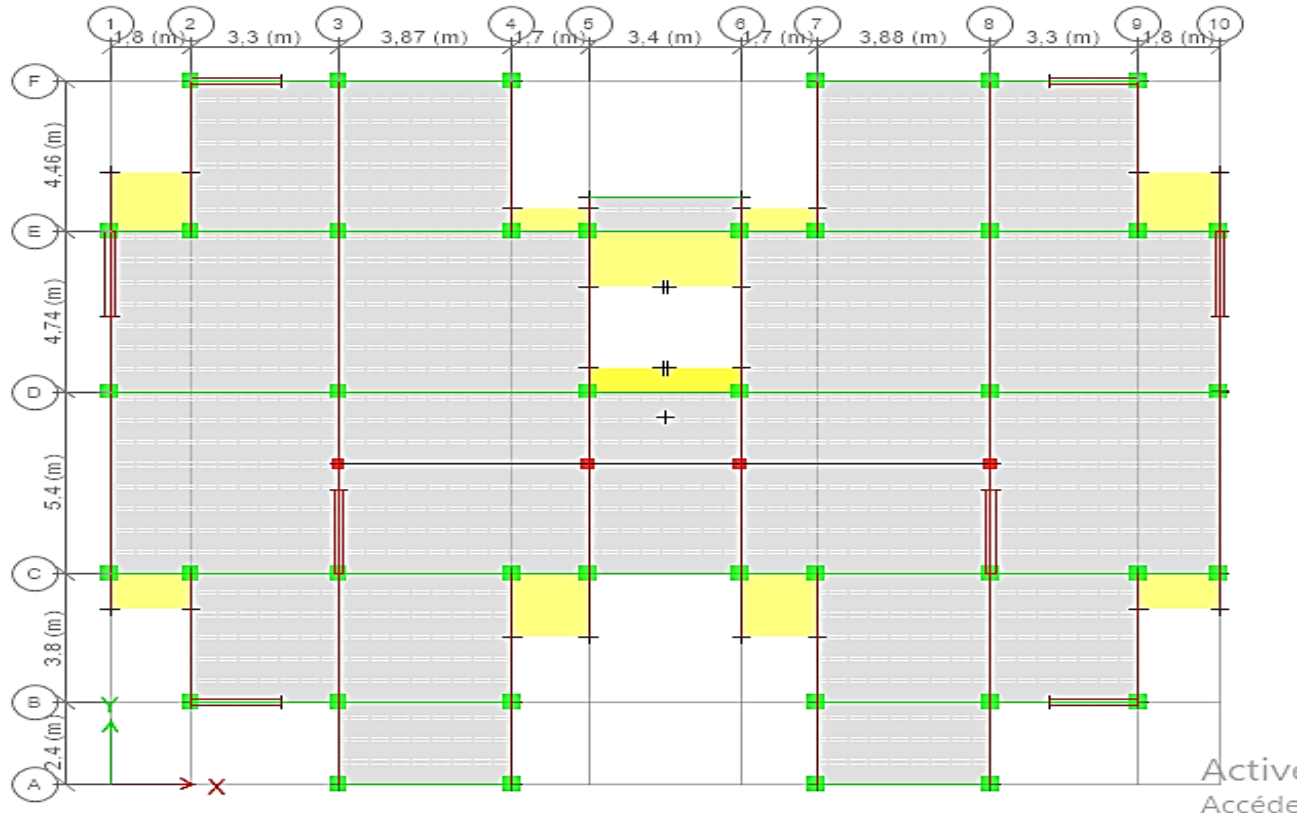


Figure III-1 : Configuration de la disposition des voiles variante 1

III.4.1. Vérification les conditions de règlement parasismiques algérienne RPA

III.4.1.1. Vérification la période fondamentale empirique T

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4.6), (4.7) de RPA version 2003. [5]

Pour tous les variantes les paramètres elles sont toujours les même sauf le poids de la structure il change d'une variante à autre.

Tableau III-4: Paramètres de la structure

Paramètres		La Valeur
<p>A : Coefficient d'accélération de zone Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Zone sismique IIA • Groupe d'usage 2 	A= 0,15
<p>D: Facture amplification dynamique moyen</p> <p><i>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</i></p> <p>$D = 2.5.\eta$ $0 \leq T \leq T_2$</p> <p>$D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$</p> <p>$D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} .(3/ T)^{5/3}$ $T > 3s$</p>	<p>Tableau (4.7) de RPA2003</p> <p>Site meuble S2 : $T_1=0,15s$ $T_2=0.40s$</p> <p>ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) de RPA 2003 $\xi=7\%$</p> <p>η : Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2).</p> $\sqrt{a^2 + b^2}$ $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \mathbf{0.881}$	<p>$D_x=2,205$ $D_y=2,205$</p>
<p>R : Coefficient de comportement global de la structure : RPA 99 version 2003 Tableau (4.3)</p>	<p>une structure mixte portique voiles avec interaction</p>	R=5
<p>W : poids de la structure en KN</p>	<p>$W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$: $\beta=0.2$</p>	
<p>Q: facteur de qualité</p>	<p>$Q=1+\sum_1^5 p_q$(Formule (4-4)de RPA 99/2003</p>	Q=1.2

➤ **Calcul la période empirique :**

$$T=C_T \times (h_N)^{3/4} \text{ Formule (4.6) RPA vs2003}$$

$$C_T=0,05 ; h_N=16,32\text{m}$$

$$T=0,05 \times (16,32)^{3/4}$$

$$\mathbf{T= 0,406s}$$

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}} \text{ Formule (4.7) RPA vs 2003}$$

D : dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions

$$D_x=24.75\text{m}, D_y=20.8\text{m}$$

$$T_x=0.09 \times \frac{16.32}{\sqrt{24.75}} = \mathbf{0.295s}$$

$$T_y=0.09 \times \frac{16.32}{\sqrt{20.8}} = \mathbf{0.322s}$$

$$T_x=\min (T, T_x)=\min (0.406 ; 0.295)=\mathbf{0.295s}$$

$$T_y=\min (T, T_y) =\min (0.406; 0.322) =\mathbf{0.322s}$$

➤ **Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{\text{maj.X}}=1, 3 \times T_{\text{emp}} =1,3 \times 0.295 \rightarrow \mathbf{T_{\text{maj.X}}=0.383s}$$

$$T_{\text{maj.Y}}=1, 3 \times T_{\text{emp}} = 1,3 \times 0.322 \rightarrow \mathbf{T_{\text{maj.Y}}=0.418s}$$

➤ **Détermination la période par logiciel ETABS :**

$$T_{X \text{ ETABS}}= \mathbf{0,432s} > T_{\text{maj x}}=0,383s \rightarrow \text{la période n'est pas vérifiée selon X}$$

$$T_{Y \text{ ETABS}}= \mathbf{0,382s} < T_{\text{maj y}}=0.418s \text{ la période est vérifiée selon Y}$$

III.4.1.2. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale (article 4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Chapitre III Présentation et modélisation de projet (Etude de la structure choisie)

– les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. [8]

Tableau III-5: Les résultats de L'ETABS de la participation de la masse modale

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0,432	0,7572	1,971E-06	0	0,7572	1,971E-06	0	0	0,3092	0,0052
Modal	2	0,382	0	0,7483	0	0,7572	0,7483	0	0,3187	1,391E-06	0,0005
Modal	3	0,316	0,005	0,0007	0	0,7623	0,749	0	0,0002	0,0033	0,745
Modal	4	0,127	0,1461	0,0001	0	0,9084	0,7491	0	0,0001	0,4093	0,0001
Modal	5	0,107	0,0001	0,1612	0	0,9085	0,9103	0	0,4101	0,0003	0,0004
Modal	6	0,082	0,0009	0,0003	0	0,9094	0,9106	0	0,0013	0,0033	0,1618
Modal	7	0,067	0,0532	0,0001	0	0,9626	0,9107	0	0,0002	0,1559	0,0085
Modal	8	0,053	4,166E-05	0,0587	0	0,9627	0,9693	0	0,1705	0,0001	0,0001
Modal	9	0,04	0,018	3,365E-05	0	0,9806	0,9694	0	0,0001	0,0535	0,0252
Modal	10	0,035	0,0119	6,16E-07	0	0,9925	0,9694	0	0	0,0383	0,0275
Modal	11	0,031	3,598E-06	0,0248	0	0,9925	0,9942	0	0,0775	1,118E-05	7,432E-06
Modal	12	0,025	0,0058	4,168E-06	0	0,9983	0,9942	0	1,478E-05	0,022	0,0029

Tableau III-6: Tableau des modes et de la masse participante

Mode	Période (s)	UX(%)	UY(%)	Sum UX(%)	Sum UY(%)	RZ(%)
1	0,432	75,72	0	75,72	0	0
2	0,382	0	74,83	75,72	74,83	0
3	0,316	0	0	76,23	74,9	74,5
4	0,127	14,61	0	90,84	74,91	0
5	0,107	0	16,12	90,85	91,03	0
6	0,082	0	0	90,94	91,06	16,18
7	0,067	0	0	96,26	91,07	0
8	0,053	0	0	26,27	96,93	0
9	0,04	0	0	98,06	96,94	2,52
10	0,035	0	0	99,25	96,94	0
11	0,031	0	0	99,25	96,42	0
12	0,025	0	0	99,83	99,42	0

Mode 1 : Le 1^{er} mode de notre structure est une translation suivant l'axe X de période de $T_1=0,432s$

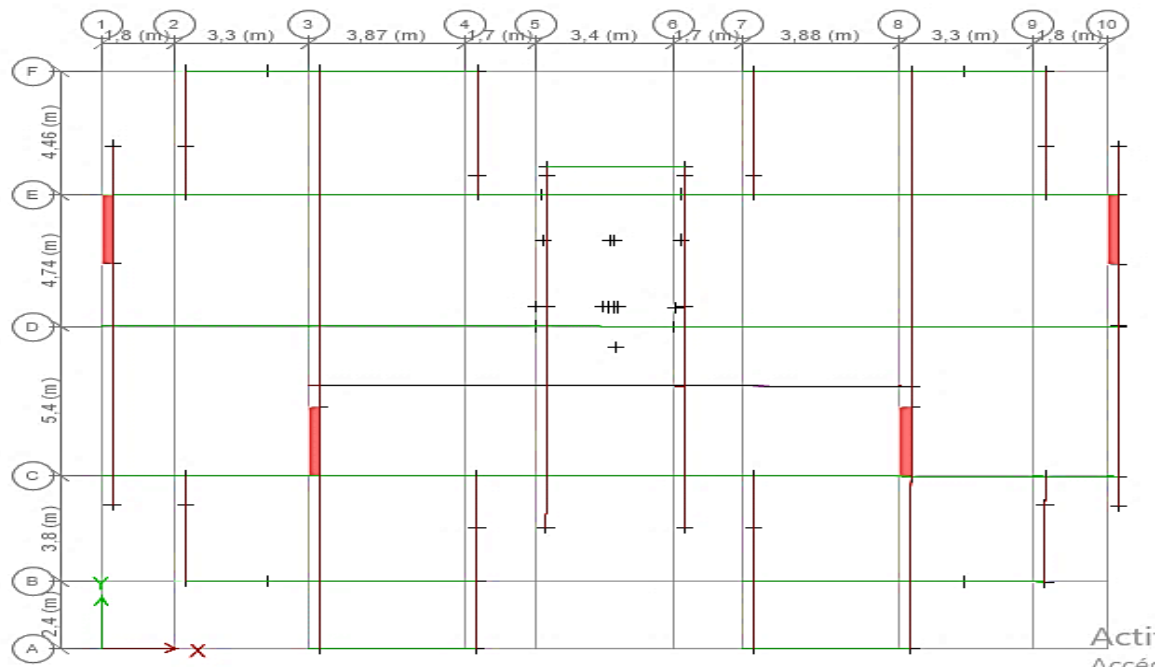


Figure III-2 : Mode 1 de déformation

Mode 2 : Le 2^{ème} mode de notre structure est une translation suivant l'axe Y de période de $T=0,382s$

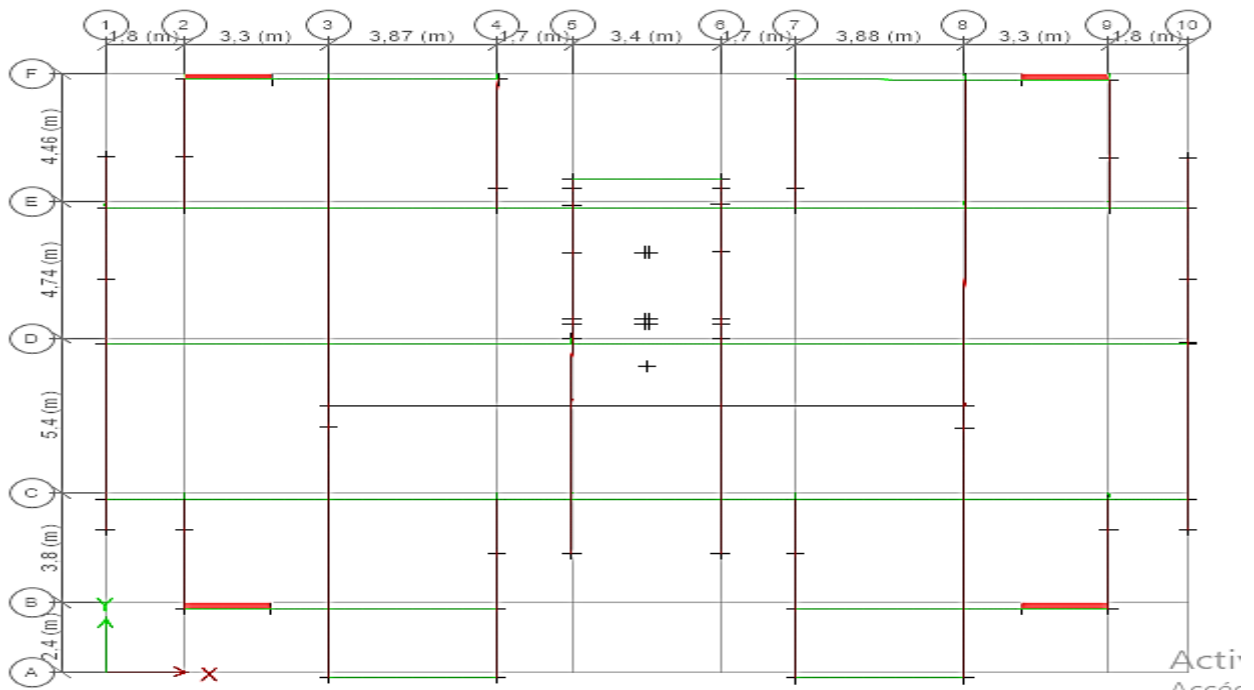


Figure III-3 : Mode 2 de déformation

Mode 3 : Le 3^{ème} mode de notre structure est une rotation de période de $T_3=0,316s$.

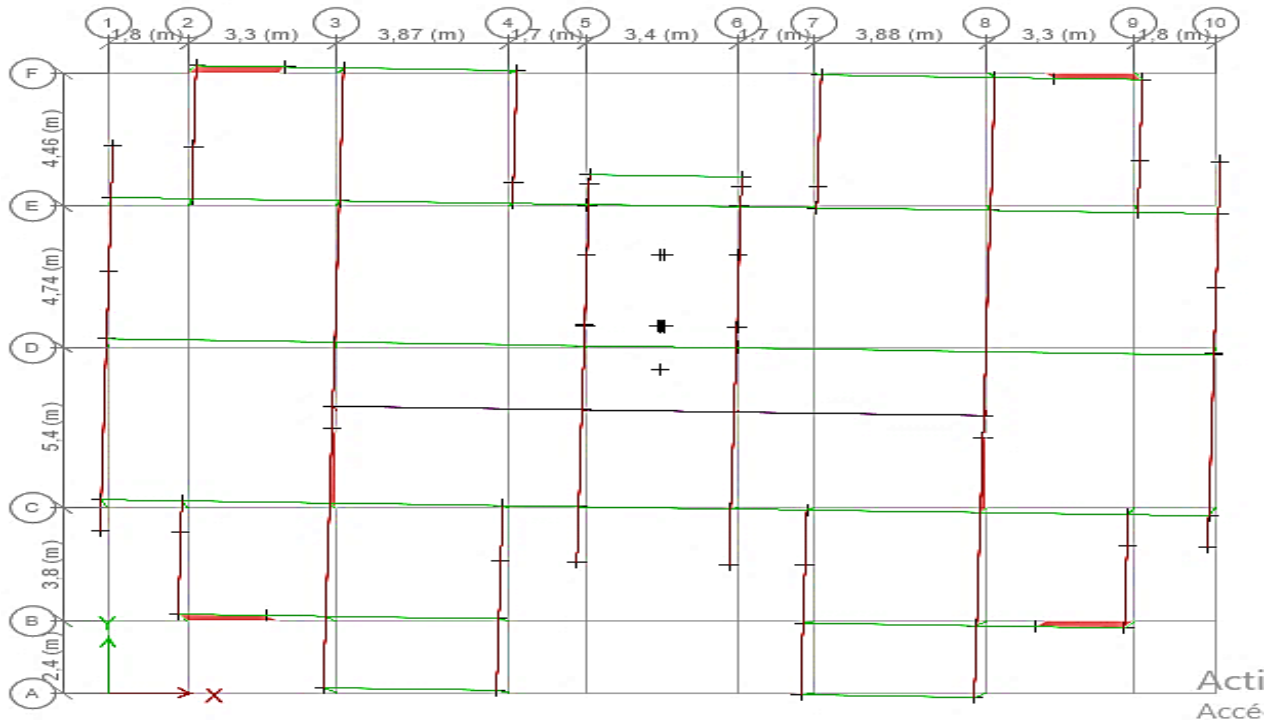


Figure III-4 : Mode 3 de déformation

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :
- Direction X-X : 4^{ème} mode : masse cumulée =90,84 % ... Condition vérifiée.
- Direction Y-Y : 5^{ème} mode : masse cumulée = 91,03% condition vérifiée.

III.4.1.3. Vérification de l'effort normale réduite (article 7-4-3)

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : [8]

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30 \quad (6)$$

Avec :

N_d : effort normal maximal

B_c : section de poteau

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Chapitre III Présentation et modélisation de projet (Etude de la structure choisie)

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III-7: Vérification de l'effort normale réduite

Niveau	Poteau	N_d (KN)	B_c (cm ²)	f_{c28} (MPA)	$V < 0,3$	Observation
RDC	40 × 45	1205,20	1800	25	0,26	Condition vérifiée
1 ^{ère} étage	40 × 45	897,15	1800	25	0,19	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	35×40	647,12	1400	25	0,18	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	35×40	424,37	1400	25	0,12	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	35×35	249,96	1225	25	0,081	Condition vérifiée

L'effort normale réduite est vérifiée donc Ya pas risque de rupture.

III.4.1.4. Vérification de l'excentricité (article 4.3.7)

D'après le **RPA99 vs 2003** (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Tableau III-8: Vérification l'excentricité selon x

Story	Diaphragmes	XCM (m)	XCR (m)	XCM- XCR	0,05LX=1,23m
Story 1(RDC)	D 1	12,38	12,41	0,03	Vérifiée
Story 2	D1	12,38	12,48	0,1	Vérifiée
Story 3	D1	12,38	12,50	0,12	Vérifiée
Story 4	D1	12,37	12,48	0,11	Vérifiée
Story 5	D1	12,37	12,30	0,07	Vérifiée

Tableau III-9: Vérification l'excentricité selon y

Story	Diaphragmes	YCM (m)	YCR (m)	YCM- YCR	0,05Ly=1,04m
Story 1	D1	10,84	11,76	0,92	Vérifiée
Story2	D1	10,97	12,17	1,2	Non Vérifiée
Story3	D1	10,98	12,48	1,5	Non Vérifiée
Story4	D1	10,81	12,75	1,94	Non Vérifiée
Story5	D1	15,08	13,67	1,41	Non Vérifiée

Remarque :

L'excentricité dans la direction Y-Y n'est pas vérifiée.

III.4.1.5. Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Article 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art article 4-43) :

Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau III-10: Vérification de déplacement inter-étage suivant EX

Story	Diaphragmes	h _e (cm)	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	Δ _k (cm)	1%h _e (cm)	Observation
Story 1	D1	306	0,0643	0,32	0	3,06	Condition Vérifiée
Story 2	D1	306	0,1476	0,73	0,41	3,06	Condition Vérifiée
Story 3	D1	306	0,2367	1,18	0,45	3,06	Condition Vérifiée
Story 4	D1	306	0,3237	1,61	0,43	3,06	Condition Vérifiée
Story 5	D1	306	0,4042	2,02	0,41	3,06	Condition Vérifiée

Tableau III-11: Vérification de déplacement inter-étage suivant EY

Story	Diaphragmes	h _e (cm)	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	Δ _k (cm)	1%h _e (cm)	Observation
Story 1	D1	306	0,0495	0,47	0	3,06	Condition Vérifiée
Story 2	D1	306	0,1117	0,55	0,08	3,06	Condition Vérifiée
Story 3	D1	306	0,1779	0,89	0,34	3,06	Condition Vérifiée
Story 4	D1	306	0,2441	1,22	0,33	3,06	Condition Vérifiée
Story 5	D1	306	0,3198	1,6	0,38	3,06	Condition Vérifiée

III.4.1.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : [8]

$$\theta = \frac{\Delta_k P_k}{V_k h_k} \leq 0,1 \quad (7)$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

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

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau III-12: Justification vis-à-vis de l'effet p-delta sous EX

Sens X-X [sous EX]								
STORY	P _K (KN)	H _k (cm)	Δ _k (c m)	V _K (KN)	V _K · h _K	P _k , Δ _K	Θ _{KX} ≤ 0,1	Vérification
Story 1	20592,17	306	0	1020,06	312138,36	0	0	Vérifiée
Story 2	15781,50	306	0,41	921,87	282092,22	6470,415	0,023	Vérifiée
Story 3	11392,05	306	0,45	775,28	237235,68	5126,42	0,021	Vérifiée
Story 4	7122,32	306	0,43	570,96	174713,76	3062,6	0,017	Vérifiée
Story 5	2608,45	306	0,41	287,51	87978,06	1069,46	0,012	Vérifiée

Tableau III-13: Justification vis-à-vis de l'effet p- delta sous EY

Sens Y-Y [sous EY]								
Story	P _K (KN)	H _k (cm)	Δ _k (c m)	V _K (KN)	V _K · h _K	P _k , Δ _K	Θ _{KY} ≤ 0,1	Vérification
Story 1	20592,17	306	0	1146,13	350715,78	0	0	Vérifiée
Story 2	15781,50	306	0,08	1034,21	316468,26	1262,52	4*10 ⁻³	Vérifiée
Story 3	11392,05	306	0,34	869,81	266161,86	3873,29	0,010	Vérifiée
Story 4	7122,32	306	0,33	644,88	197333,28	2350,36	0,012	Vérifiée
Story 5	2608,45	306	0,38	336,57	102990,42	991,21	9,6*10 ⁻³	Vérifiée

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieur à 0,1.

Donc l'effet P-delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

III.4.1.7. Justification vis-à-vis de contreventement

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, Par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R « **voire tableau 4.3 du RPA 99** »

➤ Interaction verticale :

Les efforts verticales repris par le système de contreventement (voiles, portiques) sont donné par le tableau ci- dessus :

Tableau III-14: Vérification l'interaction verticale à L' ELS

Story	Charge reprise en KN		pourcentages %		Vérification
	Portiques	Voiles	Portiques%	Voiles %	
Story 1	17266,31	4243,86	80,27	19,73	Vérifiée
Story 2	13131,63	3299,17	80	20	Vérifiée
Story 3	9319,34	2493,02	78,9	21,1	Non Vérifiée
Story 4	5780,064	1545,85	78,9	21,1	Non Vérifiée
Story 5	2278,47	506,97	81,8	18,2	Vérifiée

➤ **Interaction horizontale :**

Selon EX

Tableau III-15: Vérification l'interaction horizontale sous EX

Story	Charge reprise en KN		Pourcentage %		Vérification
	Portiques	voiles	Portiques %	voiles %	
Story 1	180,29	837,11	17,72	82,28	Non Vérifiée
Story 2	492,34	298,97	62,21	37,79	Vérifiée
Story 3	363,44	294,11	55,27	44,73	Vérifiée
Story 4	365,89	117,32	75,72	24,28	Vérifiée
Story 5	152,70	151,86	50,13	49,87	Vérifiée

Selon EY

Tableau III-16: Vérification l'interaction horizontale sous EY

Story	Charge reprise en KN		Pourcentage %		Vérification
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	
Story 1	148,35	990	13,03	86,97	Non Vérifiée
Story 2	386,15	404,46	48,84	51,16	Vérifiée
Story 3	313,61	282,82	52,58	47,42	Vérifiée
Story 4	326,85	129,03	71,7	28,3	Vérifiée
Story 5	117,26	230,01	33,76	66,24	Vérifiée

III.4.1.8. Vérification de la résultante des forces sismiques (l'effort tranchant à la base)

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA/version 2003, qui stipule que les résultantes des forces sismiques à la base $V_{\text{dynamique}}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statiques équivalente V_{st} .

- Si $V_{\text{dynamique}} < 0,80 V_{\text{st}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8V_{\text{st}}/V_{\text{d}}$.

La force sismique total V , appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales orthogonal les selon la formule : [8]

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

Avec :

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

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

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4. 3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3 .4

- En cas d'utilisation de système de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

Q : facteur de qualité, fonction de :

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

W : poids total de la structure en KN

Tableau III-17: Résultat obtenue par ETABS de l'effort tranchant à la base

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN
EX Max	1020,0607	155,441	0
EY Max	155,441	1146,1343	0
W	0	0	20592,1707

Tableau III-18: Récapitulation du résultat de l'effort tranchant à la base

	L'effort tranchant V_{St} (KN)	$0,8 V_{st}$	$V_{logiciel}$ (KN)	$V_{logiciel} \geq 0,8V_{st}$
Sens X- X	$V_x = \frac{A \times DX \times Q}{R} \times W$ 1634,60	1307,68	1020,06	Non vérifiée
Sens Y- Y	$V_y = \frac{A \times DY \times Q}{R} \times W$ 1634,60	1307,68	1146,13	Non vérifiée

Remarque :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est inférieure à 80% de celle obtenue par la méthode statiques équivalente.

[Art 4.3.6 De RPA99/2003] est non vérifiée.

$V_d < 0.80 V_{st}$, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments ...) dans le rapport $0.8V_{st}/V_d$.

Etude de la variante 2

III.5. Etude de la variante 2

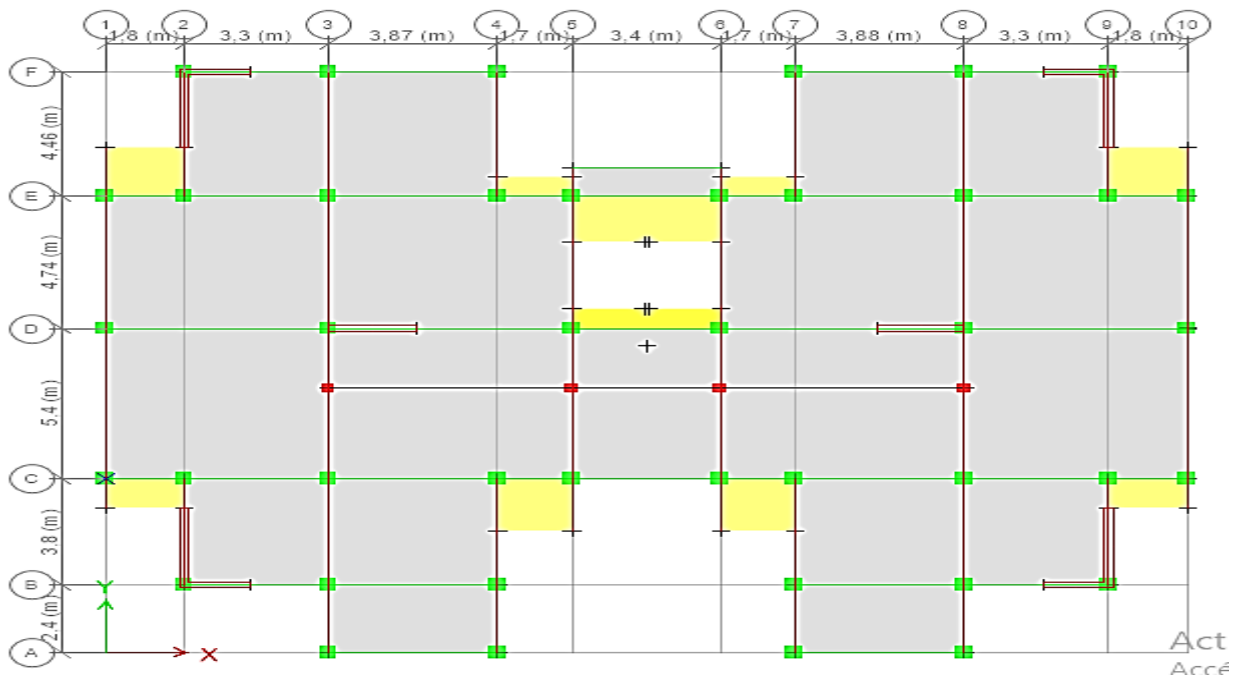


Figure III-5 : Configuration de la disposition des voiles variante 2

III.5.1. Vérification les conditions de RPA

III.5.1.1. Vérification la période fondamentale T

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

$$T_{num} \leq 1.3 T_{emp} \text{ [RPA 99/2003]}$$

Tableau III-19: Tableau de la résultante de la période T

	T empiriques (s)		Min (T ₁ .T ₂)	1.3*T _{Min} (s)	T numérique (s)	Vérification
	T=C _T × (h _N) ^{3/4} Formule (4 .6)	T = $\frac{0,09hN}{\sqrt{D}}$ Formule (4.7)				
Sens X-X	0.406	0.295	0.295	0,383	0,38	Vérifiée
Sens Y-Y	0.406	0.322	0.322	0,418	0.296	Vérifiée

III.5.1.2. Vérification le pourcentage de la masse modale

D'après les résultats de ce tableau :

Tableau III-20: Résultats de l'ETABS de la période et de la participation de la masse modale

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0,384	0,7508	0,003	0	0,7508	0,003	0	0,0016	0,3147	0,0041
Modal	2	0,296	0,004	0,7522	0	0,7548	0,7552	0	0,3122	0,0007	0,0004
Modal	3	0,253	0,004	0,0008	0	0,7588	0,756	0	0,0002	0,0047	0,7497
Modal	4	0,113	0,1496	0,0005	0	0,9084	0,7566	0	0,0002	0,417	0,0007
Modal	5	0,088	0,0001	0,1581	0	0,9085	0,9146	0	0,4282	0,0005	0,0001
Modal	6	0,068	4,099E-05	6,354E-06	0	0,9085	0,9146	0	0,0001	7,353E-06	0,171
Modal	7	0,056	0,0536	3,143E-05	0	0,9621	0,9147	0	3,318E-05	0,1504	0,0012
Modal	8	0,048	0,0001	0,0295	0	0,9622	0,9441	0	0,0969	0,0003	2,147E-06
Modal	9	0,038	0,0043	0,0004	0	0,9665	0,9445	0	0,0013	0,012	0,0063
Modal	10	0,036	0,0002	0,018	0	0,9667	0,9625	0	0,0475	0,0006	0,0006
Modal	11	0,034	0,0024	0,0002	0	0,9691	0,9627	0	0,0002	0,0065	0,014
Modal	12	0,032	0,0252	0,0001	0	0,9943	0,9628	0	0,0001	0,0738	0,0027

Tableau III-21: Tableau des modes et de la masse participant

Mode	Période (s)	UX(%)	UY(%)	Sum UX(%)	Sum UY(%)	RZ(%)
1	0,384	75,08	0	75,08	0	0
2	0,296	0	75,22	75,48	75,52	0
3	0,253	0	0	75,88	75,6	74,97
4	0,113	14,96	0	90,84	75,66	0
5	0,088	0	15,81	90,85	91,46	0
6	0,068	0	0	96,85	91,46	0
7	0,056	0	0	96,21	91,47	0
8	0,048	0	2,95	96,22	94,41	0
9	0,038	0	0	96,65	94,45	0
10	0,036	0	1,8	96,67	96,25	0
11	0,034	0	0	96,91	96,27	0
12	0,032	0	0	99,43	96,28	0

– La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Direction X-X : 4^{ème} mode : masse cumulée = 90,84% ... Condition vérifiée.

Direction Y-Y : 5^{ème} mode : masse cumulée = 91,46% Condition vérifiée

Commentaire :

La somme des masses modale dépasse 90% de la masse total du bâtiment, d'où la condition de RPA est vérifiée

Mode 1 : Le 1^{er} mode de notre structure est translation suivant l'axe X-X de période de $T_1=0,384s$

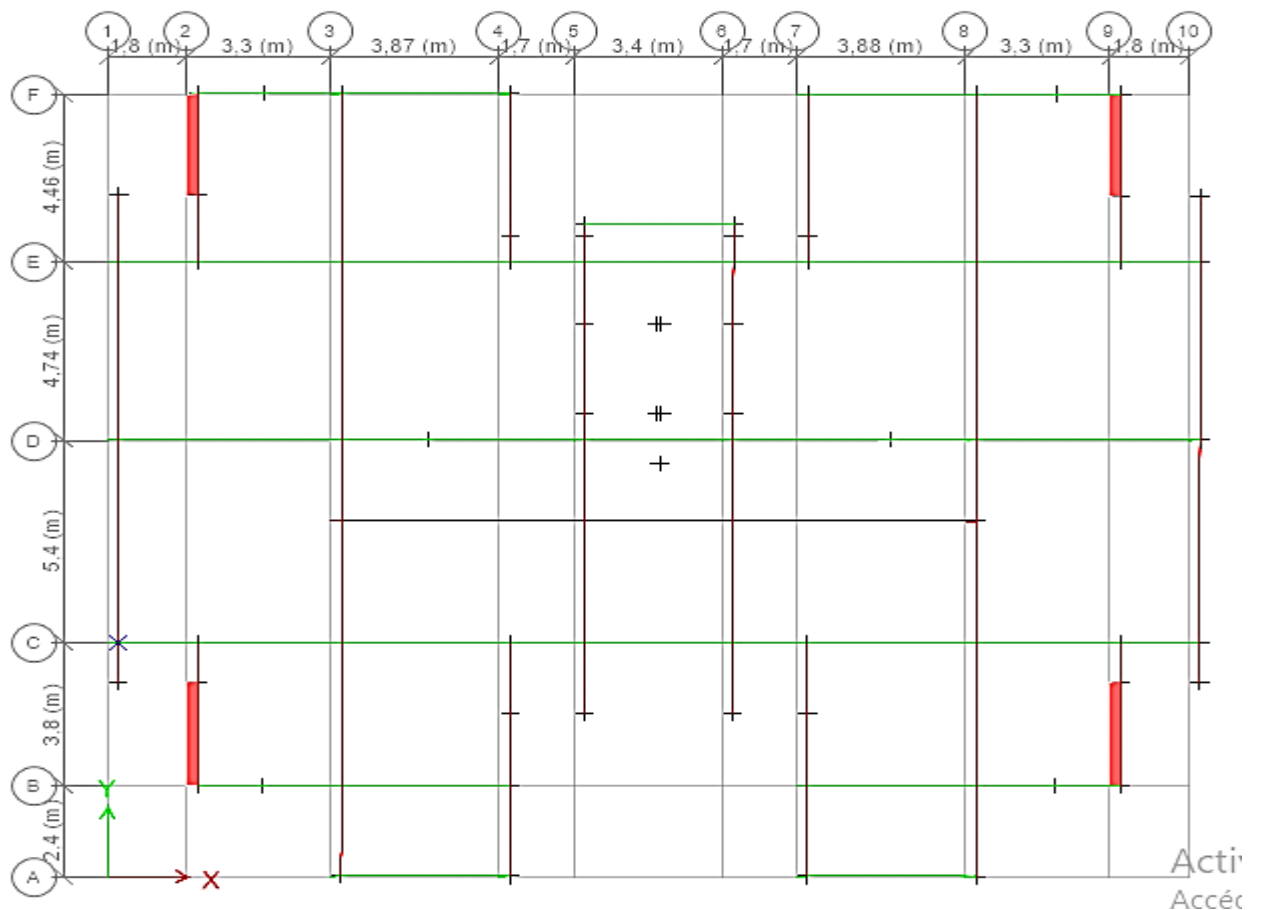


Figure III-6 : Mode 1 de déformation

Mode 2 : le 2^{ème} mode de notre structure est une translation suivant l'axe Y-Y de période $T_2=0,296$ s

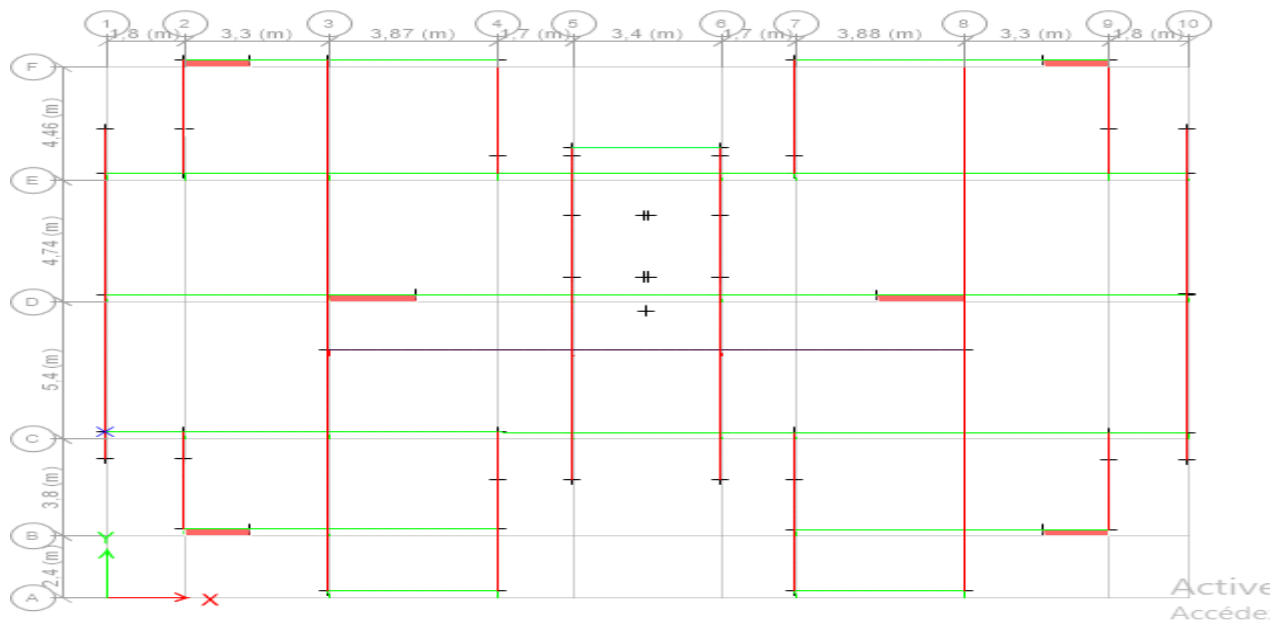


Figure III-7 : Mode 2 de déformation

Mode 3 : le 3^{ème} mode de notre structure est une rotation de période $T_3=0,253$ s

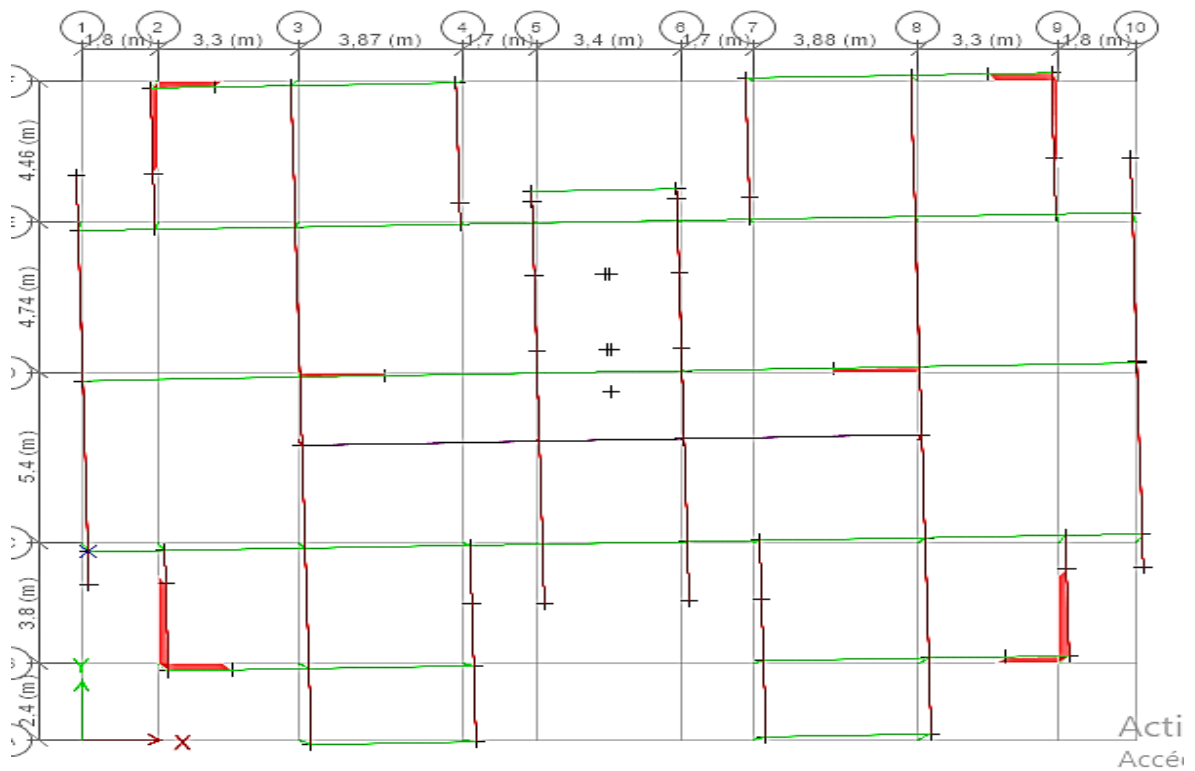


Figure III-8 : Mode 3 de déformation

III.5.1.3. Vérification de l'effort normale réduite (article 7-4-3)

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III-22: Vérification de l'effort normal réduite

Niveau	Poteau	N_d (kN)	B_c (cm ²)	f_{c28} (MPa)	$V < 0,3$	Observation
RDC	40 × 45	1021,05	1800	25	0,22	Condition Vérifiée
1 ^{ère} étage	40 × 45	780,93	1800	25	0,17	Condition Vérifiée
2 ^{ème} étage	35×40	579,02	1400	25	0,16	Condition Vérifiée
3 ^{ème} étage	35×40	404,64	1400	25	0,11	Condition Vérifiée
4 ^{ème} étage	35×35	224,04	1225	25	0,073	Condition Vérifiée

III.5.1.4. Vérification de l'excentricité

Tableau III-23: Vérification l'excentricité selon EX

Story	Diaphragmes	XCM (m)	XCR (m)	XCM- XCR	0,05LX=1,23m
Story 1(RDC)	D 1	12,38	12,38	0	Vérifiée
Story 2	D1	12,37	12,44	0,07	Vérifiée
Story 3	D1	12,41	12,47	0,06	Vérifiée
Story 4	D1	12,46	12,53	0,07	Vérifiée
Story 5	D1	12,37	12,53	0,16	Vérifiée

Tableau III-24: Vérification l'excentricité selon EY

Story	Diaphragmes	YCM (m)	YCR (m)	YCM-YCR	0,05Ly=1,04m
Story 1	D1	10,96	11,6	0,64	Vérifiée
Story2	D1	15,02	15,55	0,53	Vérifiée
Story3	D1	11	11,92	0,92	Vérifiée
Story4	D1	10,86	12,20	1,34	Non Vérifiée
Story5	D1	15,09	13,13	1,96	Non Vérifiée

III.5.1.5. Vérification des déplacements relatifs

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante:

$$\text{Il faut vérifier que : } \Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\% h_e$$

Selon EX

Tableau III-25: Vérification le déplacement relatif suivant EX

Story	Diaphragmes	h _e (cm)	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	Δ _k (cm)	1%h _e (cm)	Observation
Story 1	D1	306	0,0535	0,26	0	3,06	Condition Vérifiée
Story 2	D1	306	0,0934	0,46	0,2	3,03	Condition Vérifiée
Story 3	D1	306	0,2245	1,12	0,66	3,06	Condition Vérifiée
Story 4	D1	306	0,3101	1,55	0,43	3,06	Condition Vérifiée
Story 5	D1	306	0,4027	2,01	0,46	3,06	Condition Vérifiée

Selon EY

Tableau III-26: Vérification le déplacement relatif suivant EY

Story	Diaphragmes	h_e (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$1\%h_e$ (cm)	Observation
Story 1	D1	306	0,0381	0,19	0	3,06	Condition Vérifiée
Story 2	D1	306	0,0655	0,32	0,13	3,03	Condition Vérifiée
Story 3	D1	306	0,155	0,77	0,45	3,06	Condition Vérifiée
Story 4	D1	306	0,2154	1,07	0,3	3,06	Condition Vérifiée
Story 5	D1	306	0,2829	1,41	0,34	3,06	Condition Vérifiée

III.5.1.6. Vérification vis-à-vis l'effet p- Δ

Tableau III-27: Justification vis-à-vis de l'effet p- delta sous EX

		Sens X-X [sous EX]						
STORY	P_K (KN)	H_k (cm)	Δ_k (cm)	V_K (KN)	$V_K \cdot h_K$	P_k, Δ_K	$\Theta_{KX} \leq 0,1$	Vérification
Story 1	20800,52	306	0	1040,44	318374,64	0	0	Vérifiée
Story 2	15930,28	306	0,2	942,26	288331,56	3186,05	0,011	Vérifiée
Story 3	11496,15	306	0,66	794,41	243089,46	7587,45	0,031	Vérifiée
Story 4	7181,75	306	0,43	591,17	180898,02	3088,15	0,017	Vérifiée
Story 5	2660,77	306	0,46	305,66	93531,96	1223,95	0,013	Vérifiée

Tableau III-28: Justification vis-à-vis de l'effet p-delta sous EY

		Sens Y-Y [sous EY]						
STORY	P_K (KN)	H_k (cm)	Δ_k (cm)	V_K (KN)	$V_K \cdot h_K$	P_k, Δ_K	$\Theta_{KY} \leq 0,1$	Vérification
Story 1	20800,52	306	0	1219,20	373075,2	0	0	Vérifiée
Story 2	15930,28	306	0,13	1110,10	339690,6	2070,93	$6,09 \cdot 10^{-3}$	Vérifiée
Story 3	11496,15	306	0,45	927,57	283836,42	5173,26	0,018	Vérifiée
Story 4	7181,75	306	0,3	689,44	210968,64	2154,52	0,010	Vérifiée
Story 5	2660,77	306	0,34	357,50	109395	904,66	$8,26 \cdot 10^{-3}$	Vérifiée

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à 0,1.

- Donc l'effet P-delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

III.5.1.7. Vérification le contreventement

➤ Interaction verticale

Les efforts verticales repris par le système de contreventement (voiles, portiques) sont donné par le tableau ci- dessus :

Tableau III-29: Vérification l'interaction verticale à L'ELS

Story	Charge reprise en KN		Pourcentages %		Vérification
	Portiques	Voiles	Portiques%	Voiles %	
Story 1	16006,70	1898,55	89,39	10,61	Vérifiée
Story 2	12113,54	1461,48	89,23	10,77	Vérifiée
Story 3	8530,77	1110,27	88,48	11,52	Vérifiée
Story 4	5222,37	812,088	86,54	13,46	Vérifiée
Story 5	1952,43	338,98	85,20	14,8	Vérifiée

➤ Interaction horizontale

Tableau III-30: Vérification l'interaction horizontale sous EX

Story	Charge reprise en KN		Pourcentage %		Vérification
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	
Story 1	424	790,52	34,91	65,09	Vérifiée
Story 2	348,74	716,61	32,73	67,27	Vérifiée
Story 3	236,21	501,05	32,03	67,97	Vérifiée
Story 4	301,19	190,51	61,25	38,75	Vérifiée
Story 5	101,14	256,71	28,26	71,74	Vérifiée

Tableau III-31: Vérification l'interaction horizontale sous EY

Story	Charge reprise en KN		Pourcentage %		Vérification
	portiques	voiles	Portiques %	voiles %	
Story 1	483,78	55,83	89,65	10,35	Vérifiée
Story 2	382,74	55,13	87,40	12,6	Vérifiée
Story 3	332,29	55,23	85,74	14,26	Vérifiée
Story 4	362,50	55,43	86,73	13,27	Vérifiée
Story 5	1332,38	14,84	98,89	1,11	Vérifiée

III.5.1.8. Vérification de la résultante des forces sismiques (l'effort tranchant à la base)

Tableau III-32: Résultat d'ETABS de l'effort tranchant à la base

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN
EX Max	1040,4427	93,6839	0
EY Max	93,6839	1219,2006	0
W	-5,081E-07	0	20800,5214

Tableau III-33: Vérification l'effort tranchant à la base

	L'effort tranchant V_{st} (KN)	$0,8 V_{st}$	$V_{logiciel}$ (KN)	$V_{logiciel} \geq 0,8 V_{st}$
Sens X-X $V_x = \frac{A \times DX \times Q}{R} \times W$	1651,14	1320,91	1040,44	Non Vérifiée
Sens Y-Y $V_y = \frac{A \times DY \times Q}{R} \times W$	1651,14	1320,91	1219,20	Non Vérifiée

Remarque :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est inférieure à 80% de celle obtenue par la méthode statiques équivalente.

[Art 4.3.6 De RPA99/2003] est non vérifiée

Etude de la variante 3

III.6. Etude de la variante 3

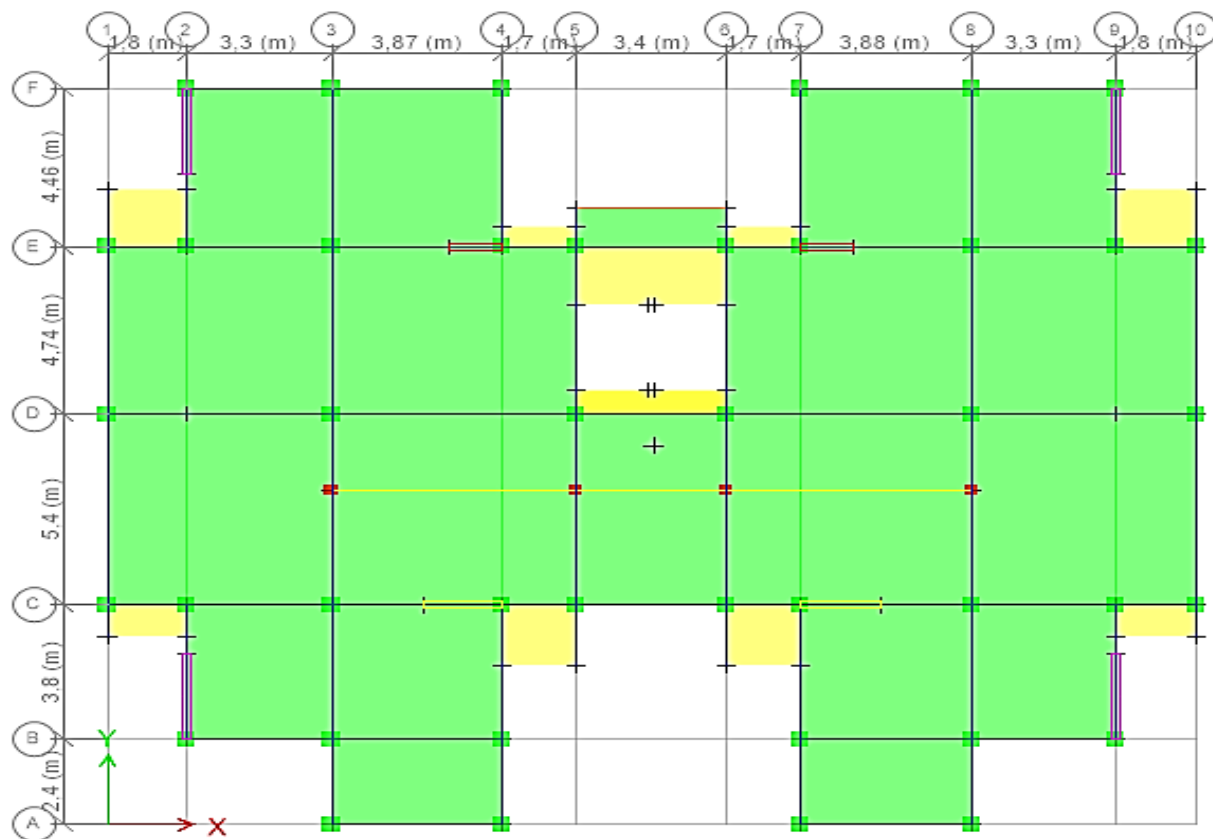


Figure III-9 : Configuration de la disposition des voiles variante 3

III.6.1. Vérification les conditions de RPA

III.6.1.1. Vérification la période fondamentale

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

$T_{num} \leq 1.3 T_{emp}$ [RPA 99/2003]

Tableau III-34: Vérification de la période fondamentale T

	T empiriques (s)		Min (T ₁ .T ₂)	1.3*T _{Min} (s)	T numérique (s)	Vérification
	T=C _T × (h _N) ^{3/4} Formule (4 .6)	T = $\frac{0,09hN}{\sqrt{D}}$ Formule (4.7)				
Sens X-X	0.406	0.295	0.295	0.383	0,465	Non Vérifiée
Sens Y-Y	0.406	0.322	0.322	0.418	0,401	Vérifiée

Commentaire :

On remarque que la période obtenue par ETABS est supérieur à 1.3 de la période empirique du bâtiment dans le sens X.

III.6.1.2. Vérification le pourcentage de la participation de la masse modale

Tableau III-35: Résultats de l'ETABS de la période et la participation de la masse modale

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0,465	0,7443	0,0007	0	0,7443	0,0007	0	0,0001	0,0707	0,0448
Modal	2	0,401	0,002	0,764	2,355E-05	0,7463	0,7647	2,377E-05	0,1025	0,0001	0,0053
Modal	3	0,354	0,0429	0,0068	2,711E-06	0,7892	0,7715	2,648E-05	0,0009	0,0002	0,7204
Modal	4	0,148	0,1169	1,091E-05	4,106E-06	0,9061	0,7715	3,058E-05	5,26E-07	0,1121	0,0055
Modal	5	0,123	7,24E-06	0,1384	0,0007	0,9061	0,9099	0,0007	0,1522	0,0001	0,0001
Modal	6	0,12	3,886E-06	0,0027	0,0219	0,9061	0,9126	0,0226	0,0021	7,676E-07	6,277E-06
Modal	7	0,118	8,398E-06	4,981E-05	0,0001	0,9062	0,9127	0,0228	4,043E-05	0,0046	1,798E-06
Modal	8	0,103	0,0017	2,552E-05	0,0001	0,9078	0,9127	0,0229	0,0002	0,0009	0,1364
Modal	9	0,087	0,0001	0,0001	0,0392	0,9079	0,9128	0,0621	0,0012	0,0495	9,562E-06
Modal	10	0,085	0	0,0001	0,0295	0,9079	0,9128	0,0916	0,0001	0,0413	0,0001
Modal	11	0,082	0,0525	4,02E-06	0,0001	0,9604	0,9129	0,0917	0	0,0606	0,0018
Modal	12	0,078	0,0001	0,0001	0,12	0,9604	0,9129	0,2117	0,0033	0,0038	0

Tableau III-36: Vérification de la participation de la masse modale

Mode	Période (s)	UX(%)	UY(%)	Sum UX(%)	Sum UY(%)	RZ(%)
1	0,465	74,43	00,07	74,43	00,07	04,48
2	0,401	00,20	76,40	74,63	76,47	00,53
3	0,354	04,29	00,68	78,92	77,15	72,04
4	0,148	11,69	1,091E-05	90,61	77,15	00,55
5	0,123	7,24E-06	13,84	90,61	90,99	00,01
6	0,12	3,886E-06	00,27	90,61	91,26	6,277E-06
7	0,118	8,398E-06	4,981E-05	90,62	91,27	1,798E-06
8	0,103	00,17	2,552E-05	90,78	91,27	13,64
9	0,087	00,01	00,01	90,79	91,28	9,562E-06
10	0,085	0	00,01	90,79	91,28	00,01
11	0,082	05,25	4,02E-06	96,04	91,29	00,18
12	0,078	00,01	00,01	96,04	91,29	0

Chapitre III Présentation et modélisation de projet (Etude de la structure choisie)

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :
- Direction X-X : 4^{ème} mode : masse cumulée = 90,61% ... Condition vérifiée.
- Direction Y-Y : 5^{ème} mode : masse cumulée = 90,99% condition vérifiée.

Mode 1 : le 1^{er} mode de notre structure est une translation suivant l'axe X-X de période de **$T_1=0,465$ s**

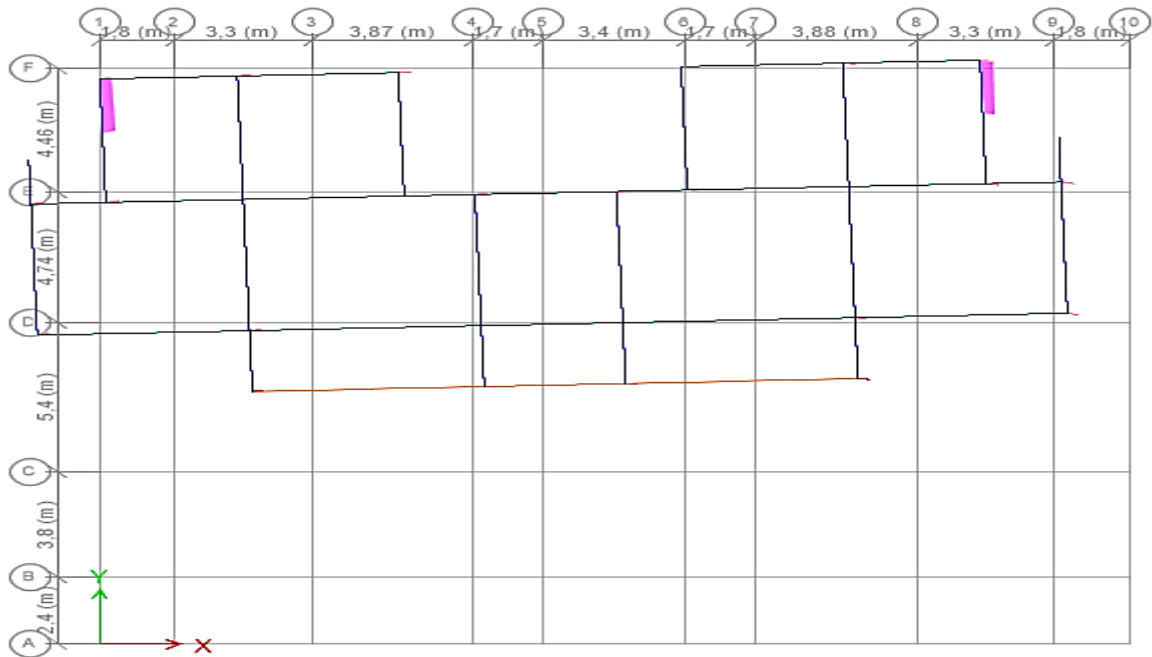


Figure III-10 : Mode 1 de déformation

Mode 2 : le 2^{ème} mode de notre structure est une translation suivant l'axe Y-Y de période de $T_2=0,401$ s

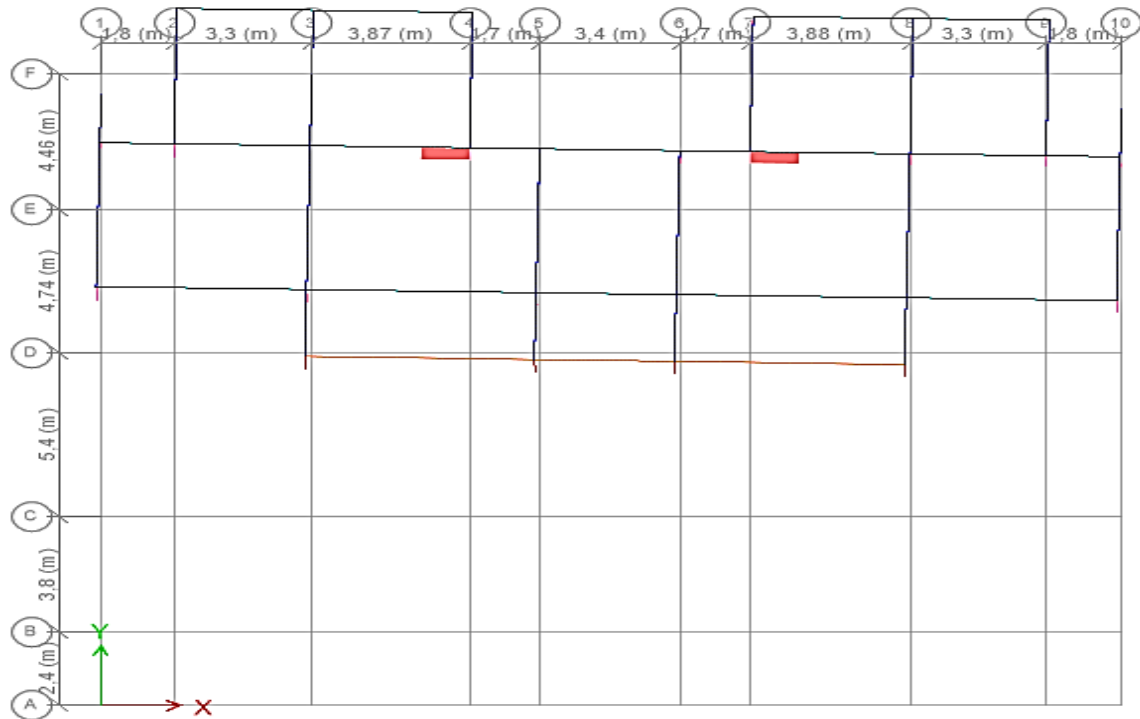


Figure III-11 : Mode 2 de déformation

Mode 3 : le 3^{ème} mode de notre structure est rotation de période de $T_3=0.354$ s

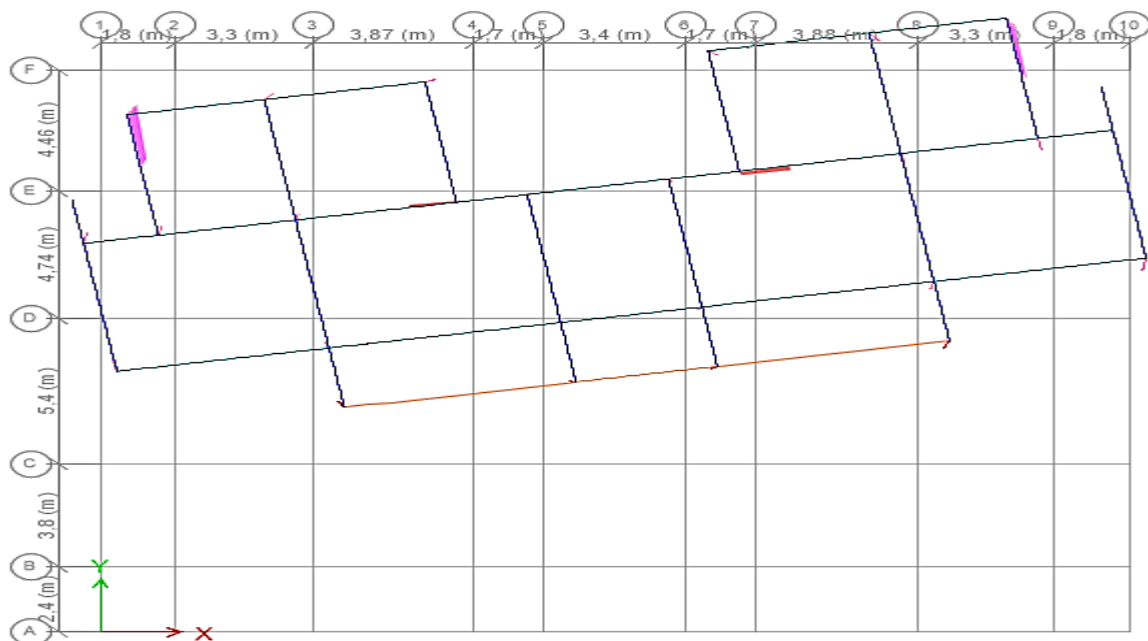


Figure III-12 : Mode 3 de déformation

III.6.1.3. Vérification l'effort normale réduite

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III-37: Vérification de l'effort normale réduite

Niveau	Poteau	N _d (KN)	B _c (cm ²)	f _{c28} (MPA)	V	Observation
RDC+1 ^{ère} étage	40 × 45	989,56	1800	25	0,219	V<0.3 condition Vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	35×40	499,88	1400	25	0,141	v<0.3 condition Vérifiée
4 ^{ème} étage	35×35	178,69	1225	25	0,058	v<0.3 condition Vérifiée

III.6.1.4. Vérification l'excentricité

Selon EY

Tableau III-38: Vérification de l'excentricité selon Ey

Story	Diaphragmes	YCM (m)	YCR (m)	YCM-YCR	0,05Ly=1,04m
Story 1	D1	15,13	12,02	3,11	Non Vérifiée
Story2	D1	11,07	10,95	0,12	Vérifiée
Story3	D1	10,64	10,66	0,02	Vérifiée
Story4	D1	10,65	10,37	0,28	Vérifiée
Story5	D1	10,70	10,09	0,61	Vérifiée

Selon EX

Tableau III-39: Vérification l'excentricité selon Ex

Story	Diaphragmes	XCM (m)	XCR (m)	XCM- XCR	0,05LX=1,23m
Story 1(RDC)	D 1	12,37	12,58	0,21	Vérifiée
Story 2	D1	12,35	12,61	0,26	Vérifiée
Story 3	D1	12,36	12,58	0,22	Vérifiée
Story 4	D1	12,45	12,52	0,07	Vérifiée
Story 5	D1	12,42	12,42	0	Vérifiée

III.6.1.5. Vérification des déplacements relatifs

Il faut vérifier que : $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\% h_e$

Sous EX

Tableau III-40: Vérification le déplacement relatif sous EX

Story	Diaphragmes	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k	h_e (cm)	1% h_e	Observation
Story 5	D1	0,5	2,5	0,6	306	3,06	Vérifier
Story 4	D1	0,38	1,9	0,5	306	3,06	Vérifier
Story 3	D1	0,28	1,4	0,5	306	3,06	Vérifier
Story 2	D1	0,18	0,9	0,51	306	3,06	Vérifier
Story 1	D1	0,078	0,39	0	306	3,06	Vérifier

Tableau III-41: Vérification le déplacement relatif sous EY

Story	Diaphragmes	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k	h_e (cm)	$1\%h_e$	Observation
Story 5	D1	0,41	2,05	0,45	306	3,06	Vérifier
Story4	D1	0,32	1,6	0,4	306	3,06	Vérifier
Story 3	D1	0,24	1,2	0,5	306	3,06	Vérifier
Story 2	D1	0,14	0,7	0,4	306	3,06	Vérifier
Story 1	D1	0,06	0,3	0	306	3,06	Vérifier

III.6.1.6. Vérification vis-à-vis l'effet p- Δ

Sous EY

Tableau III-42 : Justification vis-à-vis de l'effet p- Δ sous EX

			Sens X-X [sous EX]					
STORY	P_K (KN)	H_k (cm)	Δ_k (cm)	V_K (KN)	$V_K \cdot h_K$	$P_k \Delta_K$	$\theta \leq 0,1$	Vérification
Story 5	2359,64	306	0,6	247,18	75637,08	1415,78	0,0187	Vérifier
Story 4	6253,10	306	0,5	487,31	149116,86	3126,55	0,0209	Vérifier
Story 3	9777,29	306	0,5	666,77	204031,62	4888,64	0,0239	Vérifier
Story 2	13422,42	306	0,51	790,13	241779,78	6845,43	0,0283	Vérifier
Story1	17468,44	306	0	870,09	266247,54	0	0	Vérifier

Tableau III-43: Justification vis-à-vis de l'effet p-delta sous EY

Story	P _K (KN)	H _k (cm)	Sens Y-Y [sous EY]				θ _{KY} ≤ 0,1	Vérification
			Δ _k (cm)	V _K (KN)	V _K . h _K	P _k . Δ _K		
Story 5	2359,64	306	0,45	272,30	83323,8	1061,83	0,0127	Vérifier
Story 4	6253,10	306	0,4	549,10	168024,6	2501,24	0,0148	Vérifier
Story 3	9777,29	306	0,5	741,62	226935,72	4888,64	0,0215	Vérifier
Story 2	13422,42	306	0,4	888,51	271884,06	5368,96	0,0197	Vérifier
Story 1	17468,44	3060	0	971,85	297386,1	0	0	Vérifier

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieure à 0,1.

- Donc l'effet P-delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

III.6.1.7. Vérification le contreventement

➤ Interaction verticale

Les efforts verticales repris par le système de contreventement (voiles, portiques) sont donné par le tableau ci- dessus :

Tableau III-44: Vérification l'interaction verticale à l'ELS

Story	Charge reprise en KN		pourcentages %		Vérification
	Voiles	Portiques	Voiles %	Portiques %	
Story 5	497,28	2038,67	19,60	80,39	Vérifiée
Story 4	1315,99	5509,86	19,27	80,72	Vérifiée
Story 3	2044,18	8753,72	18,93	81,06	Vérifiée
Story 2	2678,83	12278,38	17,91	82,09	Vérifiée
Story 1	3420,54	16178,24	17,45	82,54	Vérifiée

➤ **Interaction horizontale**

Selon EX

Tableau III-45: Vérification l'interaction horizontale sous EX

Story	Charge reprise en KN		Pourcentage %		Vérification
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	
Story 5	159,36	94,75	62,71	37,28	Vérifiée
Story 4	286,52	5,68	98,05	1,94	Vérifiée
Story 3	296,01	12,00	96,10	3,89	Vérifiée
Story 2	446,92	12,33	97,31	2,68	Vérifiée
Story 1	236,26	27,68	89,51	10,48	Vérifiée

Selon EY

Tableau III-46: Vérification l'interaction horizontale sous EY

Story	Charge reprise en KN		Pourcentage %		Vérification
	Portiques	Voiles	Portiques %	voiles %	
Story 5	180,53	107,65	62,64	37,35	Vérifiée
Story 4	409,73	3,20	99,22	0,77	Vérifiée
Story 3	393,05	11,35	97,19	2,80	Vérifiée
Story 2	532,95	15,67	97,14	2,85	Vérifiée
Story 1	250,20	28,37	98,81	10,18	Vérifiée

III.6.1.8. Vérification l'effort tranchant à la base

Tableau III-47: Résultat d'ETABS de l'effort tranchant à la base

	Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
▶	EX Max	870,0902	36,5289	4,0081	435,1091	9951,6132	11318,1667	0	0	0
	EY Max	36,529	971,8588	14,009	11146,515	407,3234	12055,6604	0	0	0
	W	0	0	17468,4456	199148,9338	-216179,0512	0	0	0	0

Tableau III-48: Vérification l'effort tranchant à la base

	Effort tranchant (MSE)	0,8*V_{MSE}	V logiciel	V_{logiciel} > 0,8*V_{MSE}	
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot w$	1383,5	1106,8	870,09	Condition non Vérifier
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot w$	1383,5	1106,8	971,85	Condition non Vérifier

Commentaire :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est inférieure à 80% de celle obtenue par la méthode statiques équivalente.

[Art 4.3.6 De RPA99/2003]est non vérifiée

Etude de la variante 4

III.7. Etude de la variante 4

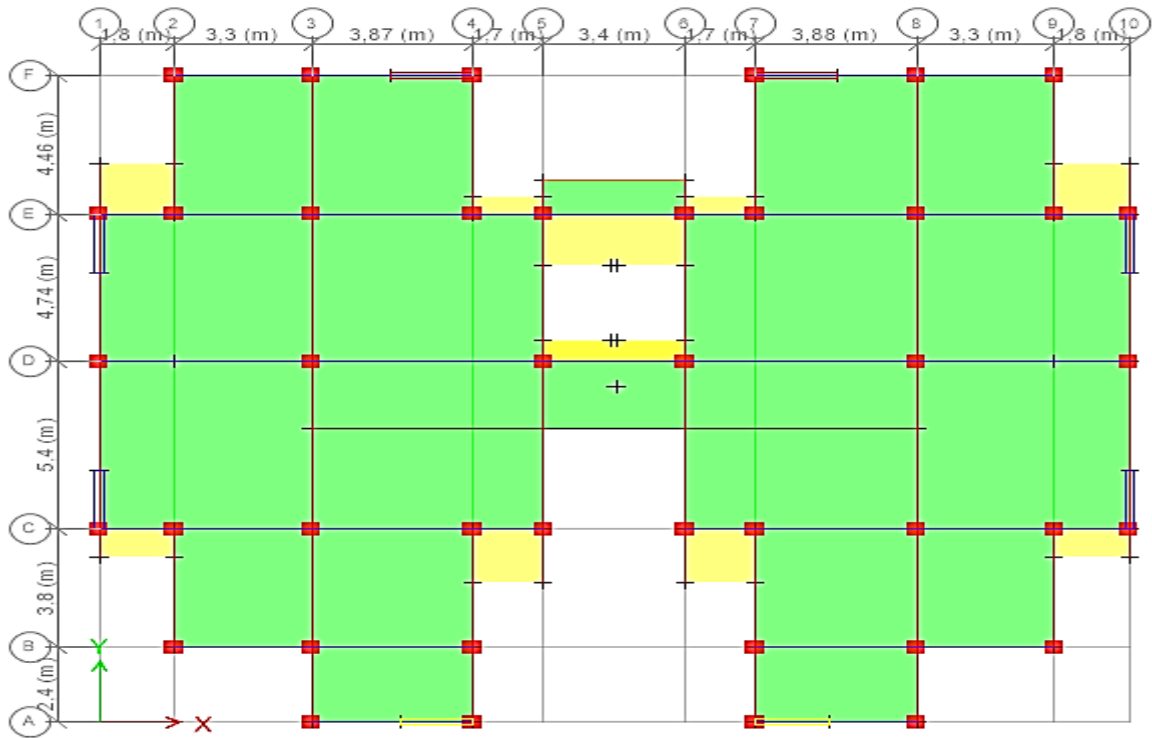


Figure III-13 : Configuration de la disposition des voiles variante 4

III.7.1. Vérification les conditions de RPA

III.7.1.1. Vérification la période fondamentale T

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

$$T_{\text{num}} \leq 1.3 T_{\text{emp}} [\text{RPA 99/2003}]$$

Tableau III-49: Vérification la période fondamentale

	T empiriques (s)		Min (T₁.T₂)	1.3*T_{Min} (s)	T numérique (s)	Vérification
	T=C_T× (h_N)^{3/4} Formule (4.6)	T = $\frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$ Formule (4.7)				
Sens X-X	0.406	0.295	0.295	0.383	0,455	Non Vérifiée
Sens Y-Y	0.406	0.322	0.322	0.418	0,373	Vérifiée

III.7.1.2. Vérification le pourcentage de la participation de la masse modale

Tableau III-50: Résultats de l'ETABS des modes et la masse modale

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0,455	0,763	7,699E-06	0	0,763	7,699E-06	0	4,824E-06	0,0722	0,004
Modal	2	0,373	7,046E-06	0,7603	6,353E-06	0,763	0,7603	6,632E-06	0,1096	4,154E-06	2,858E-05
Modal	3	0,285	0,0048	2,014E-05	2,71E-06	0,7678	0,7604	9,349E-06	1,119E-06	0,0015	0,7423
Modal	4	0,135	0,1421	0	1,979E-05	0,9099	0,7604	2,914E-05	5,841E-06	0,0985	0,0014
Modal	5	0,123	1,259E-05	1,611E-06	0,0222	0,9099	0,7604	0,0223	0,0001	5,655E-07	0
Modal	6	0,122	1,932E-05	5,95E-06	0,0002	0,9099	0,7604	0,0224	1,045E-05	0,0048	0
Modal	7	0,108	0	0,1509	0,0003	0,9099	0,9112	0,0228	0,1534	6,092E-06	5,475E-07
Modal	8	0,088	2,952E-06	4,271E-05	0,0408	0,9099	0,9113	0,0635	0,0012	0,0533	0,0003
Modal	9	0,085	2,039E-06	3,405E-05	0,0284	0,9099	0,9113	0,0919	4,998E-05	0,034	0,0001
Modal	10	0,082	1,349E-06	4,81E-05	0,0789	0,91	0,9114	0,1708	0,0131	4,105E-05	0
Modal	11	0,082	0,0001	0	0,0002	0,91	0,9114	0,171	1,266E-05	0,0181	0,0002
Modal	12	0,079	0,0001	0,0001	0,0994	0,9101	0,9115	0,2703	0,0002	0,0273	0,0017

Tableau III-51: Vérification la participation de la masse modale

Mode	Période (s)	UX(%)	UY(%)	Sum UX(%)	Sum UY(%)	RZ(%)
1	0,455	76,30	0	76,30	7,699E-06	00,40
2	0,373	0	76,03	76,30	76,03	2,858E-05
3	0,285	00,48	0	76,78	76,04	74,23
4	0,135	14,21	0	90,99	76,04	00,14
5	0,123	0	0	90,99	76,04	0
6	0,122	0	0	90,99	76,04	0
7	0,108	0	15,09	90,99	91,12	5,475E-07
8	0,088	0	0	90,99	91,13	00,03
9	0,085	0	0	90,99	91,13	00,01
10	0,082	0	0	91,00	91,14	0
11	0,082	0	0	91,00	91,14	00,02
12	0,079	0	0	91,01	91,15	00,17

– La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

– Direction X-X : 4^{ème} mode : masse cumulée = 90,99% ... Condition vérifiée.

– Direction Y-Y : 7^{ème} mode : masse cumulée = 91,12% condition vérifiée.

Mode 1 : Le 1^{er} mode de notre structure est une translation suivant l'axe X-X de période de **T₁=0,455 s**

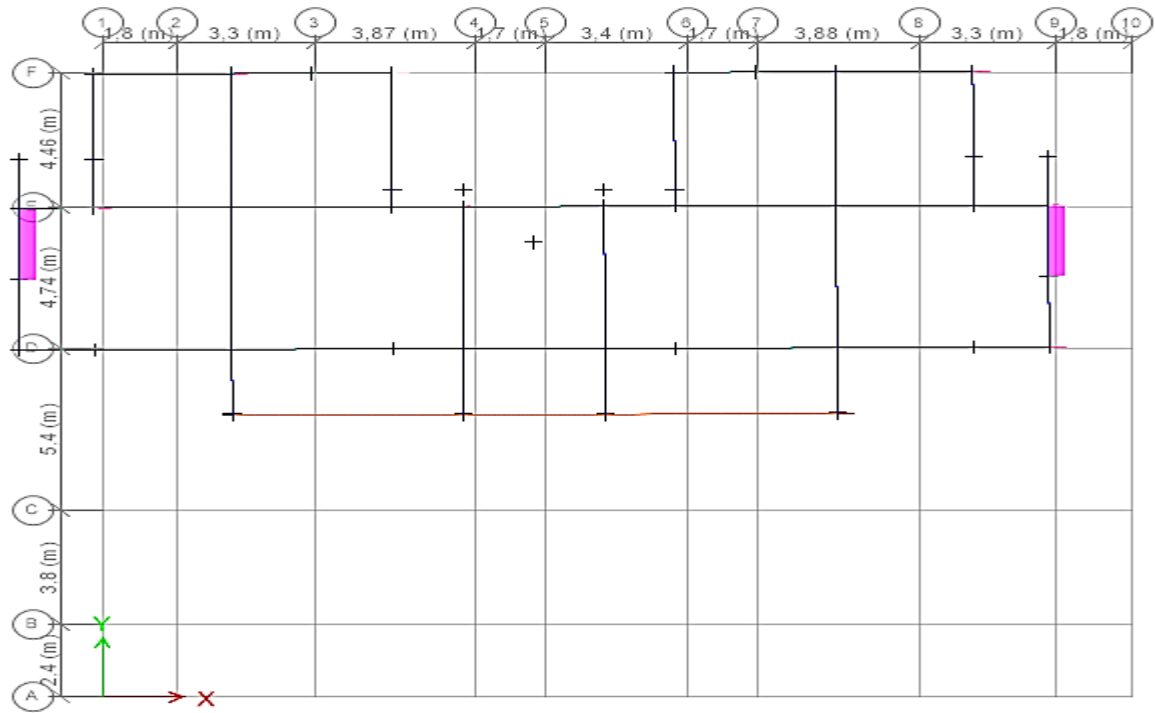


Figure III-14 : Mode 1 de déformation

- **Mode2** : le 2^{ème} mode de notre structure est une translation suivant l'axe Y-Y de période de $T_2=0,373$ s

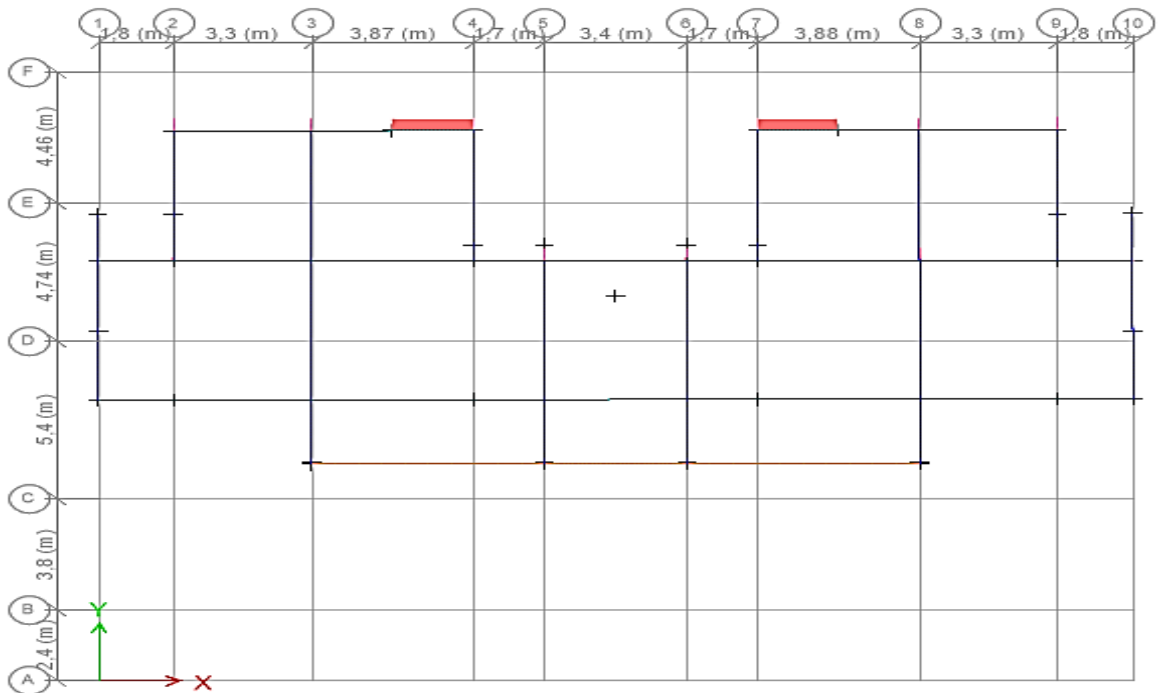


Figure III-15 : Mode 2 de déformation

Mode 3 : Le 3^{ème} mode de notre structure est rotation de période de $T_3=0.285s$

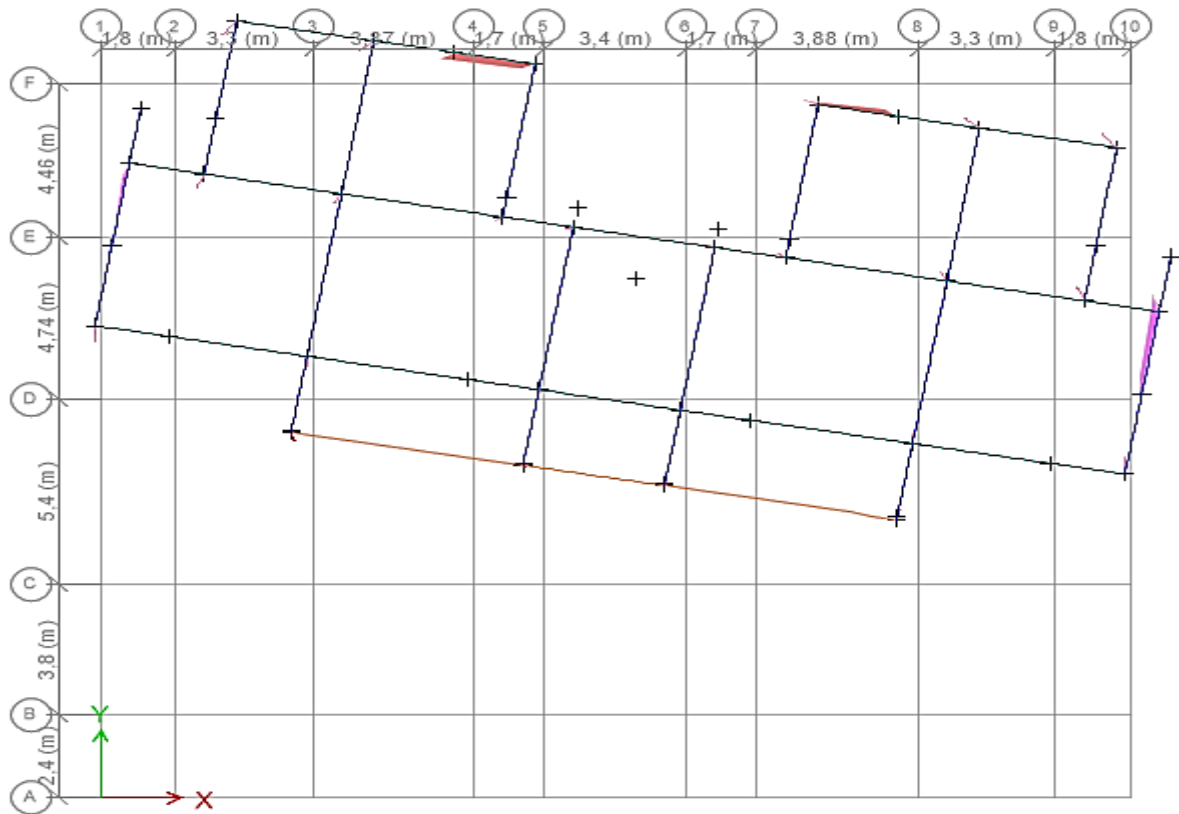


Figure III-16 : Mode 3 de déformation

III.7.1.3. Vérification l'effort normale réduite

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III-52: Vérification l'effort normale réduite

Niveau	Poteau	N_d (KN)	B_c (cm ²)	f_{c28} (MPA)	V	Observation
RDC+1 ^{ère}	40*45	1005,73	1800	25	0,223	$v < 0.3$ condition Vérifier
2 ^{ème} +3 ^{ème}	35*40	518,79	1400	25	0,148	$v < 0.3$ condition Vérifier
4 ^{ème}	35*35	184,52	1225	25	0,06	$v < 0.3$ condition Vérifier

III.7.1.4. Vérification l'excentricité

Tableau III-53: Vérification l'excentricité selon EX

Story	Diaphragmes	XCM (m)	XCR (m)	XCM- XCR	0,05LX=1,2375m
Story1	D1	12,42	12,38	0,04	Vérifier
Story2	D1	12,45	12,41	0,04	Vérifier
Story3	D1	12,36	12,40	0,04	Vérifier
Story4	D1	12,35	12,39	0,04	Vérifier
Story5	D1	12,37	12,39	0,02	Vérifier

Tableau III-54: Vérification l'excentricité selon EY

Story	Diaphragmes	YCM (m)	YCR (m)	YCM-YCR	0,05LY=1,04m
Story1	D1	10,71	11,42	0,71	Vérifier
Story2	D1	10,65	11,67	1,02	Vérifier
Story3	D1	10,65	11,78	1,13	Non Vérifier
Story4	D1	11,10	11,97	0,87	Vérifier
Story5	D1	15,14	12,93	2,21	Non Vérifier

III.7.1.5. Vérification les déplacements relatifs

Tableau III-55: Vérification le déplacement inter-étage selon EX

Story	Diaphragmes	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_{k000}	h_e (cm)	1% h_e	Observation
Story 5	D1	0,37	1,85	0,4	306	3,06	Condition vérifié
Story 4	D1	0,29	1,45	0,4	306	3,06	Condition vérifié
Story 3	D1	0,21	1,05	0,4	306	3,06	Condition vérifié
Story 2	D1	0,13	0,65	0,4	306	3,06	Condition vérifié
Story 1	D1	0,05	0,25	0	306	3,06	Condition vérifié

Tableau III-56: Vérification le déplacement inter-étage selon EY

Story	Diaphragmes	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\delta_k(\text{cm})$	Δ_k	$h_e(\text{cm})$	$1\%h_e$	Observation
Story 5	D1	0,49	2,45	0,5	306	3,06	Condition vérifié
Story 4	D1	0,39	1,95	0,55	306	3,06	Condition vérifié
Story 3	D1	0,28	1,4	0,55	306	3,06	Condition vérifié
Story 2	D1	0,17	0,85	0,5	306	3,06	Condition vérifié
Story 1	D1	0,07	0,35	0	306	3,06	Condition vérifié

III.7.1.6. Vérification vis-à-vis l'effet p- Δ

Selon EX

Tableau III-57: Vérification p-delta selon EX

			Sens X-X [sous EX]					
STORY	P_K (KN)	H_k (cm)	Δ_k (cm)	V_K (KN)	$V_K \cdot h_K$	P_k, Δ_K	$\Theta_{kx} \leq 0,1$	Vérification
Story 5	2396,36	306	0,5	253,50	77571	1198,18	0,0154	Vérifier
Story 4	6334,26	306	0,55	513,28	157063,68	3483,84	0,0221	Vérifier
Story 3	9907,41	306	0,55	692,17	211804,02	5449,07	0,0257	Vérifier
Story 2	13601,49	306	0,5	827,55	253230,3	6800,74	0,0268	Vérifier
Story 1	17712,79	306	0	903,58	276495,48	0	0	Vérifier

Selon EY

Tableau III-58: Vérification p-delta selon EY

			Sens Y-Y [sous EY]					
STORY	P_K (KN)	H_k (cm)	Δ_k (cm)	V_K (KN)	$V_K \cdot h_K$	P_k, Δ_K	$\Theta_{ky} \leq 0,1$	Vérification
Story 5	2396,36	306	0,4	296,24	90649,44	958,54	0,0105	Vérifier
Story 4	6334,26	306	0,4	587,71	179839,26	2533,70	0,0140	Vérifier
Story 3	9907,41	306	0,4	787,74	241048,44	3962,96	0,0164	Vérifier
Story 2	13601,49	306	0,4	942,94	288539,64	5440,59	0,0188	Vérifier
Story 1	17712,79	306	0	1033,11	316131,66	7085,11	0	Vérifier

III.7.1.7. Vérification le contreventement

➤ **Interaction verticale**

Les efforts verticales repris par le système de contreventement (voiles, portiques) sont donné par le tableau ci- dessus :

Tableau III-59: Vérification l'interaction verticale à l'ELS

Story	Charge reprise en KN		pourcentages %		Vérification
	Voiles	Portiques	Voiles %	Portiques %	
Story 5	414,96	2115,62	16,39	83,60	Vérifiée
Story 4	1122,51	5613,58	16,66	83,33	Vérifiée
Story 3	1756,64	8883,24	16,50	83,49	Vérifiée
Story 2	2303,42	12380,4	15,68	84,31	Vérifiée
Story 1	2967,37	16298,5	15,40	84,59	Vérifiée

➤ **Interaction horizontale**

Sous EX

Tableau III-60: Vérification l'interaction horizontale selon EX

Story	Charge reprise en KN		Pourcentage %		Vérification
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	
Story 5	183,84	89,47	67,26	32,73	Vérifiée
Story 4	329,69	0,60	99,81	0,18	Vérifiée
Story 3	319,15	2,66	99,17	0,82	Vérifiée
Story 2	444,17	2,45	99,45	0,54	Vérifiée
Story 1	206,67	3,64	98,26	1,73	Vérifiée

Sous EY

Tableau III-61: Vérification l'interaction horizontale selon EY

Story	Charge reprise en KN		Pourcentage %		Vérification
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	
Story 5	167,56	139,25	54,61	45,38	Vérifiée
Story 4	377,14	1,74	99,54	0,45	Vérifiée
Story 3	349,34	2,58	99,50	0,49	Vérifiée
Story 2	450,59	3,47	99,23	0,76	Vérifiée
Story 1	196,41	2,75	98,61	1,38	Vérifiée

III.7.1.8. Vérification l'effort tranchant à la base

Tableau III-62: Résultats de l'ETABS sur l'effort tranchant à la base

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
EX Max	903,5046	3,4615	7,4992	95,7362	10350,8617	10926,1924	0	0	0
EY Max	3,4616	1033,1153	19,519	11823,8866	218,269	12721,8015	0	0	0
W	0	0	17712,7986	202166,8607	-219202,3552	-7,921E-07	0	0	0

Tableau III-63: Vérification l'effort tranchant à la base

	L'effort tranchant V_{St} (KN)	$0,8 V_{st}$	$V_{logiciel}$ (KN)	$V_{logiciel} \geq 0,8 V_{st}$
Sens X- X	$V_x = \frac{A \times DX \times Q}{R} \times W$ 1402,85	1122,28	903,58	Non Vérifiée
Sens Y- Y	$V_y = \frac{A \times DY \times Q}{R} \times W$ 1402,85	1122,28	1033,11	Non Vérifiée

Remarque :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est inférieure à 80% de celle obtenue par la méthode statiques équivalente.

[Art 4.3.6 De RPA99/2003] est non vérifiée

$V_d < 0.80 V_{st}$, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments ...) dans le rapport $0.8V_{st}/V_d$.

Chapitre IV
Résultats et discussion

IV.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 **RPA99/2003**, 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.

L’objectif de ce chapitre est une recherche la disposition optimale des voiles en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.

Les différentes variantes de disposition des voiles de contreventement sont mentionnées sur les figures suivantes :

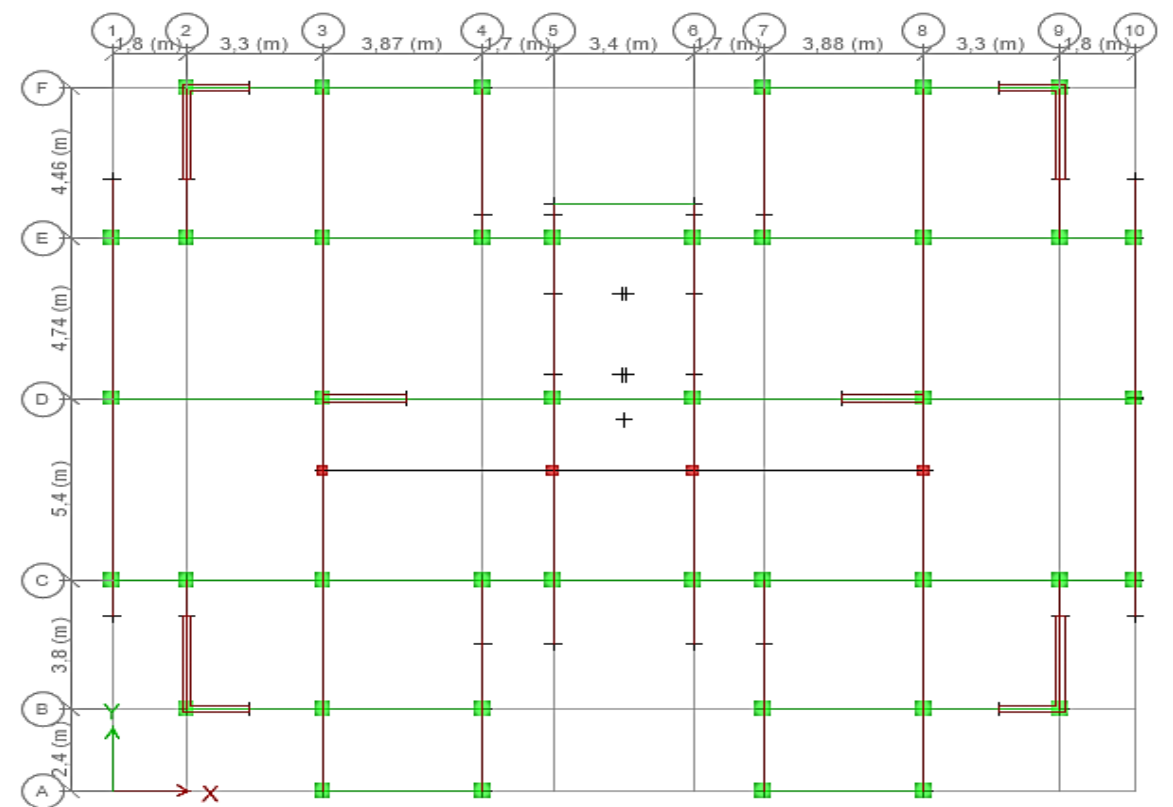


Figure IV-1 : Variante 2

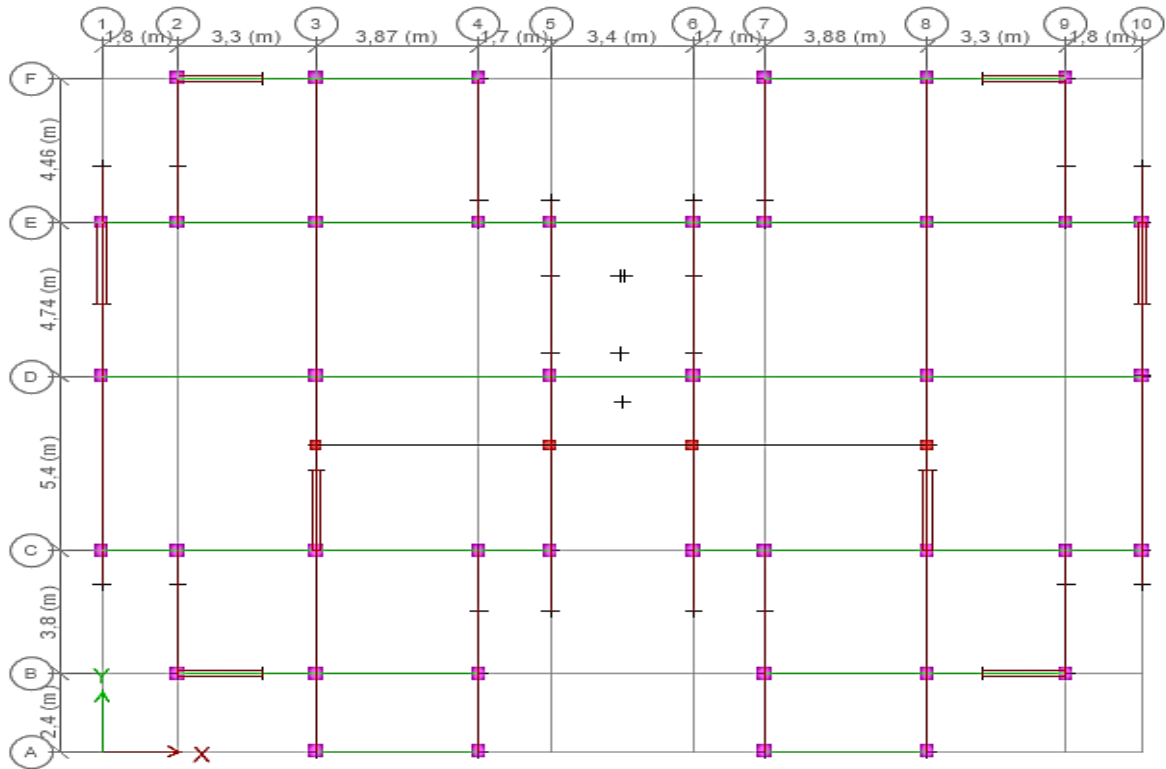


Figure IV-2 : Variante 1

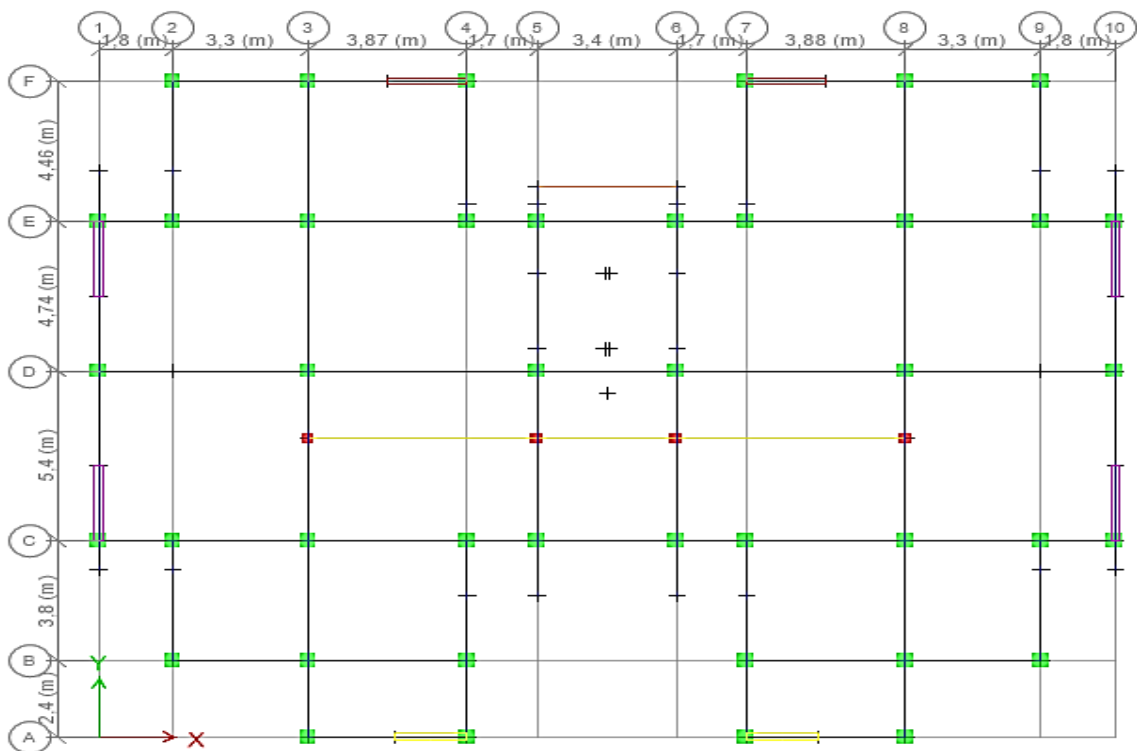


Figure IV-3 : Variante 3

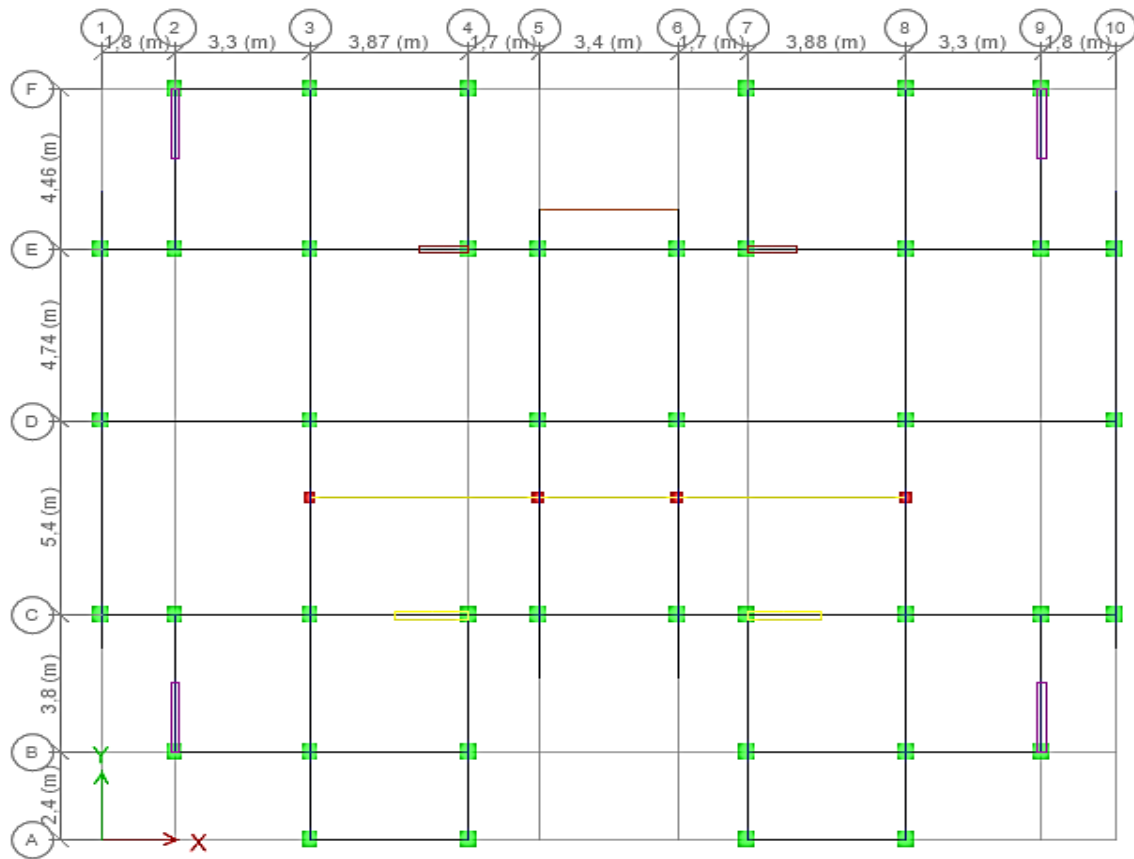


Figure IV-4 : Variante 4

IV.2. Etude comparative entre les différentes variantes

IV.2.1. Période propre du bâtiment pour les différentes variantes

La période propre de vibration des structures est la durée en second d'un cycle d'oscillations libres et la fréquence exprime le nombre de cycle d'oscillation par second.

Les résultats des variantes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1: Période fondamentale des variantes étudiées selon X

Variante	Période(s)
1	0,432
2	0,384
3	0,465
4	0,455

Tableau IV-2:période fondamentale des variantes étudiée selon Y

Variante	Période(s)
1	0.382
2	0.296
3	0.401
4	0.373

➤ Les périodes sont mis sous formes d’histogramme :

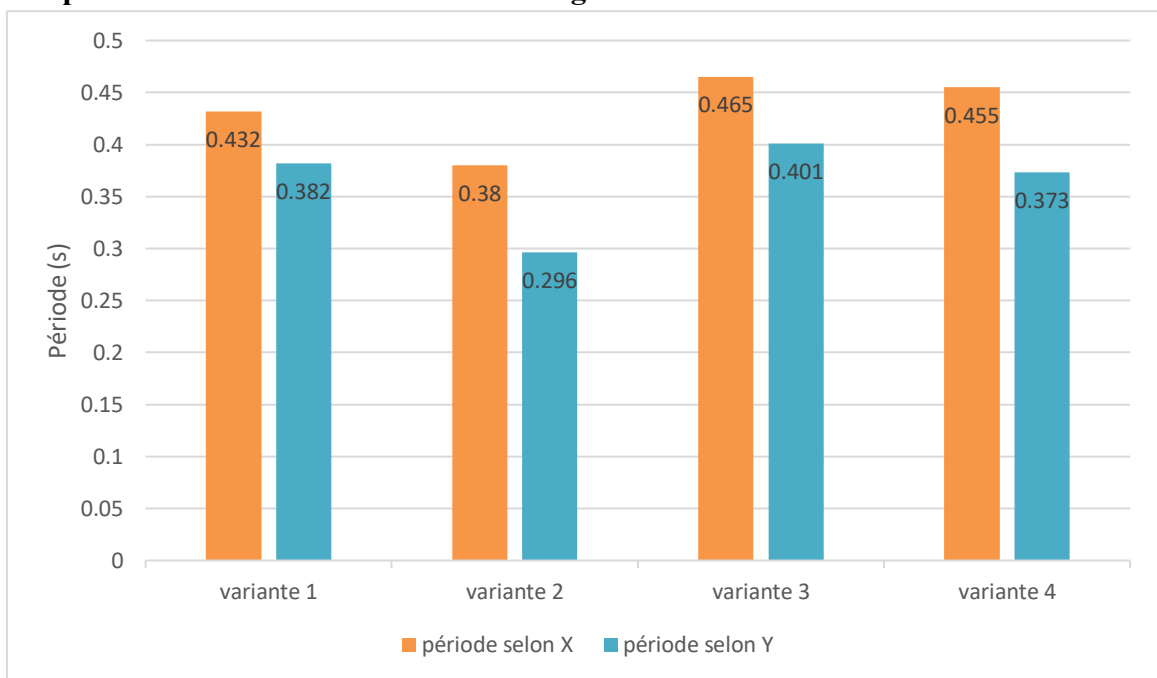


Figure IV-5 : Période fondamentale des variantes étudiées selon X et Y

Commentaire :

D’après les résultats obtenus, les périodes de toutes les variantes varient de 0,3 à 0,5. La période selon Y est toujours inférieure à celle estimée par les méthodes empiriques $T_{y\ ETABS} < T_{maj\ y} = 0,418s$ (condition vérifiée) par contre la période selon X est supérieure à celle estimée par les méthodes empiriques $T_{x\ ETABS} > T_{maj\ x} = 0,383s$. (Condition non vérifiée).

IV.2.2. Mode de vibrations des variantes

Après avoir visualisé les trois premiers modes de chaque variante, nous avons remarquées que chaque variantes a son propre comportement sismique vis-à-vis des sollicitations horizontales, nous a mené à réaliser le tableau suivant :

Tableau IV-3: Mode de vibrations des variantes

Mode	V1	V2	V3	V4
Mode1	Translation selon x-x	Translation selon x-x	Translation selon x-x	Translation selon x-x
Mode2	Translation selon y-y	Translation selon y-y	Translation selon y-y	Translation selon y-y
Mode3	Rotation	Rotation	Rotation	Rotation

IV.2.3. Effort tranchant à la base

Les résultats des variantes sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-4 : forces sismiques des variantes étudiées

Variante	V _x (KN)	V _y (KN)
1	1020,06	1146,13
2	1040,44	1219,20
3	870,09	971,85
4	903,58	1033,11

Les valeurs des forces sismiques sont mises sous forme d'histogramme :

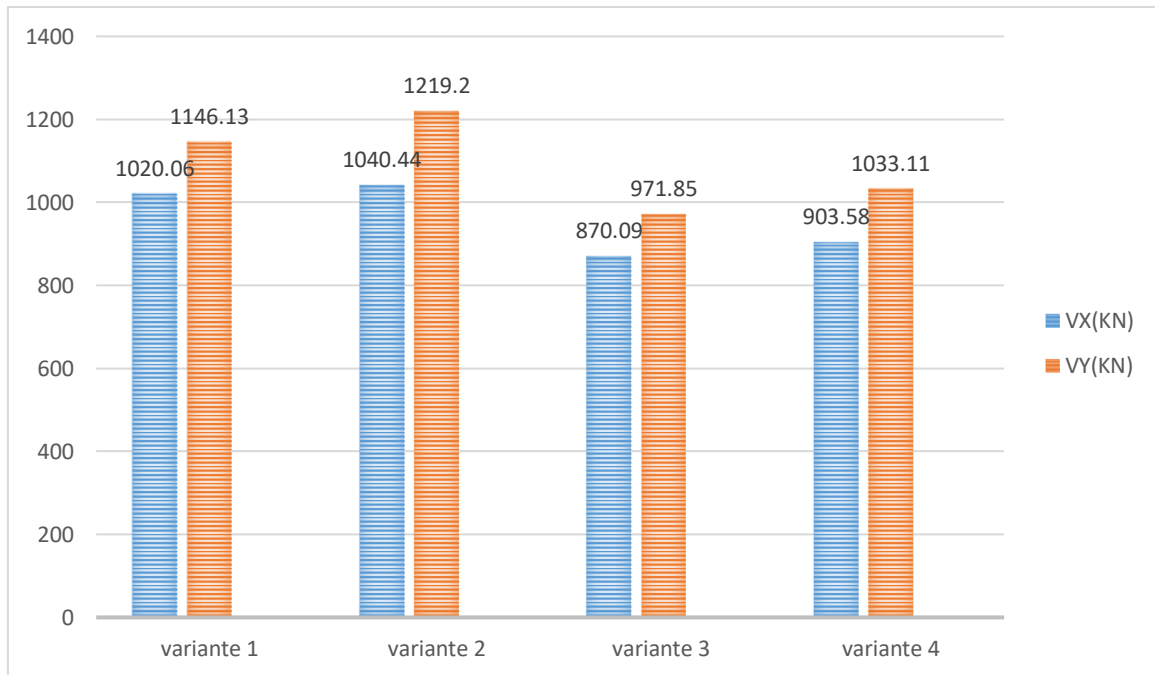


Figure IV-6 : Forces sismiques de variantes étudiées

Commentaire :

D'après les valeurs de tableau IV-5 :

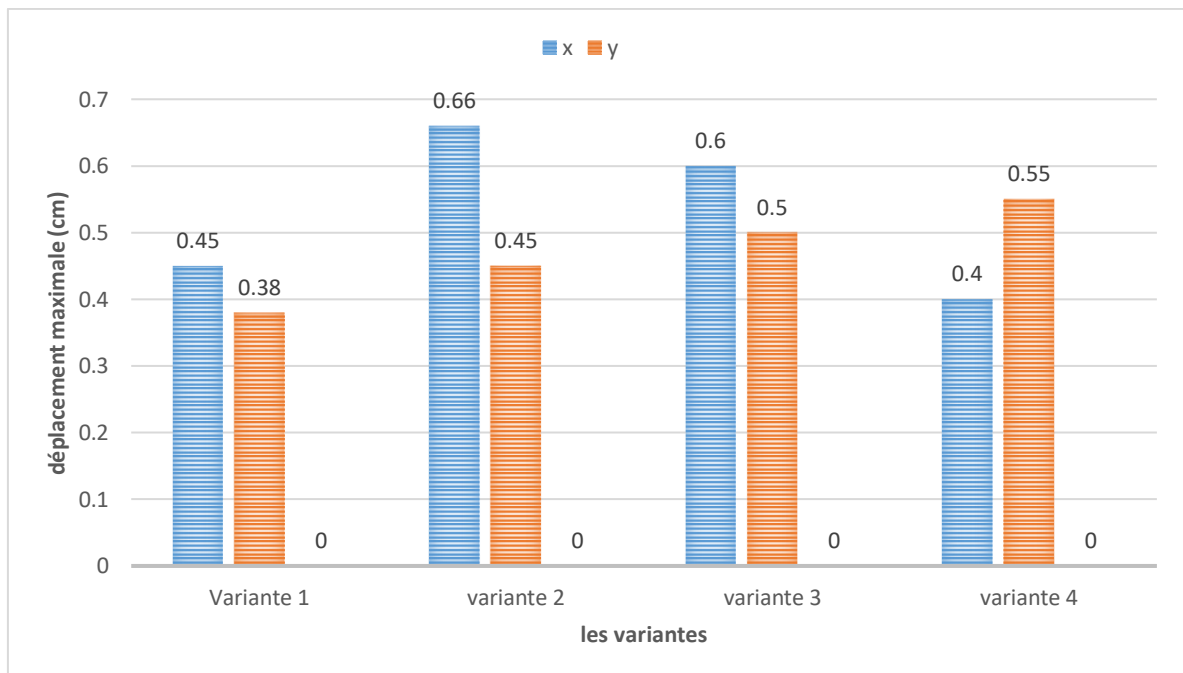
- L'effort tranchant à la base est plus important pour les variantes 1 et 2 sens Y mais il reste toujours ne vérifiée pas les conditions exigées par le RPA99/2003.
- $0,8 V_{st} > V_{dy}$ donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...) dans le rapport $0,8V_{st}/V_{dy}$.

IV.2.4. Déplacement relatif en (cm)

On obtient des déplacements inter-étage de chacune des quatre variantes étudiées, les déplacements relatifs maximal sont mis sous forme d'histogrammes.

Tableau IV-5:déplacement inter- étage maximal selon X et Y

Variantes	Δx (cm)	Δy (cm)
1	0,45	0,38
2	0,66	0,45
3	0,60	0,50
4	0,40	0,55

**Figure IV-7 :** Déplacement inter-étage maximale des variantes étudiée**Commentaire :**

D'après les résultats de tableau IV-6 , on ne constate que les déplacements importants sont enregistrés Pour la structure en variante 2 sens Y-Y, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99/2003.

IV.2.5. L'effet maximal p- Δ

Tableau IV-6: L'effet p-delta des variantes étudiées suivant X et Y

p-delta	Etage	LES VARIANTES			
		V1	V2	V3	V4
Sens X-X	Etage 1	0	0	0	0
	Etage 2	0,023	0,011	0,028	0,026
	Etage 3	0,021	0,031	0,023	0,025
	Etage 4	0,017	0,017	0,020	0,022
	Etage 5	0,012	0,013	0,0187	0,015
	Etage 1	0	0	0	0
Sens Y-Y	Etage 2	0,004	0,006	0,019	0,018
	Etage 3	0,010	0,018	0,021	0,016
	Etage 4	0,012	0,010	0,014	0,014
	Etage 5	0,0096	0,0082	0,012	0,010

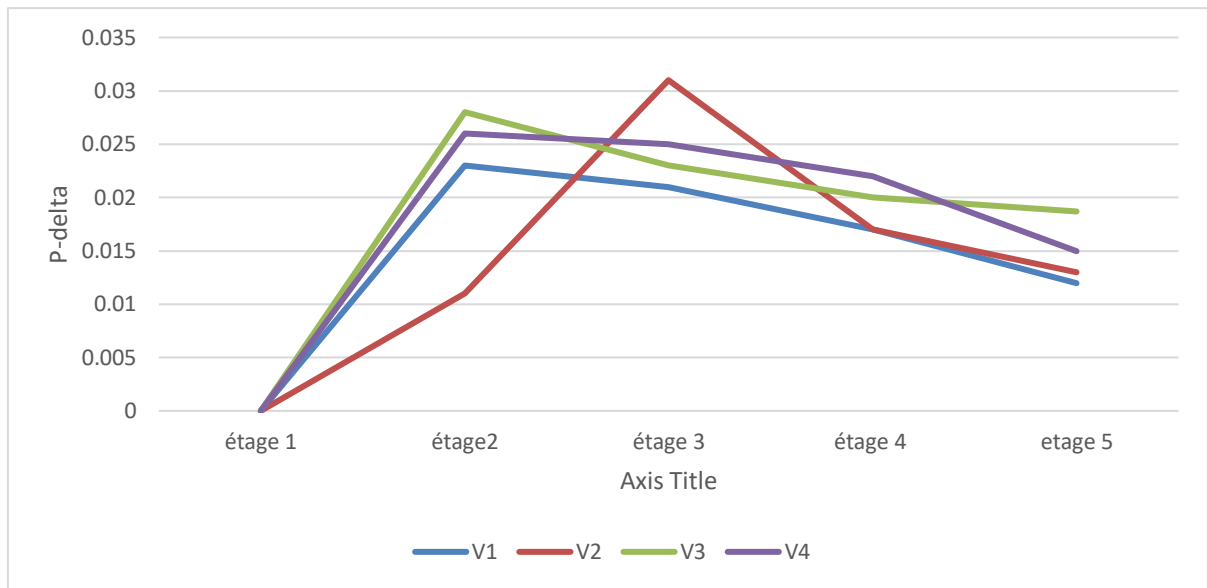


Figure IV-8 : L'effet p-delta des variantes étudiées Suivant X

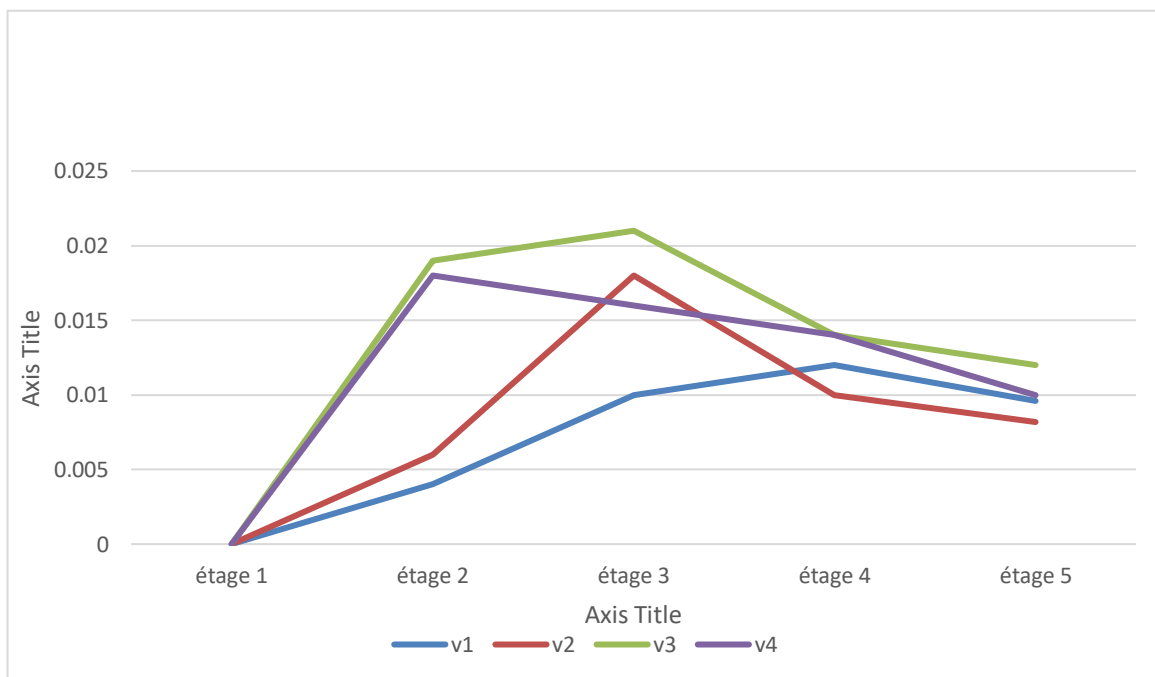


Figure IV-9 : Effet p-delta des variantes étudiées Suivant Y

Commentaire :

En analysant les résultats, on remarque que les variantes sont représenté un effet ($p-\Delta$) inférieur à 0 ,1 ($\theta < 0,1$) qui peut être négligé.

IV.2.6. L'excentricité

Tableau IV-7: Excentricité des variantes étudiées

		Les variantes			
	NIVEAUX	V1	V2	V3	V4
Sens X-X	Etage 1	0,03	0	0,21	0,04
	Etage 2	0,1	0,07	0,26	0,04
	Etage 3	0,12	0,06	0,22	0,04
	Etage 4	0,11	0,07	0,07	0,04
	Etage 5	0,07	0,16	0	0,02
Sens Y-Y	Etage 1	0,92	0,64	3,11	0,71
	Etage 2	1,2	0,33	0,12	1,02
	Etage 3	1,5	0,92	0,02	1,13
	Etage 4	1,94	1,34	0,28	0,87
	Etage 5	1,41	1,96	0,61	2,21

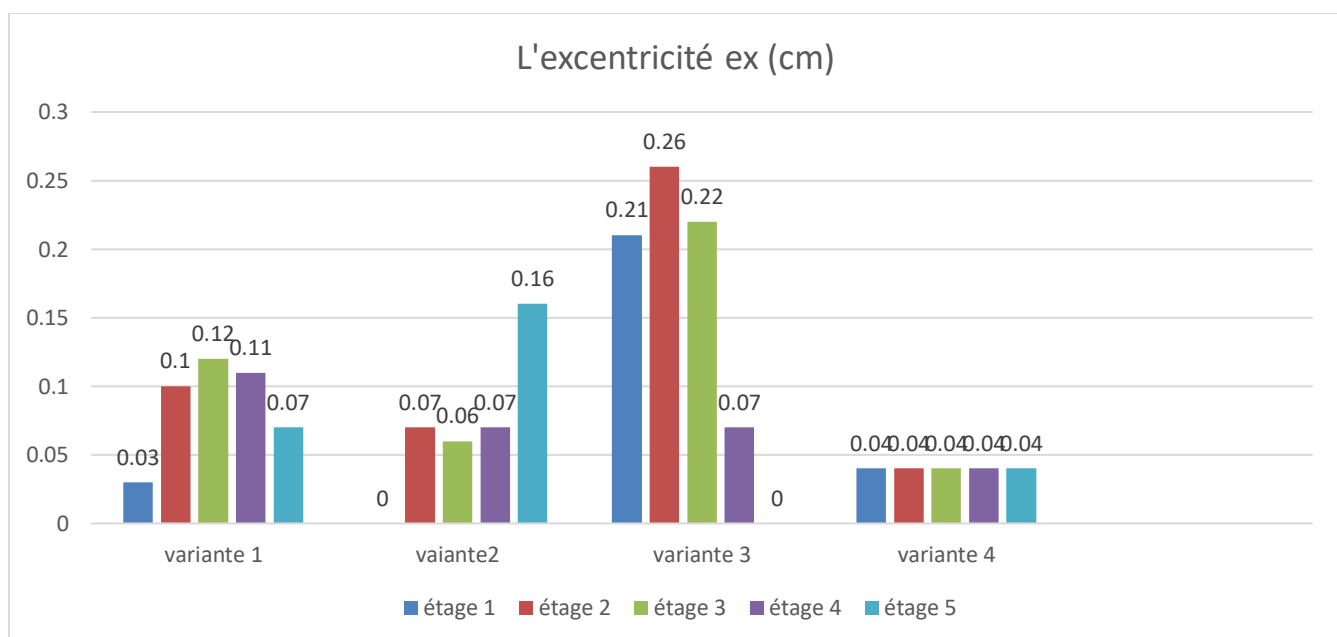


Figure IV-10 : L'excentricité des variantes étudiées suivant X

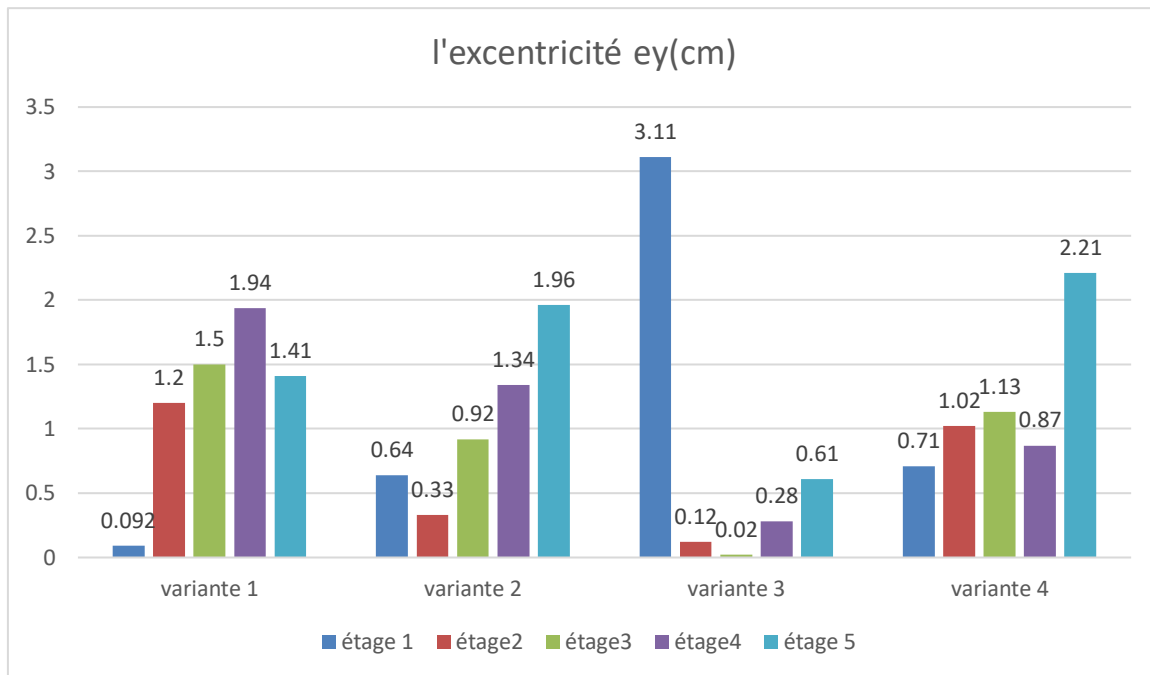


Figure IV-11 : L'excentricité des variantes étudiées suivant Y

Commentaire :

Dans toutes les variantes l'excentricité selon X ne dépassent pas $0,05LX$, ce qui est compatible avec l'article (4.2.7) de RPA99/2003.

Par contre dans la direction Y il dépasse carrément $0,05LY$ dans certaines étages.

IV.3. Remarque et observation

L'analyse de quatre variantes nous a permis de déduire ce qui suit :

- La période : la période diminue avec l'augmentation de la rigidité de la structure, cela justifie le fait de la condition sur la période [article 4.2.4 de RPA 99/2003] N'est pas vérifiée pour les variantes 1,3 et 4, par contre elle est vérifiée pour la variante 2.
- La participation des masses modale est supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure pour l'ensemble des variantes.
- Toutes les variantes sont représentés des translations pures au premier et au deuxième mode de vibration et une rotation pure au troisième mode.
- Les variantes qui présentent une force sismique plus importante sont : 1 et 2 par contre dans les variantes 3 et 4 sont moins importante.

– Déplacement maximale : la comparaison de ces résultats nous montre que les déplacements importants sont enregistrés pour la structure en variante 2 et 3, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le **RPA99/2003**.

– L'effet p- Δ : en analysant les résultats on remarque que l'effet p- $\Delta < 0,1$ pour toutes les variantes et pour les 2 sens.

Par conséquent la structure avec des voiles à l'extrémité (grande distance a centre de gravité) est caractérisée par des déplacement importantes par rapport aux autres structures.

L'analyse des résultats de l'étude comparative entre les quatre variantes nous permet de choisir la variante 2 comme une solution pour le contreventement de notre bâtiment.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'expérience des séismes passés à montrer qu'une bonne disposition des voiles de contreventement d'avoir une exploitation optimale de rigidité de la structure. Les différentes variantes de conception ont été dimensionnées selon le code de calcul utilisé, à savoir le règlement parasismique algérien, RPA99/V2003.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les séismes sont parmi les plus dévastateurs. Leur apparition brutale et imprévisible amplifier les pertes humaines et matériel. Ainsi, la seule prévention valable en zone à risque sismique demeure la construction parasismique.

L'objectif assigné à cette étude est de proposer aux concepteurs de structures mixtes un modèle, qui permet de déterminer la disposition optimale des voiles, en évaluant l'efficacité sismique de structure selon plusieurs variantes de cette disposition. Pour atteindre cet objectif, des analyses linéaires de la structure mixte contreventé par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, avec des différentes variantes de disposition ont été réalisées.

Cependant, en ce qui concerne l'étude comparative, il n'est pas possible tirer une conclusion définitive, compte tenu des résultats obtenus, et du fait que la liste des paramètres étudié n'est pas exhaustive. Il est recommandé de poursuivre les recherches en incluant d'autres facteurs susceptibles d'influencer le comportement sismique, tels que les caractéristiques des matériaux, les charges dynamiques supplémentaires et l'interaction sol-structure.

En conclusion, cette étude souligne l'importance de la disposition des voiles de contreventement dans la conception parasismique des structures mixtes en béton armé. Bien que les résultats actuels apportent des éléments de réponse, des investigations complémentaires sont nécessaires pour affiner les recommandations et améliorer la fiabilité des constructions en zone sismique.

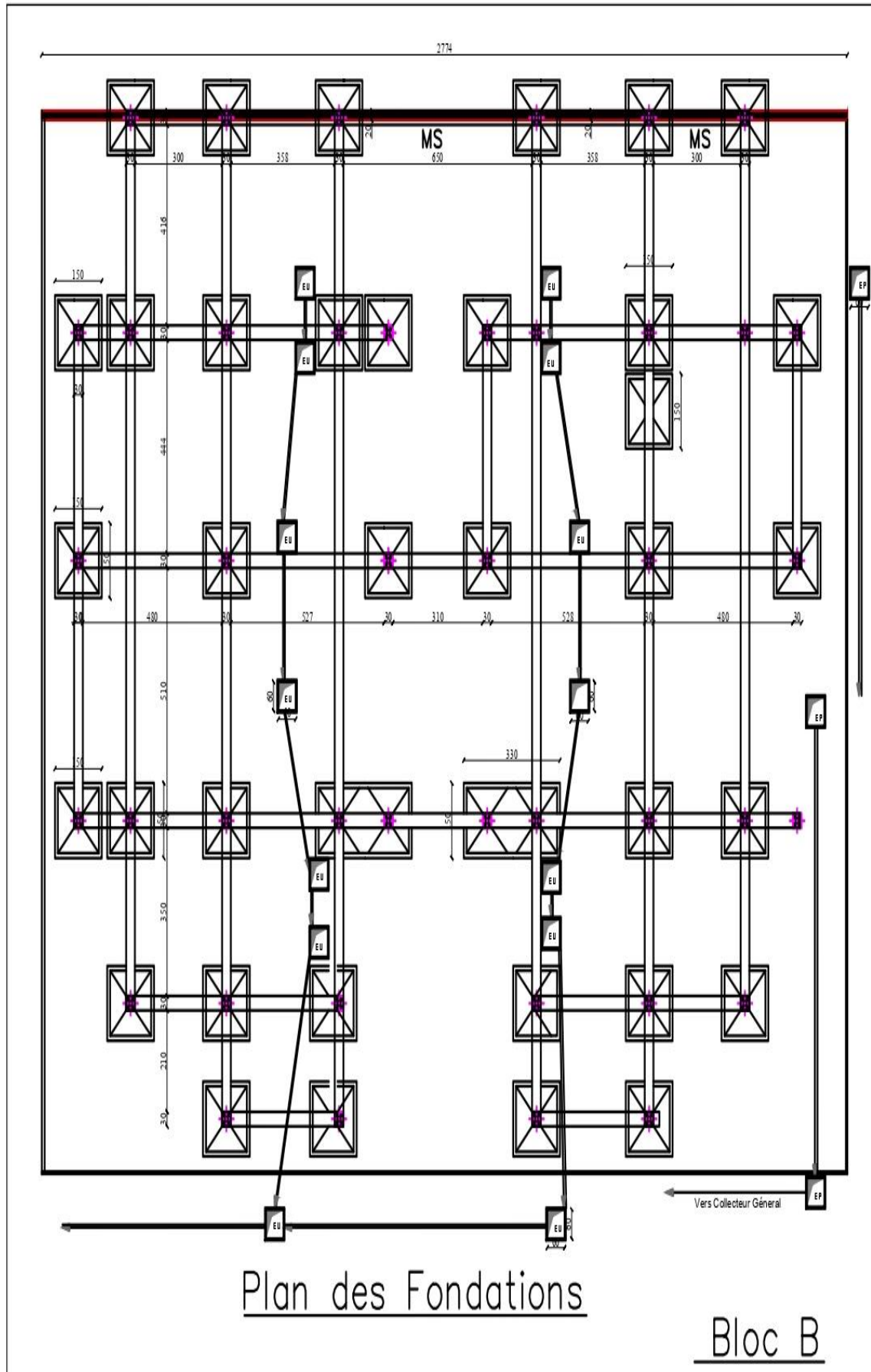
Enfin, nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.

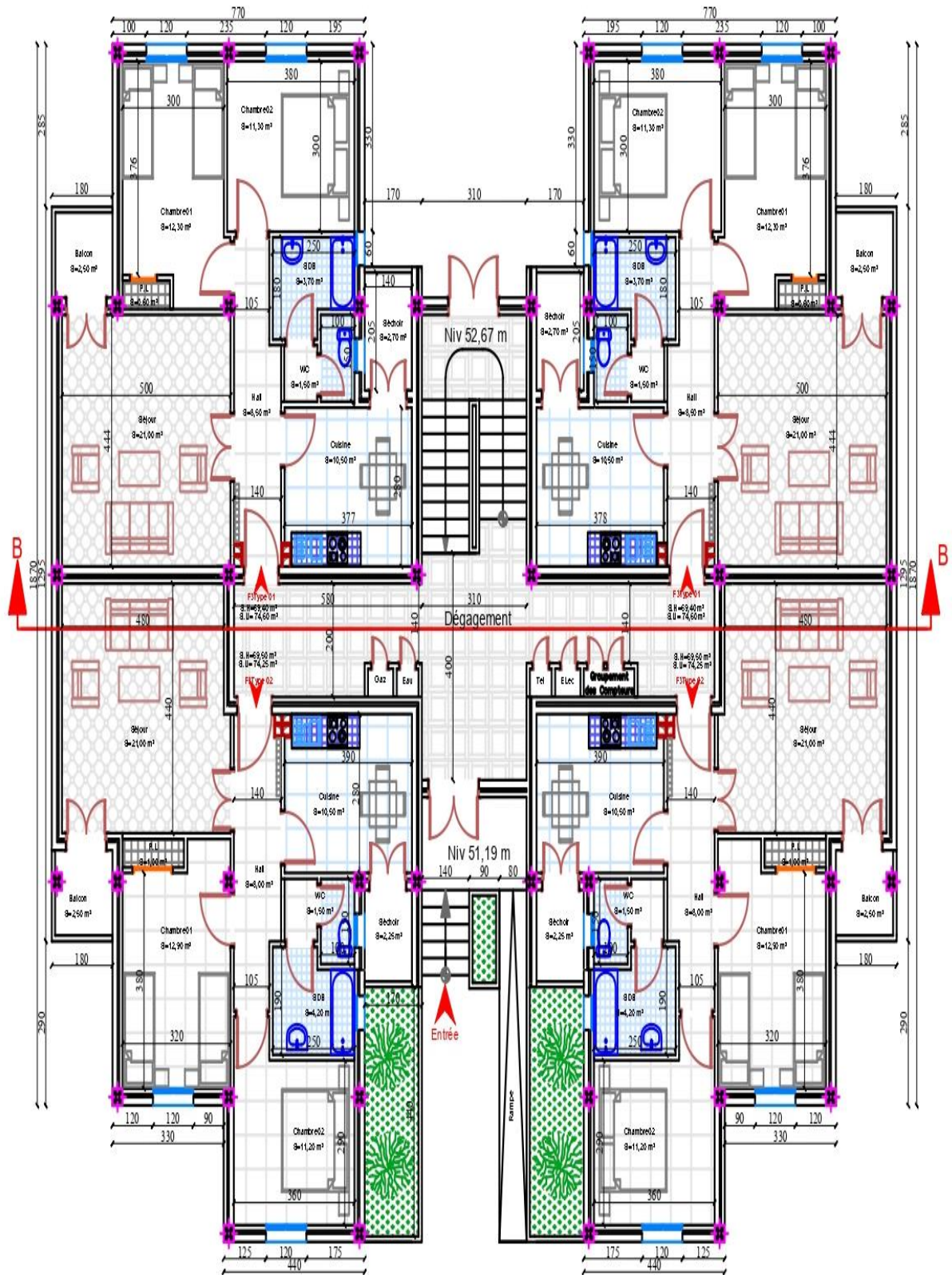
Références bibliographiques

Références bibliographiques

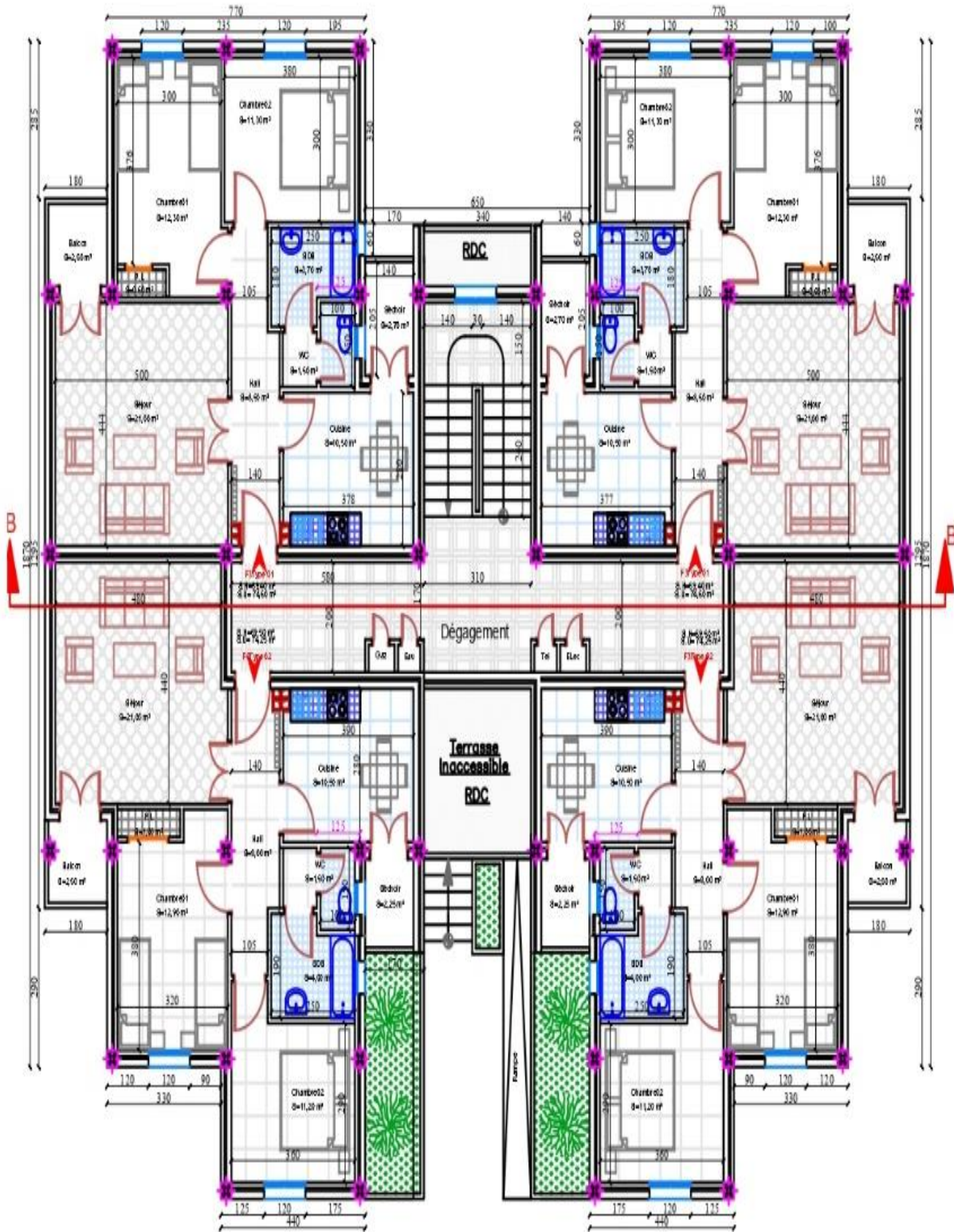
- [1]: ABDELLAHI IBRAHIM, HABIBECHE AHMED, comportement sismique d'une structure mixte relative à la disposition des voiles, memoir de MASTER, de l'université de SAIDA.Dr.MOULAY TAHAR; 2019
- [2] : .Cours : ossatures bâtiment (2015/2016)- MASTER Génie civil –option : structures civiles et industrielles-prof. A.KASSOUL-UHB chlef
- [3] : musée de sismologie et collection de géophysique- Jardins de l'Université-Strasbourg tous droits réservés-2012-site web réalisé par la direction des usages du numériques (DUN).
- [4] : Dr. TALEB HOSENI ABDERRAHMANE, cours : système de contreventement
- [5] : TOUATI BRAHIM IMAD, BOUALAG Yacine, présentation du logiciel ETABS et analyse de sa comportement avec les DTR algériens, mémoire de MASTER, de l'université MOHAMED HIDER de BISKRA ; 2012
- [6] :V.Davidovici, rapport de mission, Séisme de BOUMERDES ,21mai 2003
- [7] : NICOLAE ILE, contribution à la compréhension et la modélisation a la conception, thèse doctorat, spécialité génie civil-sols, matériaux
- [8] : CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE CIVIL – PARASISMIQUE
- « DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE D.T.R.-B.C.2-48-REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99/VERSION 2003.Alger.
- [9] : Tilmatine Thileli, « étude comparative de la performance sismique entre plusieurs Système de contreventement d'une structure en béton armé ».
- [10] : MOHAMED IBRAHIMI AHMED, influence de type de contreventement sur les structures en béton armé, mémoire de MASTER, de l'université 8mai 1945de GUELMA ; 2022
- [11] :<http://fr.m.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9isme>.

Annexes

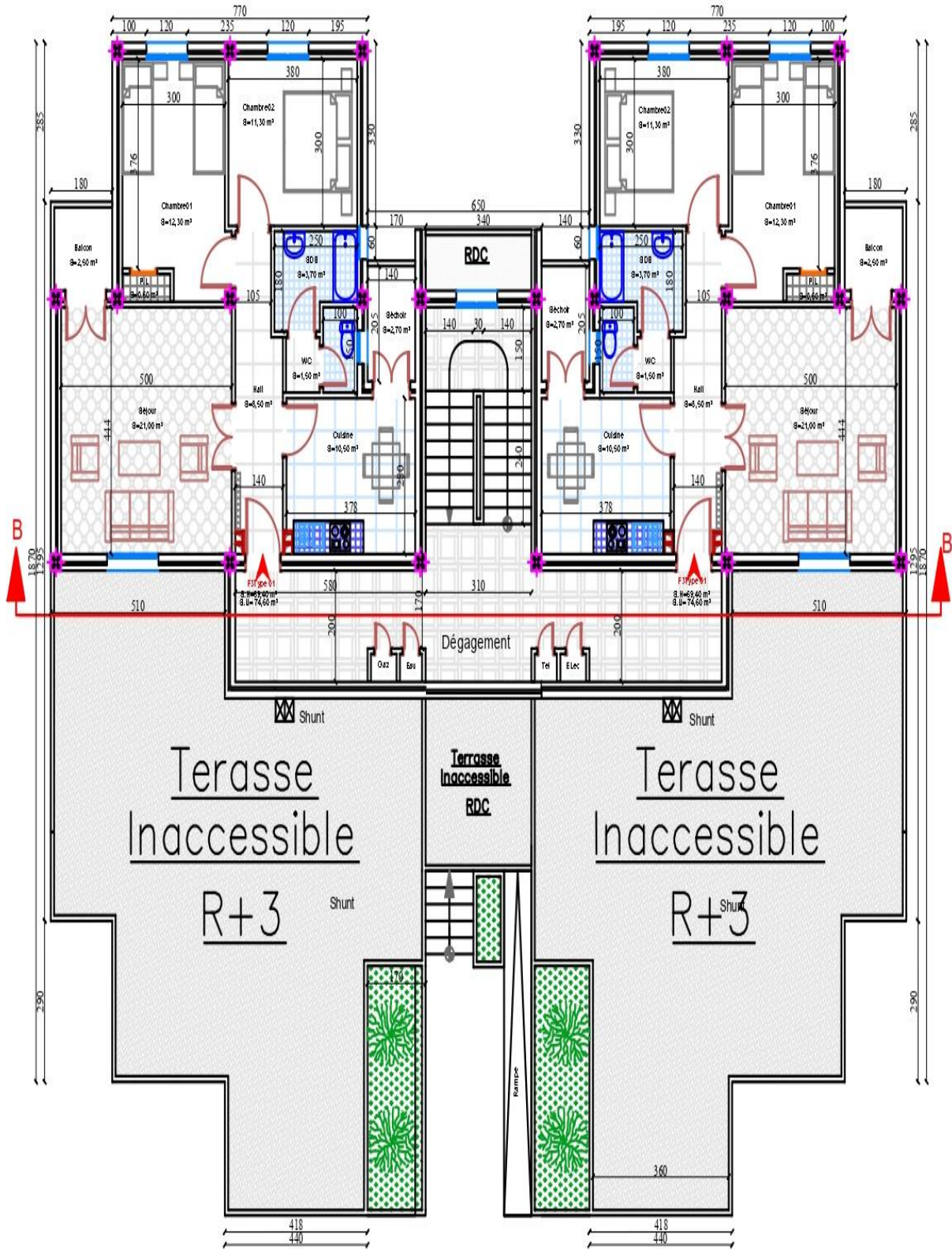




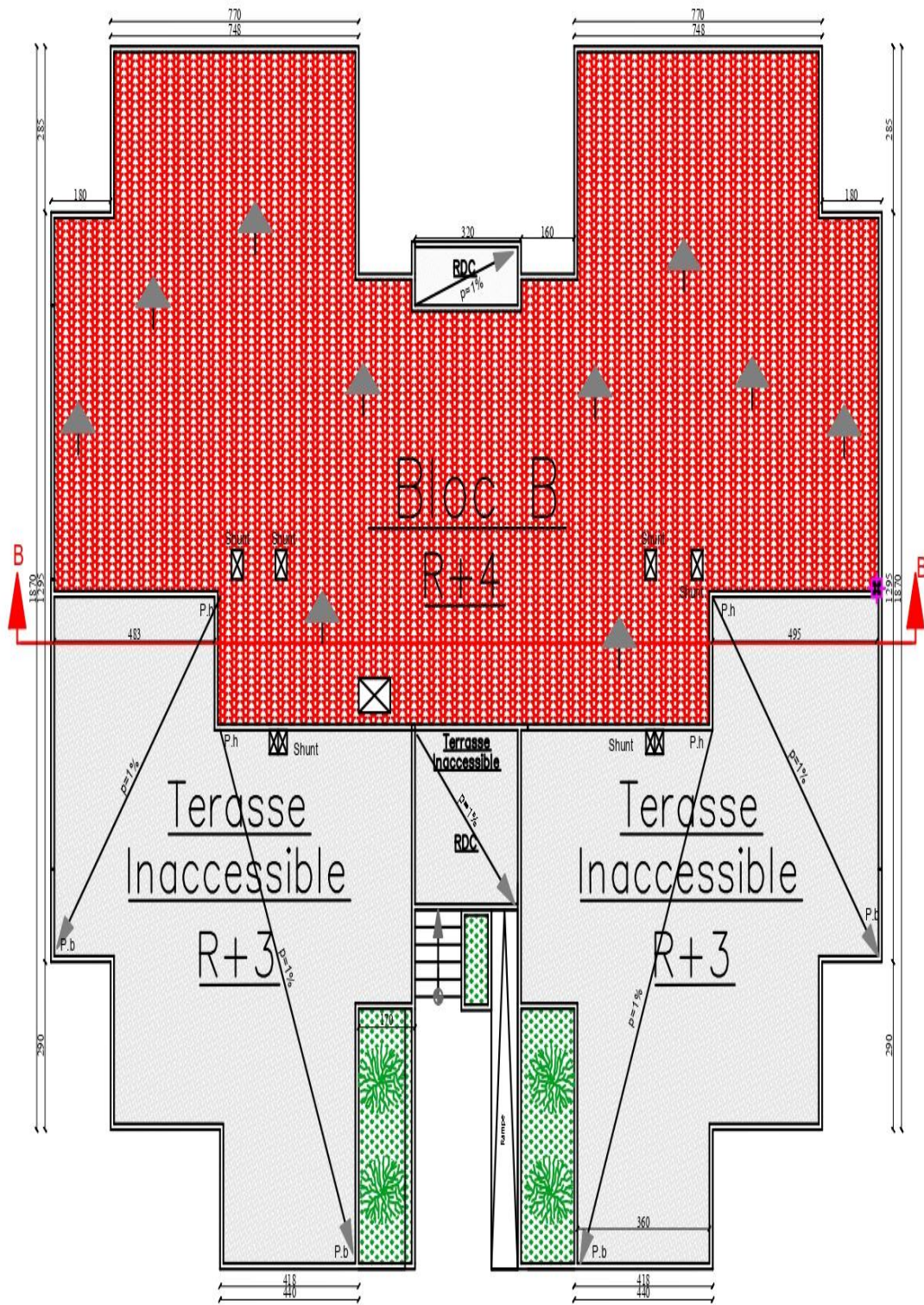
Plan Rez de Chaussée



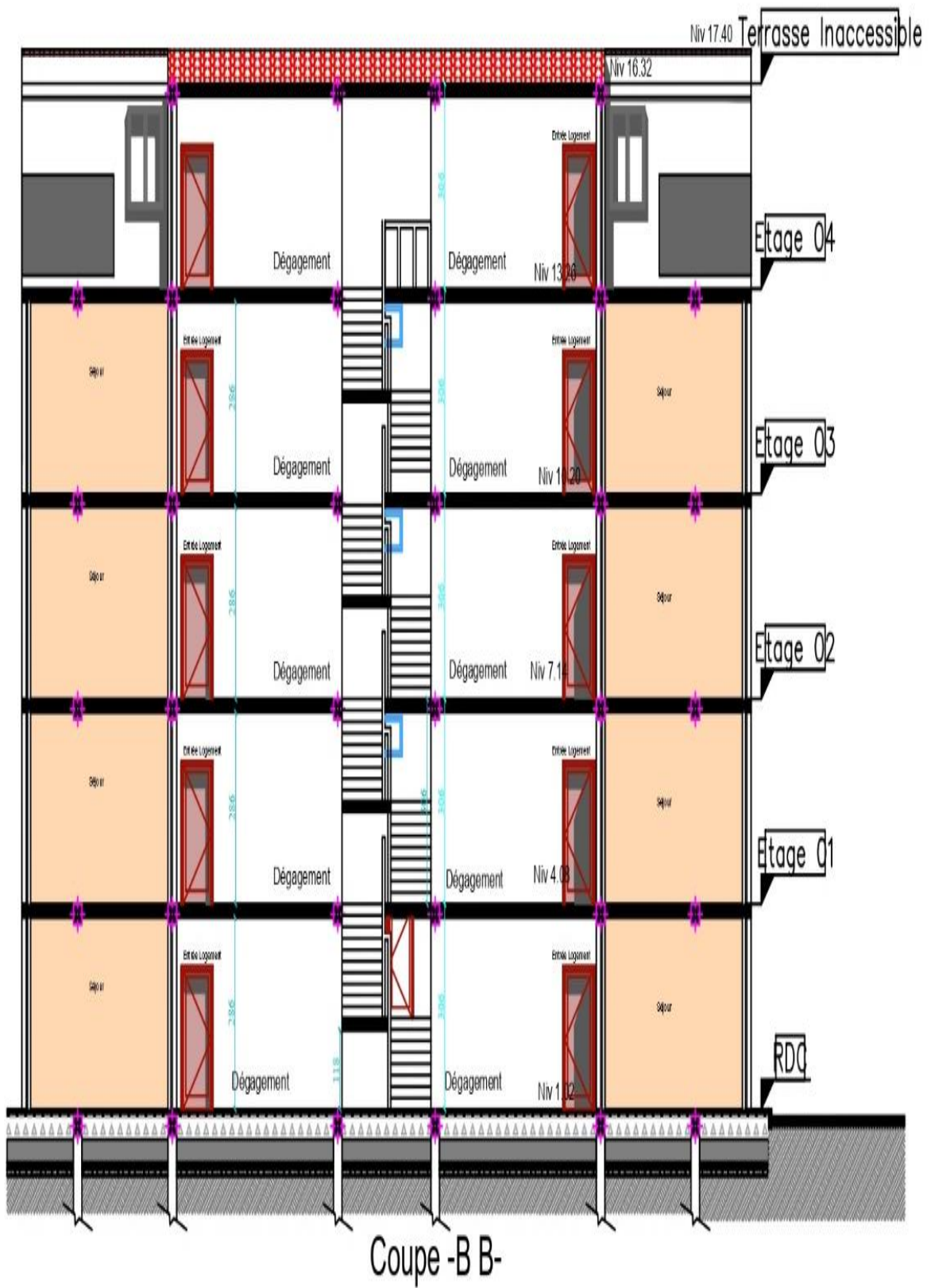
Plan du 1er au 3ème Etage

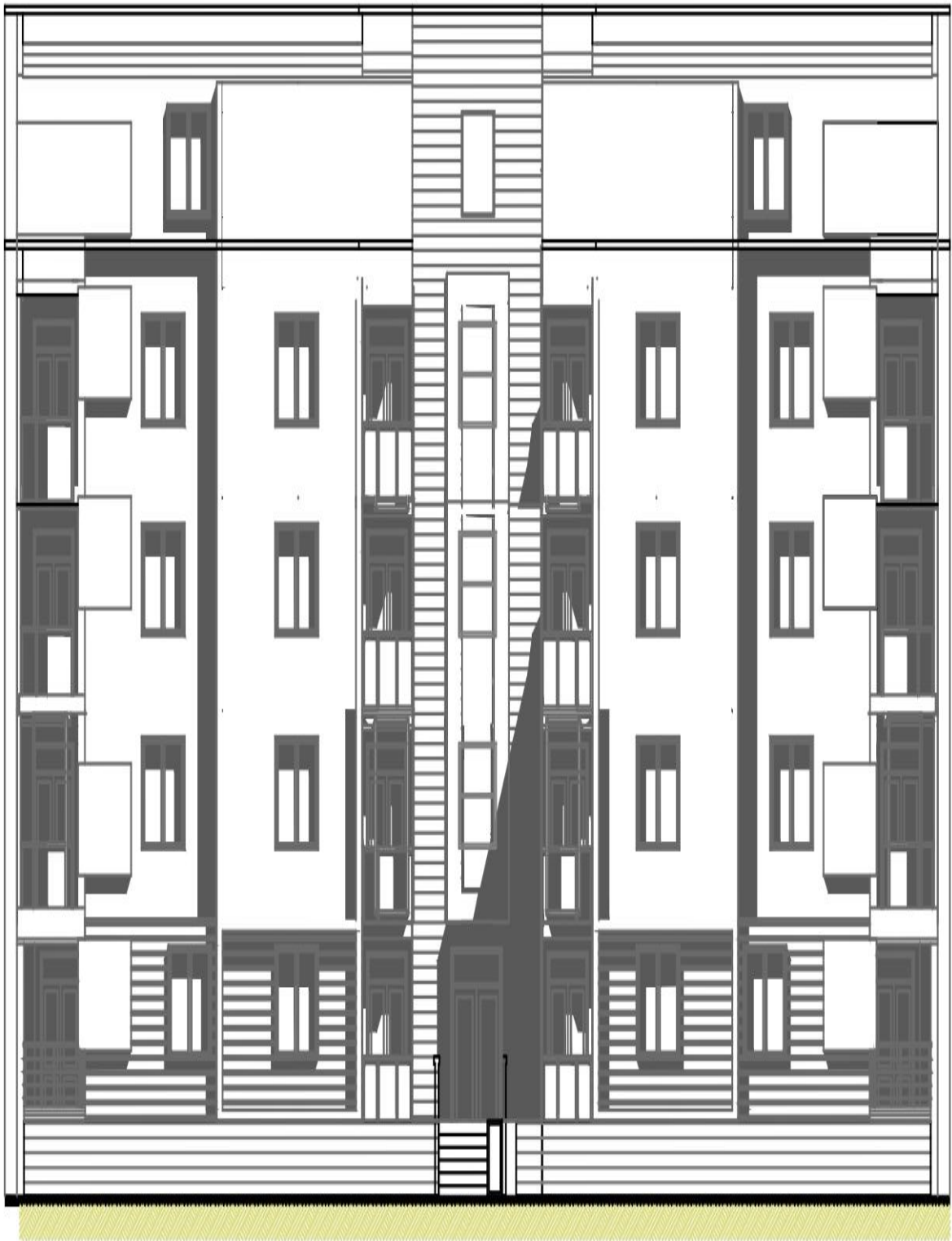


Plan du 4ème Etage



Plan de Toiture





Façade Principale Echelle 1/100

Impact de la disposition des voiles de contreventement dans le comportement sismique des structures mixtes en béton armé

Résumé

Le comportement sismique des structures mixtes en béton armé est un domaine crucial de la construction, influençant directement la sécurité des bâtiments lors de tremblements de terre. Ce mémoire de fin de cycle explore comment la disposition des voiles de contreventement influence dans le comportement sismique des structures mixtes en béton armé. Comportement des structures soumises à des charges sismiques et dynamiques, notamment les séismes. Grâce à ETABS, il est possible de créer des modèles numériques détaillés des structures mixtes en béton armé, en prenant en compte la disposition des voiles de contreventement.

Les résultats obtenus montrent que la disposition des voiles de contreventement influence significativement la capacité de dissipation d'énergie et la réduction des déplacements latéraux, renforçant ainsi la robustesse et la stabilité des structures étudiées. En combinant les capacités de modélisation avancées d'ETABS avec les données expérimentales, des résultats faibles et précis sur l'impact de la disposition des voiles de contreventement sur le comportement sismique des structures mixtes en béton armé sont obtenus. Ces résultats permettent de formuler des recommandations pratiques pour l'optimisation de la conception des structures résistantes aux séismes.

Mots clés : voile de contreventement, RPA99/2003, ETABS, tremblement de terre, comportement sismique, configuration, charge sismique et dynamique, modélisation.

المخلص

يعتبر سلوك الهياكل المختلطة الخرسانية المسلحة مجالاً حيويًا في مجال البناء، حيث يؤثر بشكل مباشر على سلامة المباني أثناء الزلازل. تستكشف هذه الدراسة كيف يؤثر توزيع الجدران الحاملة على سلوك الهياكل المختلطة الخرسانية المسلحة تحت تأثير الأحمال الزلزالية والديناميكية، بفضل برنامج ETABS، أصبح من الممكن إنشاء نماذج رقمية مفصلة للهياكل المختلطة الخرسانية المسلحة، مع مراعات توزيع الجدران الحاملة.

أظهرت النتائج أن توزيع الجدران الحاملة يؤثر بشكل كبير على قدرة الهيكل على تجديد الطاقة وتقليل الإزاحات الجانبية، مما يعزز من متانة واستقرار الهياكل المدروسة. من خلال الجمع بين قدرات البرنامج ETABS المتقدمة والبيانات التجريبية، تم الحصول على نتائج دقيقة حول تأثير توزيع الجدران الحاملة على سلوك الهياكل المختلطة الخرسانية المسلحة تحت تأثير الزلازل. تسمح هذه النتائج بوضع توصيات عملية لتحسين تصميم الهياكل المقاومة للزلازل.

كلمات مفتاحية: الجدار الحامل، ETABS، RPA99/2003، زلازل سلوك زلزالي، تكوين، حمل زلزالي وسكوني، نمذجة.