

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Mouloud MAMMÉRI de TIZI-OUZOU

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Mémoire en vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structure

Présenté par :

MESSAS Amar

Thème du mémoire :

**Recherche de la position optimale des voiles par une
méthode d'analyse linéaire et non-linéaire**

Devant le jury d'examen composé de :

M. HANNACHI Naceur Eddine	Professeur	UMMTO	Président
M. BENYAHY Karim	MCB	UMMTO	Encadreur
M. HAMIZI Mohand	Professeur	UMMTO	Examineur

Présenté le :11/07/2019

Remerciements :

Ma gratitude, grâce et remerciements vont en premier lieu à DIEU le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Je tiens à remercier mon encadreur Mr. Benyahi Karim, maître de conférence à l'université Mouloud Mammeri sans qui ce travail n'aurait jamais abouti. Mes profonds remerciements lui sont adressés pour l'aide qu'il m'aura apporté, pour ses conseils avisés, ses orientations pertinentes, sa disponibilité sans faille et son soutien précieux lors de l'élaboration de ce travail.

Je tiens aussi à remercier les membres du jury M^r. Hamizi Mohand et M^r. Hannachi Naceur Eddine qui me font l'honneur et le privilège d'évaluer ce modeste travail.

Mes remerciements vont aussi à l'ensemble des enseignants du département génie civil pour les efforts qu'ils ont fournis lors de ma formation.

Mes remerciements vont aussi à ma famille et mes amis pour l'aide et le soutien qu'ils m'ont apporté durant toutes ces années.

Résumé:

La disposition des voiles dans les structures mixtes en béton armé est une étape importante afin d'avoir un comportement structurel optimal. Cependant, la réglementation actuelle exige de l'ingénieur pour le calcul des structures, un calcul limité au domaine linéaire. Cette étude démontre les limites d'une telle démarche et montre une des lacunes de la réglementation parasismique Algérienne actuellement en vigueur. En effet, les résultats trouvés dans cette étude montrent les limites d'une analyse limitée au domaine linéaire.

Dans un premier temps une analyse linéaire sera effectuée, proposant 2 démarches ; une étude technico-économique et un système de notation, pour trouver la position optimale des voiles, ensuite une analyse non-linéaire sera effectuée à travers l'analyse push-over. A travers une étude comparative, des propositions sont faites pour le domaine d'utilisation des différentes analyses ; ainsi que des méthodes énoncées (étude technico-économique, système de notation).

Des propositions sont faites à la fin sur la nécessité d'actualisation de la réglementation actuelle afin de s'aligner sur d'autres réglementations tel que l'Eurocode 8, ACI318-2014. Et enfin des perspectives de recherche sont énoncées pour clore ce travail.

Mots clés: Béton armé, Disposition, Voile, Analyse linéaire, Performance sismique, Analyse non-linéaire.

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Introduction et historique

1- Introduction	1
2-Historique de la réglementation parasismique en Algérie	2
3- Méthodes d'analyse du comportement des structures	10
3.1- Méthodes d'analyse linéaires	10
3.1.1- Méthode statique équivalente	10
3.1.2- Méthode modale spectrale	10
3.1.3- Méthode d'analyse temporelle élastique	11
3.2- Méthodes d'analyse non-linéaires :	11
3.2.1- Méthode d'analyse dynamique non-linéaire	11
3.2.2- Analyse en poussée progressive (Push-Over)	11
4- Historique des travaux consacrés à la recherche de la position des voiles	11
5-Problématique et objectif du travail	15

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

1- Présentation et caractéristiques de l'ouvrage	15
1.1- Plans d'architecture de l'ouvrage	15
1.2-Description de l'ouvrage	18
1.3- Dimensions de l'ouvrage	18
1.4- Règlements utilisés :	18
1.5- Eléments composants la structure :	18
1.6- Caractéristiques mécaniques des matériaux :	19
1.6.1- Le béton :	19
a. Résistance caractéristique à la compression :	20
b. Résistance caractéristique à la traction :	20
c. Module d'élasticité :	20
1.6.2- L'acier :	21
a. Module d'élasticité longitudinale :	21
b. Contrainte limite de l'acier :	21
b.1. Contrainte limite ultime :	21
1.6.3- Protection des armatures :	22
2- Pré-dimensionnement des éléments structuraux :	22
2.1- Plancher :	22
2.2- Pré-dimensionnement des poutres :	23
2.2.1- Poutres principales :	23
2.2.2-Poutres secondaires :	23
2.2.3- Vérification des exigences de l'article 7.5.1 du R.P.A /2003 [2] :	24
2.2.4- Pré-dimensionnement des voiles :	24
2.2.5- Pré-dimensionnement des dalles pleines	25
2.2.6- Pré-dimensionnement des poteaux :	25
2.2.6.1- Détermination des charges et surcharges :	25

1.a- Charges permanentes :	25
1.b- Surcharges d'exploitation :	29
2.2.6.2- Descente de charges	30
2.2.6.3- Loi de dégression	31
2.2.6.4- Vérifications	32

Chapitre III : Recherche de la position optimale par un système de notation

Introduction	35
III.1- Etude de la structure à ossature en béton armé contreventée par portique	35
III.1.1- Comportement dynamique	35
III.1.2- Efforts internes dans les éléments structuraux	36
III.1.3 - Déplacements relatifs latéraux inter-étage	37
III.2- Etude de la structure à ossature en béton armé mixte	38
III.2.1- Etude de la première variante	44
III.2.2- Etude comparative entre le système auto-stable et le système mixte	47
III.2.3- Etude de la seconde variante mixte	51
III.2.4- Etude de la troisième variante mixte	55
III.2.5- Etude de la quatrième variante mixte	58
III.2.6- Etude de la cinquième variante mixte	60
III.3- Exploitation des résultats	63
III.3.1- Comportement dynamique	64
III.3.2- Efforts interne dans les éléments structuraux	67
III.3.3- Déplacements relatifs et absolus	70
III.3.4- Synthèse des résultats	72
Conclusion	74

Chapitre IV : Recherche de la position optimale par une étude technico-économique

Introduction	77
I. Ferrailage de la première variante	78
I.1- Ferrailage des poutres	78
I.1.1- Poutres principales	78
I.1.2- Poutres secondaires	81
I.2. Poteaux	82
I.2.1- Armatures longitudinales	82
I.2.2- Armatures transversales	82
I.3- Voiles	83
I.3.1- Armatures verticales	83
I.3.2- Armatures horizontales et transversales	84
II. Ferrailage de la seconde variante	85
II.1- Poutres :	86
a- Poutres principales	86
b- Poutres secondaires	86
II.2- Poteaux	87
II.2.1- Armatures longitudinales	87
II.2.2- Armatures transversales	87

II.3- Voiles	87
III. Ferrailage de la troisième variante	89
III.1- Poutres	89
III.1.1- Poutres principales	89
III.1.2- Poutres secondaires	90
III.2- Poteaux	91
III.2.1- Armatures longitudinales	91
III.2.2- Armatures transversales	91
III.3- Voiles	91
IV. Ferrailage de la quatrième variante	93
IV.1- Poutres	93
IV.1.1- Poutres principales	93
IV.1.2 - Poutres secondaires	94
IV.2- Poteaux	95
IV.2.1- Armatures longitudinales	95
IV.2.2- Armatures transversales	95
IV.3- Voiles	95
V. Ferrailage de la cinquième variante	99
V.1- Poutres	99
V.1.1- Poutres principales	99
V.1.2- Poutres secondaires	100
V.2- Poteaux	101
V.2.1- Armatures longitudinales	101
V.2.3- Armatures transversales	101
V.3- Voiles	102
VI- Quantification du ferrailage	104
VI.1- Première variante	104
1- Poutres principales	104
2- Poutres secondaires	105
3- Poteaux	106
3.1- Ferrailage longitudinal	106
3.2- Ferrailage transversal	106
4- Voiles	106
4.1- Ferrailage vertical	106
4.2- Ferrailage horizontal	107
VI.2- Quantification du ferrailage de la seconde variante	109
1- Poutres principales	109
2- Poutres secondaires	110
3- Poteaux	111
3.1. Ferrailage longitudinal	111
3.2- Ferrailage transversal	111
4. Voiles	111
4.1. Ferrailage vertical	111
4.2 Ferrailage horizontal	112

VI.3- Quantification du ferrailage de la troisième variante	114
1. Poutres principales	114
2. Poutres secondaires	114
3.1. Ferrailage longitudinal	115
3.2- Ferrailage transversal	115
4-voiles	115
4.1- Ferrailage vertical	115
4.2- Ferrailage horizontal	116
VI.4- Quantification du ferrailage de la quatrième variante	117
1. Poutres principales	117
2. Poutres secondaires	118
3- Poteaux	119
3.1. Ferrailage longitudinal	119
3.2- Ferrailage transversal	119
4- Voiles	119
4.1. Ferrailage vertical	119
4.2 Ferrailage horizontal	120
VI.5- Quantification du ferrailage de la cinquième variante	122
1. Poutres principales	122
2. Poutres secondaires	122
3- Poteaux	123
3.1. Ferrailage longitudinal	123
3.2- Ferrailage transversal	123
4- Voiles	123
4.1- Ferrailage vertical	123
4.2- Ferrailage horizontal	124
Interprétation	127
Conclusion	128

Chapitre V : Recherche de la position optimale par une analyse non-linéaire

(Push-Over)

Introduction	126
1- Analyse push over des structures en béton armé	126
1.1- Définition et origine de l'analyse	126
1.2- But de l'analyse Push-over	126
1.3- Principe de la méthode (Méthode de la capacité spectrale)	127
1.4- Courbe de capacité	127
2- Modélisation :	133
2.1- Comportement non-linéaire des éléments de la structure	133
2.2- Détermination de la courbe capacité	135
2.3- Ferrailage de la structure	135
2.4- Définition du comportement non linéaire de la structure	137
2.5- Affectation des différentes rotules aux éléments structuraux	138
3- Résultats et discussion	143

3.1- Courbe de capacité	143
3.2- Formation des rotules plastiques	144
3.3- Détermination du point de performance	147
3.4- Raideur initiale de la structure	147
3.5- Demande en ductilité μD	148
3.6- Indice de dégradation	149
Conclusion	150

Conclusion générale151

Liste des tableaux :

Chapitre I : Introduction

Tableau I.1 : Historique des principaux séismes majeurs recensés en Algérie 1

Chapitre II : Pré dimensionnement

Tableau II.1 : Contraintes limites de l'acier
21

Tableau II.2 : Vérification des conditions RPA pour les poutres
23

Tableau II.3 : Récapitulatif des charges du plancher terrasse en corps creux. 24

Tableau II.4 : Récapitulatif des charges du plancher étage courant en corps creux.
25

Tableau II.5 : Récapitulatif des charges du plancher terrasse en dalle pleine
25

Tableau II.6 : Récapitulatif des charges du plancher étage courant en dalle pleine.
26

Tableau II.7 : Récapitulatif des charges du plancher terrasse en dalle pleine (Ascenseur)
26

Tableau II.8 : Récapitulatif des charges du plancher étage courant en dalle pleine.
26

Tableau II.9 : Détermination du poids propre des murs extérieurs.
27

Tableau II.10 : Résumé de toutes les charges permanentes
27

Tableau II.11 : Valeurs des charges d'exploitation
28

Tableau II.12 : Coefficients de dégression des surcharges
29

Tableau II.13 : Dégression des surcharges
29

Tableau II.14 : Récapitulatif de la descente de charges
29

Tableau II.15 : Vérification du principe poteau fort – poutre faible
31

Tableau II.16 : Vérification des sections des poteaux et poutres
31

Tableau II.17 : Vérification des sections des poteaux et poutres après redimensionnement.
31

Tableau II.18 : Vérification de l'élançement des poteaux
33

Chapitre III : Etude par un système de bonification

Tableau III.1 : Comportement dynamique du portique auto-stable
35

Tableau III.2 : Efforts internes dans les poutres principales
36

Tableau III.3 : Efforts internes dans les poutres secondaires
36

Tableau III.4 : Efforts internes dans les poteaux.
36

Tableau III.5 : Déplacements relatifs latéraux inter-étages (portique auto-stable).
36

Tableau III.6 : Comportement dynamique de la variante I
43

Tableau III.7 : Efforts internes dans les poutres principales proches des voiles
44

Tableau III.8 : Efforts internes dans les poutres principales loin des voiles
44

Tableau III.9 : Efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles
44

Tableau III.10 : Efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles
44

Tableau III.11 : Efforts internes dans les poteaux.
45

Tableau III.12 : Efforts internes dans les voiles
45

Tableau III.13 : Déplacement inter-étages dans la variante I
45

Tableau III.14 : Pourcentage de reprise des charges horizontales
46

Tableau III.15 : Comparaison en terme de comportement dynamique du système auto-stable au système mixte
47

Tableau III.16 : Comparaison des efforts dans les poutres entre les 2 systèmes de contreventement en combinaison sismique
47

Tableau III.17 : Comparaison des efforts dans les poteaux entre les 2 systèmes de contreventement
47

Tableau III.18 : Comparaison des déplacements inter-étages entre le système auto-stable et mixte
48

Tableau III.19 : Comportement dynamique de la variante II
50

Tableau III.20 : Efforts internes dans les poutres principales proches des voiles
51

Tableau III.21 : Efforts internes dans les poutres principales loin des voiles
51

Tableau III.22 : Efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles
51

Tableau III.23 : Efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles
51

Tableau III.24 : Efforts internes dans les poteaux.
51

Tableau III.25 : Efforts internes dans les voiles
52

Tableau III.26 : Déplacement inter-étages dans la variante II
52

Tableau III.27 : Comportement dynamique de la variante II sans ascenseur
52

Tableau III.28 : Pourcentage de reprise des charges horizontales
53

Tableau III.29 : Comportement dynamique de la variante III
54

Tableau III.30 : Efforts internes dans les poutres principales proches des voiles
54

Tableau III.31 :	Efforts internes dans les poutres principales loin des voiles	54
Tableau III.32 :	Efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles	55
Tableau III.33 :	Efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles	55
Tableau III.34 :	Efforts internes dans les poteaux.	55
Tableau III.35 :	Efforts internes dans les voiles	55
Tableau III.36 :	Déplacement inter-étages dans la variante III	56
Tableau III.37 :	Pourcentage de reprise des charges horizontales	56
Tableau III.38 :	Comportement dynamique de la variante IV	57
Tableau III.39 :	Efforts internes dans les poutres principales proches des voiles	57
Tableau III.40 :	Efforts internes dans les poutres principales loin des voiles	57
Tableau III.41 :	Efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles	57
Tableau III.42 :	Efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles	58
Tableau III.43 :	Efforts internes dans les poteaux.	58
Tableau III.44 :	Efforts internes dans les voiles (Trumeaux)	58
Tableau III.45 :	Déplacement inter-étages dans la variante IV	58
Tableau III.46 :	Pourcentage de reprise des charges horizontales	59
Tableau III.47 :	Comportement dynamique de la variante V	59
Tableau III.48 :	Efforts internes dans les poutres principales proches des voiles	59

Tableau III.49 : Efforts internes dans les poutres principales loin des voiles
60

Tableau III.50 : Efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles
60

Tableau III.51 : Efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles
60

Tableau III.52 : Efforts internes dans les poteaux.
61

Tableau III.53 : Efforts internes dans les voiles (Trumeaux)
61

Tableau III.54 : Déplacement inter-étages dans la variante V
61

Tableau III.55 : Pourcentage de reprise des charges horizontales
61

Tableau III.56 : Comparaison des caractéristiques dynamiques
63

Tableau III.57 : Comparaison de l'effort tranchant d'étage
63

Tableau III.58 : Comparaison des excentricités suivant les deux directions
64

Tableau III.59 : Comparaison de du pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles
suivant x-x
64

Tableau III.60 : Comparaison de du pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles
suivant y-y
65

Tableau III.61 : Comparaison des efforts internes dans les poutres principales proches des voiles.
66

Tableau III.62 : Comparaison des efforts internes dans les poutres principales loin des voiles.

Tableau III.63 : Comparaison des efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles.
67

Tableau III.64 : Comparaison des efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles.
67

Tableau III.65 : Comparaison des efforts dans les poteaux de section 45x45 68

Tableau III.66 : Comparaison des efforts dans les poteaux de section 40x40 68

Tableau III.67 : Comparaison des efforts dans les poteaux de section 35x35 68

Tableau III.68 : Comparaison des efforts dans les voiles du RDC au 2^{ème} étage 68

Tableau III.69 : Comparaison des efforts dans les voiles du 3^{ème} au 6^{ème} étage 69

Tableau III.70 : Comparaison des efforts dans les voiles du 7^{ème} et 8^{ème} étage 69

Tableau III.71 : Comparaison des déplacements absolus inter-étages. 69

Tableau III.72 : Comparaison des déplacements relatifs inter-étages. 69

Tableau III.73 : Récapitulatif des résultats obtenus 71

Chapitre IV : Etude technico-économique

Tableau IV.1 : Ferrailage des poutres principales 76

Tableau IV.2 : Ferrailage des poutres secondaires 78

Tableau IV.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux 79

Tableau IV.4 : Ferrailage transversale des poteaux 80

Tableau IV.5 : Ferrailage des voiles VT1 et VT5 81

Tableau IV.6 : Ferrailage des voiles VT2 et VT6 81

Tableau IV.7 : Ferrailage des voiles VL1, VL2, VL4, VL5 81

Tableau IV.8: Ferrailage des poutres principales 82

Tableau 83	IV.9 :	Ferrailage	des	poutres	secondaires		
Tableau 84	IV.10 :	Ferrailage	des	poteaux			
Tableau 84	IV.11 :	Ferrailage	transversale	des	poteaux		
Tableau 84	IV.12 :	Ferrailage	des	voiles	VL1	et	VL2
Tableau 84	IV.13 :	Ferrailage	des	voiles	VT1	et	VT2
Tableau 85	IV.14 :	Ferrailage	des	voiles	VT5,	VT6	
Tableau 85	IV.15 :	Ferrailage	des	voiles	VL4,	VL5,	VL6 et VL7
Tableau 86	IV.16 :	Ferrailage	des	poutres	principales		
Tableau 87	IV.17 :	Ferrailage	des	poutres	secondaires		
Tableau 87	IV.18 :	Ferrailage	longitudinal	des	poteaux		
Tableau 88	IV.19 :	Ferrailage	transversal	des	poteaux		
Tableau 88	IV.20 :	Ferrailage	des	voiles	VL1	et	VL2
Tableau 88	IV.21 :	Ferrailage	des	voiles	VT1	et	VT5
Tableau 88	IV.22 :	Ferrailage	des	voiles	VT2	et	VT6
Tableau 89	IV.23 :	Ferrailage	des	voiles	VL4,	VL5,	VL6, VL7.
Tableau 90	IV.24 :	Ferrailage	des	poutres	principales		
Tableau 91	IV.25 :	Ferrailage	des	poutres	secondaires		
Tableau 92	IV.26 :	Ferrailage	longitudinal	des	poteaux		

Tableau 92	IV.27 :	Ferrailage	transversal	des	poteaux			
Tableau 92	IV.28 :	Ferrailage	des	voiles	VT1	et	VT2	
Tableau 93	IV.29 :	Ferrailage	des	voiles	VL6	et	VL7	
Tableau 93	IV.30 :	Ferrailage	des	voiles	VT7	et	VT8	
Tableau 93	IV.31 :	Ferrailage	des	voiles	VL1,	VL2,	VL4	et VL5
Tableau 96	IV.32 :	Ferrailage	des	poutres			principales	
Tableau 97	IV.33 :	Ferrailage	des	poutres			secondaires	
Tableau 98	IV.34 :	Ferrailage	longitudinal	des	poteaux			
Tableau 99	IV.35 :	Ferrailage	transversal	des	poteaux			
Tableau 99	IV.36 :	Ferrailage	des	voiles	VL ₁ ,	VL ₂ ,	VL ₄	et VL ₅
Tableau 99	IV.37 :	Ferrailage	des	voiles	VT ₁	et	VT ₂	
Tableau 99	IV.38 :	Ferrailage	des	voiles	VT ₅	et	VT ₆	
Tableau 100	IV.39 :	Ferrailage	des	voiles	VT ₇	et	VT ₈	
Tableau 103	IV.40 :	Quantification	du	ferrailage	longitudinal	des	poteaux	
Tableau 103	IV.41 :	Quantification	du	ferrailage	transversal	des	poteaux	
Tableau 104	IV.42 :	Ferrailage	vertical	des	voiles			
Tableau 105	IV.43 :	Ferrailage	horizontal	des	voiles			
Tableau 105	IV.44 :	Quantification	du	ferrailage	de la première	variante		

Tableau 108	IV.45 :	Quantification	du	ferrailage	longitudinal	des	poteaux
Tableau 108	IV.46 :	Quantification	du	ferrailage	transversal	des	poteaux
Tableau 109	IV.47 :	Ferrailage		vertical		des	voiles
Tableau 109	IV.48 :	Ferrailage		horizontal		des	voiles
Tableau 110	IV.49 :	Quantification	du	ferrailage	de la seconde		variante
Tableau 112	IV.50 :	Quantification	du	ferrailage	longitudinal	des	poteaux
Tableau 112	IV.51 :	Quantification	du	ferrailage	transversal	des	poteaux
Tableau 113	IV.52 :	Ferrailage		vertical		des	voiles
Tableau 113	IV.53 :	Ferrailage		horizontal		des	voiles
Tableau 114	IV.54 :	Quantification	du	ferrailage	de la troisième		variante
Tableau 116	IV.55 :	Quantification	du	ferrailage	longitudinal	des	poteaux
Tableau 116	IV.56 :	Quantification	du	ferrailage	transversal	des	poteaux
Tableau 117	IV.57 :	Ferrailage		vertical		des	voiles
Tableau 117	IV.58 :	Ferrailage		horizontal		des	voiles
Tableau 118	IV.59 :	Quantification	du	ferrailage	de la quatrième		variante
Tableau 120	IV.60 :	Quantification	du	ferrailage	longitudinal	des	poteaux
Tableau 120	IV.61 :	Quantification	du	ferrailage	transversal	des	poteaux
Tableau 121	IV.62 :	Ferrailage		vertical		des	voiles

Tableau IV.63 : Ferrailage horizontal des voiles
121

Tableau IV.64 : Quantification du ferrailage de la cinquième variante
122

Tableau IV.65 : Calcul du coût du ferrailage des différentes variantes.
122

Tableau IV.66 : Calcul du coût du ferrailage en considérant le deuxième type de ferrailage
122

Tableau IV.67 : Quantification du ferrailage des éléments structuraux
123

Chapitre V : Analyse push-over

Tableau V.1 : Détermination de l'amortissement effectif de la structure
130

Tableau V.2 : Type de comportement structurel
131

Tableau V.3 : Détermination de l'amortissement effectif de la structure
132

Tableau V.4 : Ferrailage adopté des éléments structuraux
134

Tableau V.5 : Valeurs de C_a et C_v caractérisant le type de sol et la zone sismique
143

Tableau V.6 : Points de performance des variantes étudiées
146

Tableau V.7 : Caractéristiques des variantes étudiées dans le domaine élastique
147

Liste des figures

Chapitre I : Introduction et historique

I.1 : Carte de sismicité de l'Algérie issue des recommandations AS55 _____ 2

I.2 : Carte sismique du RPA 1988 _____ 3

I.3 : Carte sismique du RPA 1999 _____ 4

I.4 : Eglise détruite lors d'un séisme _____ 5

I.5 : Image d'un immeuble présentant un étage souple ayant cédé suite à un séisme _____ 6

I.6 : Cisaillement d'un poteau court (séisme d'Izmit, Turquie, 17 août 1999) _____ 7

I.7 : Dommages dus à la torsion du rez-de chaussée d'un immeuble (séisme Tokachi-Oki, Japon 1968) _____ 7

I.8 : Dommages au niveau du minaret d'une mosquée à Zemmouri suite à une variation brutale _____ de _____ la rigidité _____ 8

I.9 : *Mouvements du sol enregistrés (exprimés en accélération) par deux stations sismologiques situées dans la région niçoise au cours du séisme de magnitude 5 du 21/08/2000 situé dans le Nord de l'Italie à 158 km de distance* _____ 9

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1 : Coupe de voiles en plan _____ 23

II.2 : Coupe d'un plancher terrasse en corps creux (inaccessible) _____ 24

II.3 : Coupe du plancher de l'étage courant en corps creux _____ 25

II.4 : Coupe du plancher terrasse en dalle pleine _____ 25

II.5 : Coupe plancher étage courant en dalle pleine _____ 26

II.6 : Schéma de la cloison extérieure en maçonnerie _____ 27

II.7 : Surface d'influence du poteau (C15) le plus sollicité _____ 28

II.8 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau _____ 30

II.9 : Schéma montrant la hauteur libre du poteau _____ 33

Chapitre III : Recherche de la position optimale des voiles par un système de notification

III.1 : Image de la structure auto-stable modélisée dans ETABS en 3D _____ 34

III.2 : Figure montrant le 3 premiers modes de vibration _____ 35

III.3 : Présentation de la première variante de disposition des voiles _____ 38

III.4 : Présentation de la deuxième variante _____ 39

III.5 : Présentation de la troisième variante _____ 40

III.6 : Présentation de la quatrième variante _____ 41

III.7 : Présentation de la cinquième variante _____ 42

III.8 : Les 3 premiers modes de vibration de la première variante _____ 43

III.9 : Proportion de reprise des charges horizontales par les éléments de contreventement pour la première variante _____ 46

III.10 : Comparaison des déplacements entre les 2 systèmes de contreventement suivant l'axe _____ x

III.11 : Comparaison des déplacements entre les 2 systèmes de contreventement suivant l'axe	y
_____	49
III.12 : Principe de l'interaction voile-portique _____	50
III.13 : Proportion de reprise des charges horizontales par les éléments de contreventement pour la seconde variante _____	53
III.14 : Proportion de reprise des charges horizontales par les éléments de contreventement pour la troisième variante _____	56
III.15 : Proportion de reprise des charges horizontales par les éléments de contreventement pour _____ la _____ quatrième variante _____	59
III.16 : Proportion de reprise des charges horizontales par les éléments de contreventement pour la cinquième variante _____	62
III.17 : Comparaison entre les différentes variantes en terme de reprise des charges horizontales suivant l'axe x _____	65
III.18 : Comparaison entre les différentes variantes en terme de reprise des charges horizontales suivant l'axe y _____	66
III.19 : Déplacements inter-étages des 5 variantes suivant x _____	70
III.20 : Déplacements inter-étages des 5 variantes suivant y _____	70
III.21 : Histogramme comparatif entre les différentes variantes _____	71
III.22 : Importance de la largeur des voiles de contreventement _____	72
III.23 : Distance entre éléments de contreventement _____	72
Chapitre IV : Etude technico-économique	
IV.1 : Figure montrant le groupe des poutres pour le ferrailage _____	76
IV.2 : Figure montrant le groupe des poutres pour le ferrailage _____	82
IV.3 : Figure montrant le groupe des poutres pour le ferrailage _____	86
IV.4 : Groupe des poutres pour le ferrailage de la quatrième variante _____	90
IV.5 : Groupe des poutres pour le ferrailage de la cinquième variante _____	96
IV.6 : Répartition du ferrailage entre les éléments structuraux de la variante I _____	106

IV.7 :	Répartition du ferrailage entre les éléments structuraux de la variante II	110
IV.8 :	Répartition du ferrailage entre les éléments structuraux de la variante III	114
IV.9 :	Répartition du ferrailage entre les éléments structuraux de la variante IV	118
IV.10 :	Répartition du ferrailage entre les éléments structuraux de la variante V	122
IV.11 :	Résumé de la quantité de ferrailage des 5 variantes	123

Chapitre V : Analyse Push-Over

V.1 :	Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité	126
V.2 :	Transformation de la courbe de capacité	127
V.3 :	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité	128
V.4 :	Spectre élastique amorti à 5% au format traditionnel	128
V.5 :	Transformation du spectre du format traditionnel vers le format ($S_a - S_d$)	129
V.6 :	Détermination de l'amortissement pour le spectre réduit	129
V.7 :	Comportement non-linéaire idéalisé d'un élément structurel	133
V.8 :	Distribution du moment-courbure au niveau des zones critiques	134
V.9 :	Loi de comportement (Force – Déformation) et niveaux de dommages	137
V.10 :	Création des rotules plastiques	138
V.11 :	Choix du type de rotule	138
V.12 :	Affectation des rotules plastiques aux poteaux	139
V.13 :	Affectation des rotules plastiques aux poutres	139
V.14 :	Définition des chargements de l'analyse push-over	140
V.15 :	Définition des paramètres des chargements de l'analyse push-over	141
V.16 :	Définition du chargement de l'analyse push over (Sens xx)	141
V.17 :	Courbe de capacité extraite du logiciel (variante 1)	142
V.18 :	Représentation du spectre élastique amorti à 5%	142

V.19 : Formation de rotules plastiques _____	144
V.20 : Mise en avant du phénomène de poteau court _____	144
V.21 : Progression de la formation des rotules plastiques _____	145
V.22 : Niveau de dommages critique au niveau des poutres _____	145
V.23 : Raideur des variantes au point de performance _____	146
V.24 : Raideurs initiales des variantes étudiées _____	147
V.25 : Demande en ductilité des variantes étudiées _____	148
V.26 : Indice de dégradation des variantes étudiées _____	148

Introduction générale :

La croûte terrestre est divisée en plaques tectoniques, ces plaques sont en mouvement constant. Au niveau des limites des plaques, lors de contact entre plaques tectoniques des contraintes de cisaillement sont engendrées, ces contraintes de cisaillement augmentent progressivement jusqu'à atteindre la limite de rupture. Une énergie de grande intensité est libérée provoquant un des phénomènes naturels les plus destructeurs.

Le séisme constitue le risque naturel le plus important dans notre pays, lors du dernier séisme majeur en 2003 à Boumerdès les chiffres officiels parlent de 2278 morts et plus de 10000 blessés, les dégâts matériels causés sont estimés à plus de 3 milliards de dollars. Les séismes surviennent inévitablement et le moyen le plus efficace de se protéger des séismes est la construction parasismique. Durant le dernier séisme le système de contreventement auto-stables a montré plusieurs lacunes conduisant les autorités à interdire ce type de contreventement pour les bâtiments élancés. Les structures à contreventement mixte avec portiques et voiles ayant montré un très bon comportement sont devenues dans notre pays indispensables pour les structures élancées. L'ingénieur est souvent confronté au choix de la position des voiles dans la structure, plusieurs ouvrages préconisent généralement de placer les éléments de contreventement au niveau des poteaux d'angles pour améliorer la résistance à la torsion de la structure.

Des études [3] ont même démontré l'importance de positionner les voiles de contreventement proche du centre de gravité de la structure, mais l'ingénieur est confronté aux structures les plus diverses et les plus variées ne permettant pas à l'ingénieur de placer les voiles dans les positions les plus préconisées. Cette étude se penche donc sur ce problème en proposant d'effectuer une analyse linéaire puis une seconde dans le domaine non-linéaire pour tenter de répondre à la question de la position des voiles dans une structure en béton armé. Cette étude prend donc en considération le problème des plans architecturaux et propose différentes méthodes pour le choix de la position optimale des voiles.

1. Introduction

L'aléa sismique constitue un risque majeur pour les constructions dont les effets destructeurs sont terrifiants, que ce soit en terme de coût économique qu'en terme de vies humaines. Lors de la conception des ouvrages les ingénieurs doivent prendre en compte ce risque et l'inclure dans leur calcul.

L'Algérie de par sa localisation, a connu une longue série de séismes destructeurs durant l'histoire, on peut citer :

Tableau I.1 : Historique des principaux séismes majeurs recensés en Algérie [1]

Localité	Date	Victimes	Magnitude	Observation
Alger	03/01/1365	plusieurs	-	Destructeur : Alger complètement détruite
Alger	xx/05/1716	20000	-	20.000 morts et des milliers de blessés
Blida	02/03/1825	7000	-	7000 morts des milliers de blessés
El kalaâ	29/11/1887	20	6.5 à 7.5	Destructeur : importants dégâts (80 maisons ont été complètement détruites)
Gouraya	05/01/1891	38	7.5	Destructeur : dégâts importants, 53 immeubles et maisons détruites
Sour en Ghouzlène	24/06/1910	30	6.4 à 6.6	Dégâts importants à El Euch, Tablat et Masqueray
Chlef (Orléansville-El Asnam)	09/09/1954	1243	6.7	Destructeur : 20000 habitations détruites
Bejaia	12/02/1960	264	5.6	1000 maisons détruites et 112 blessés
Chlef	10/10/1980	2633	7.3	8369 blessés, 348 portés disparus et 6.778.948 sinistrés et 70 % des habitations détruites
El-Afroun	31/10/1988	-	5.4	De nombreux dégâts (écoles, centre santé, habitations,..) plus de 500 familles sans abri, 3 blessés.
Ain Témouchent	22/12/1999	plusieurs	5.8	Dégâts matériels importants et la perte de plusieurs vies humaines
Zemmouri	21/05/2003	2278	6.8	Plusieurs milliers de blessés et des dégâts très importants dans plusieurs grandes villes
Laâlam (Kherrata)	20/03/2006	4	5.8	4 morts, 58 blessés et 140 habitations endommagées

Ayant pris conscience du risque sismique l'Algérie s'est alors munit d'un règlement parasismique pour atténuer les effets des séismes sur la stabilité des constructions.

2. Historique de la réglementation parasismique en Algérie :

Historiquement les premières mesures parasismiques sont celles prises par le Dey Ali Chaouch d'Alger, après le séisme d'Alger de 1716[15].

Les premières recommandations parasismiques dites « recommandations AS55 » après les mesures du Dey, ont été établies en 1954. En effet, la catastrophe d'Orléansville (1954) a conduit les autorités de l'époque à préconiser dès 1955 des recommandations techniques provisoires dans le but d'atténuer les effets des séismes sur la stabilité des constructions. Ces recommandations sont connues sous le nom ASS 55. A cette époque deux zones avaient été définies pour l'Algérie [26] :

-Zone A : Faible sismicité

-Zone B : Forte sismicité

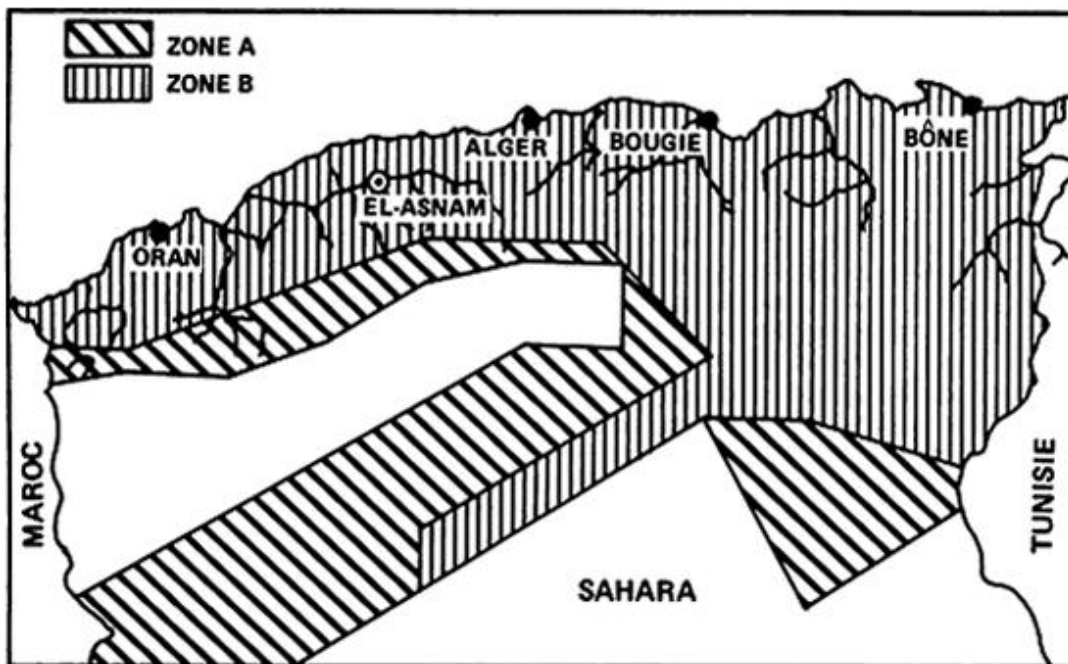


Figure I.1 : Carte de sismicité de l'Algérie issue des recommandations AS55[15]

Après le séisme d'Agadir (Maroc) en 1960, ont été élaborées les règles parasismiques PS 62/64. En 1969 Ces règles ont été transformées en Document Technique Unifié (DTU) : Les règles PS69, résultent d'un consensus entre les professionnels du bâtiment et les pouvoirs publics[16].

Mais l'expérience algérienne dans le domaine de la réduction du risque sismique a commencé après le tremblement de terre majeur d'El-Asnam du 10 Octobre 1980 qui a entraîné la mort de plus de 3000 personnes ; suite auquel la première version des règles parasismiques algériennes, RPA 81 a été promulgué, suivi par la mise à jour de 1983. Les RPA

81-version 1983 se basent sur la méthode statique équivalente pour le calcul de la force sismique. En 1988, une seconde modification fût apportée au RPA de l'époque ou la méthode d'analyse modale spectrale a été introduite comme annexe [27]. Le RPA 1988 se basait sur 2 méthodes de calcul : La méthode dynamique et la méthode statique équivalente. Parmi les particularités de cette version la classification des sols en 3 catégories : Sols fermes, sols meubles et les sols dangereux, la figure suivante montre la carte sismique qui caractérise ce règlement :

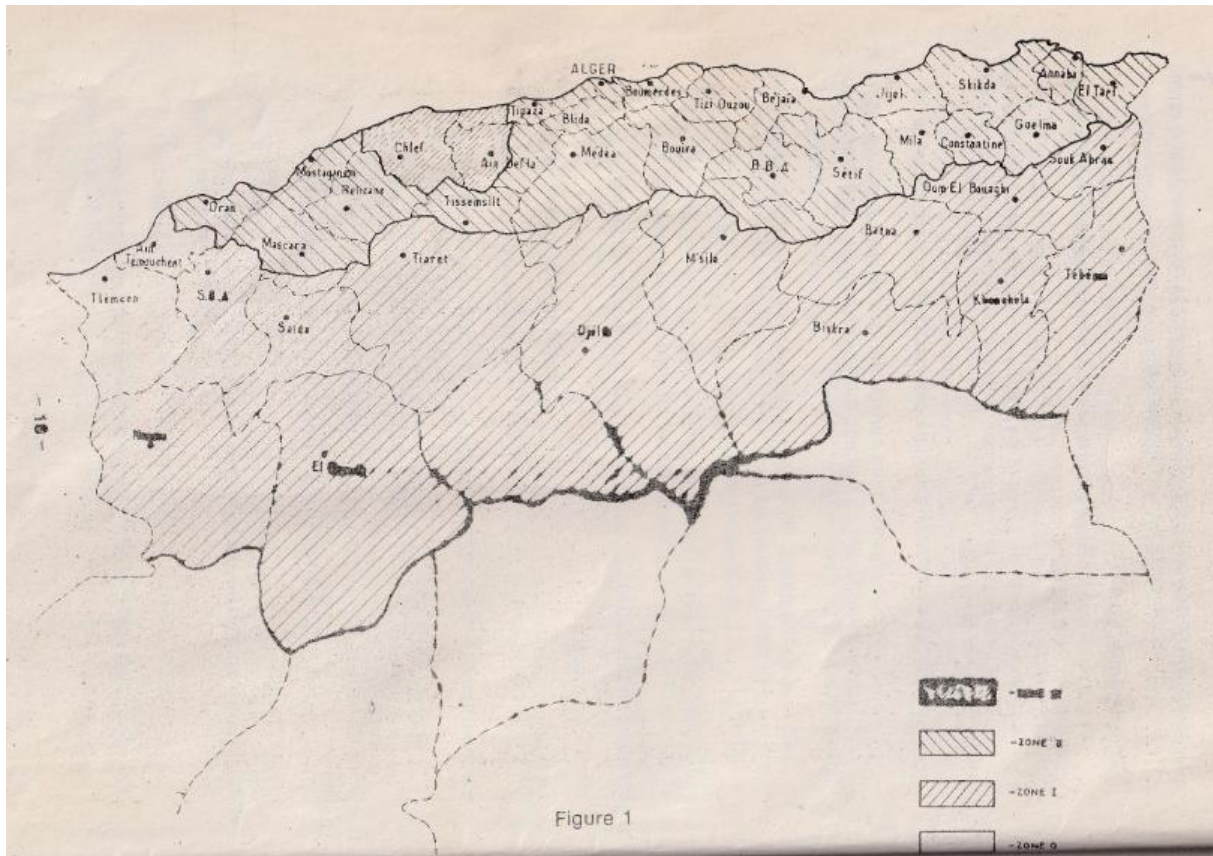


Figure I.2 : Carte sismique du RPA 1988[29].

Puis suite au séisme de AinTémouchent en 1999 le règlement algérien subit une actualisation donnant naissance au RPA 99, cette version bénéficia des grands progrès de la recherche dans ce domaine. Parmi les particularités de ce règlement le classement des sites en 4 catégories : site rocheux, site ferme, site meuble, site très meuble. Parmi les grands changements dans cette version, l'introduction d'une classification des ouvrages selon leur importance. Aussi une actualisation de la carte sismique a été faite (Ain Témouchent passe en zone II) comme montrée en figure (I.3).

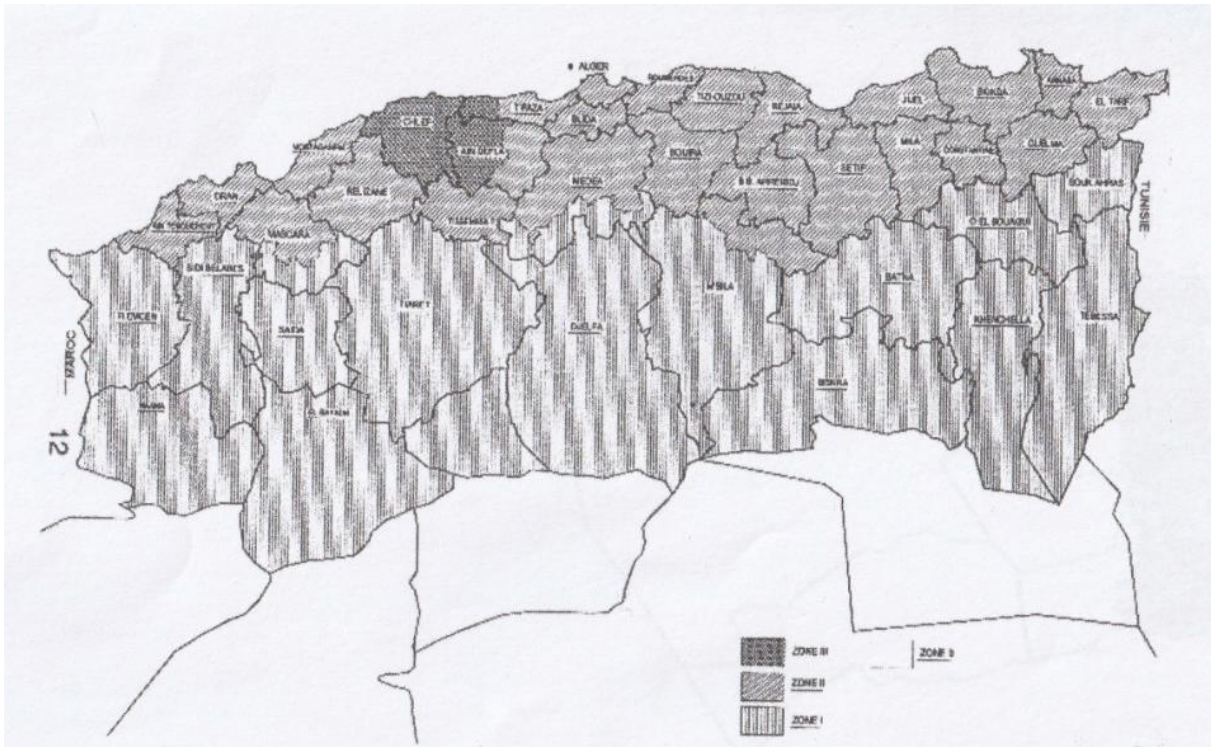


Figure I.3 : Carte sismique du RPA 1999 [47]

Suite au séisme de Boumerdès en 2003 un addenda fût ajouté au RPA 99 pour donner le règlement actuel RPA 99 version 2003. Parmi les mesures prises après le séisme de Boumerdès en 2003 ; le changement du zonage sismique ainsi que la mise en avant du système de contreventement mixte en portique et voile. En effet, durant ce séisme le système auto-stable a montré plusieurs lacunes, les autorités ont donc opté pour la l'interdiction de ce type de contreventement pour les structures élancées. Les structures mixtes ayant montré un bon comportement durant cette tragédie, la décision fût de recourir ausystème mixte portique/voile pour les bâtiments élancés. Outre le problème du système de contreventement il y a lieu de « pointer du doigt » les erreurs de conception et d'exécution,car pour arriver à une bonne conception parasismique des structuresil faut passer par plusieurs étapesà savoir :

1- Une bonne conception architecturale parasismique [28]:

- Implantation judicieuse sur site
- Architecture favorisant un bon comportement sous séisme

2-Application des règles parasismiques :

- Dispositions constructives parasismiques
- Dimensionnement « au séisme »

3- Exécution de qualité

- Matériaux de bonne qualité

- Travaux exécutés dans les règles de l'art

Parmi les cas de vulnérabilité qu'une structure peut présenter, il y a lieu de citer :

- Résonance
- Poteau court
- Etage souple
- Torsion
- Oscillations différentielles
- Effets de site

a. Résonance :

Lorsque le bâtiment et le sol vibrent à la même fréquence, les amplitudes d'oscillation augmentent rapidement et peuvent devenir fatales à la construction. Il se produit lorsque les fréquences propres du bâtiment et du sol sont les mêmes ou très proches [28].



Figure I.4 : Eglise détruite lors d'un séisme.

La figure I.2 montre l'église de Venelles, alors qu'elle était implantée sur un sol rocheux cette dernière a subi la résonance avec le sol. Le clocher plus flexible, a été moins sollicité il n'a pas subi de dommages bien qu'il soit moins résistant.

b- Niveau souple :

Les observations après les séismes ont montré que la présence de niveaux transparents ne comportant pas de panneaux de contreventement est une cause très fréquente d'effondrement des bâtiments. Ce problème se présente fréquemment dans les immeubles qui comportent des commerces ou des parkings en rez-de-chaussée et qui nécessitent de larges ouvertures pour leurs besoins d'exploitation ou de fonctionnement. Les déplacements

imposés par les tremblements de terre sont concentrés dans le niveau transparent car il est plus flexible.

Une des solutions préconisées pour ce genre de problème est soit la variation progressive de la rigidité du niveau transparent ou bien l'injection de contreventement de façade.



Figure I.5 : Image d'un immeuble présentant un étage souple ayant cédé suite à un séisme[30]

c- Poteau court :

On observe que les poteaux de faible longueur sont souvent endommagés lors de séismes violents. Etant plus rigides que les poteaux d'une hauteur d'étage, ils ne tolèrent pas toujours les déformations qui leur sont imposées. En raison de leur raideur, ils concentrent sur eux des charges sismiques importantes. Il s'agit de l'effet de poteau court [28].



Figure I.6: Cisaillement d'un poteau court (séisme d'Izmit, Turquie, 17 août 1999)

d- Torsion :

Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité. Elle a donc lieu quand les éléments de contreventement sont décentrés ou lorsque la configuration de l'ouvrage est à l'origine d'un excentrement de ses parties latéralement rigides. Dans ces cas, sous l'action de forces horizontales, l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical [25]



Figure I.7 : Dommages dus à la torsion du rez-de chaussée d'un immeuble (séisme Tokachi-Oki, Japon 1968) [31]

e- Oscillations différentielles :

Lorsque le plan du bâtiment est en forme de L, T ou X sans joints de dilatation ou de tassement, ou si l'ouvrage présente des étages en retrait, ses diverses parties oscillent d'une manière non synchronisée, allant parfois dans des sens contraires les unes par rapport aux autres. Dans les angles rentrants à la jonction des ailes ou de toute partie ayant une rigidité différente, les dommages sismiques sont souvent importants et les constructions s'effondrent parfois[28].



Figure I.8 : Dommages au niveau du minaret d'une mosquée à Zemmouri suite à une variation brutale de la rigidité [26].

f- Effets de site :

Les effets de site se traduisent fréquemment par une augmentation de l'amplitude des enregistrements de la secousse sismique et de sa durée. Ce phénomène peut être illustré en comparant les secousses sismiques enregistrées sur un sol dur (rocher) et sur un sol mou (alluvions) à proximité (Figure I.9). Les stations sont proches l'une de l'autre mais reposent sur des sols de nature différente : NBOR repose sur le rocher (sol dur) et NLIB est installé sur des sédiments (sol meuble) [32].

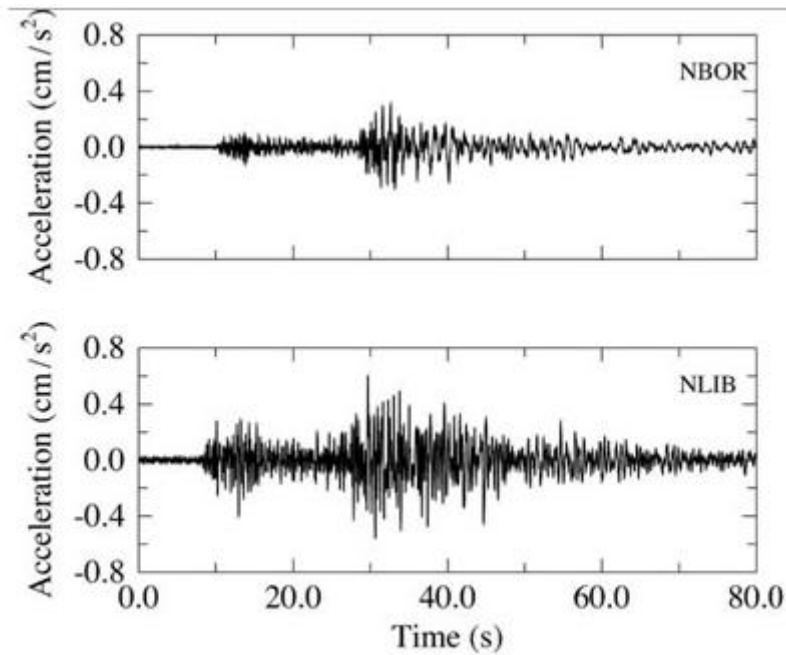


Figure I.9 : *Mouvements du sol enregistrés (exprimés en accélération) par deux stations sismologiques situées dans la région niçoise au cours du séisme de magnitude 5 du 21/08/2000 situé dans le Nord de l'Italie à 158 km de distance* [32].

3- Méthodes d'analyse du comportement des structures :

Le code parasismique algérien actuel s'appuie principalement sur deux méthodes pour le calcul de la réponse d'une structure soumise à une excitation sismique : La méthode statique équivalente et la méthode spectrale modale, or il existe plusieurs méthodes d'analyse du comportement des structures soumises à des accélérations sismiques. Il existe deux types de méthodes d'analyse :

- Méthodes d'analyse linéaires
- Méthodes d'analyse non-linéaires.

3.1- Méthodes d'analyse linéaires :

3.1.1- Méthode statique équivalente :

C'est la méthode d'analyse la plus simple, présente dans le RPA 99/2003, elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structural est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification [20].

3.1.2- Méthode modale spectrale :

C'est l'une des méthodes les plus répandues pour le calcul des systèmes élastiquement amortis. Elle consiste à décomposer un système à plusieurs degrés de liberté en un système composé de plusieurs systèmes à un seul degré de liberté. Ensuite les réponses des différents modes sont combinées en respectant des règles bien définies pour obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale [21].

3.1.3- Méthode d'analyse temporelle élastique :

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure c'est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère[20].

3.2-Méthodes d'analyse non-linéaires :

3.2.1- Méthode d'analyse dynamique non-linéaire :

Utilisée depuis 1977, cette méthode est considérée comme une amélioration de la méthode Push-Over. Elle consiste à soumettre une structure sous un ou plusieurs accélérogrammes. Son avantage principal c'est qu'elle considère les propriétés dynamiques de la structure et tient compte les modifications de la rigidité et de la période propre sous la sollicitation dynamique [22].

3.2.2- Analyse en poussée progressive (Push-Over)

C'est une méthode approximative dans laquelle la structure est soumise à des forces latérales uniformément croissantes sur toute la hauteur jusqu'à l'atteinte du déplacement cible. Un modèle de charge latérale prédéfinie est appliqué sur toute la hauteur du bâtiment. Ces forces latérales sont augmentées jusqu'à ce qu'apparaissent des rotules plastiques dans certains membres[23]. Le modèle structurel est alors modifié pour tenir compte de la rigidité réduite des membres et les forces latérales sont à nouveau augmentées jusqu'à ce qu'apparaissent des rotules plastiques supplémentaires. Le processus se poursuit jusqu'à ce que le déplacement cible soit atteint, ou la structure devienne instable [23].

3.2.3- Méthode d'analyse modale pushover :

Récemment développée, cette méthode est considérée comme une amélioration significative de l'analyse push over couramment utilisé, en prenant en compte la contribution des modes supérieurs à la réponse ou la distribution des forces d'inertie à cause de la dégradation de rigidité. La distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par cette méthode est généralement similaire aux résultats dits « exacts » obtenus à l'aide de l'analyse dynamique non-linéaire [49].

4- Historique des travaux consacrés à la recherche de la position des voiles :

Plusieurs études portant sur l'effet de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures ont été menées, à titre d'exemple on peut citer les études suivantes :

Belkheir M. A.[3] a traité l'étude de l'influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures par une analyse statique non-linéaire (Push-Over) en ayant recouru à divers règlements (RPA 99/2003, BAEL 91/99, ATC 40,..) et en utilisant le logiciel de calcul ETABS Version 9.2. L'étude portait sur 9 structures idéalisées à travées constantes et parfaitement symétrique et régulières en plan et en élévation.

Dans cette étude les poteaux et les poutres ont été modélisés comme des éléments élastique linéaire, dont le comportement plastique est introduit à travers des rotules plastiques au niveau des régions critiques. Les voiles ont été modélisés comme par un modèle poteau poutre équivalent, en introduisant des rotules plastiques dans les zones critiques susceptibles de se plastifier. Cette étude a fait varier la position des voiles dans toute la structure, en allant des façades jusqu'à se rapprocher du centre de masse de la structure.

Dans cette étude en utilisant des critères de comparaison telle que la demande en ductilité, raideur au point de performance, indice de dégradation. Il a été démontré qu'il valait mieux rapprocher les voiles du centre de gravité, contrairement à ce qui est conventionnellement préconisé. L'explication donnée à cela était le fait que rapprocher les voiles du centre de gravité de la structure, permettait aux voiles un pourcentage élevé de reprise des charges horizontales.

Nassima Souadji[5] aborde l'analyse statique non-linéaire des portiques auto-stables et mixtes en béton armé réalisée avec la méthode Push-Over, d'un bâtiment (R+8) doublement symétrique régulier en plan et en élévation, en ayant étudié 6 variantes différentes de dispositions de voiles en ayant fixé la quantité de béton. L'étude a pu démontrer notamment qu'un bon comportement élastique, ne signifiait pas forcément un bon comportement post-élastique de la structure. L'étude s'est faite avec le logiciel « SAP 2000 V14 », la modélisation des poteaux et des poutres a été réalisée avec des éléments « frame » avec introduction de rotules plastiques dans les zones critiques. Les voiles quant à eux ont été modélisés avec des éléments « shell » sans attribution de rotule particulière, mais en tenant compte du comportement non linéaire des matériaux béton – acier.

La disposition optimale trouvée était celle qui présentait un indice de dégradation très faible par rapport aux autres variantes étudiées, et donc celle qui présentait une perte de résistance la moins importante.

Ait Ramdane[6] étudie l'influence des murs de remplissage sur la performance sismique des structures, chose négligée par les ingénieurs lors de leurs calculs.

En faisant varier la résistance du mur de remplissage et leur épaisseur sur une structure en portique auto-stable (R+6) avec trois travées de même longueur, dans une zone de forte sismicité (Zone III selon le RPA 99/2003).

Il a été constaté une augmentation nette des caractéristiques générales du portique à l'état limite élastique ainsi qu'à l'état limite ultime, avec l'augmentation de la résistance de la brique utilisée pour la maçonnerie, contrairement aux déplacements latéraux où il s'est avéré que les déplacements diminuaient avec l'augmentation de la résistance de la brique.

Parmi les faits observés le changement du mécanisme de ruine en introduisant les murs de remplissage, ce dernier passe d'un mécanisme de ruine global pour un portique nu à un mécanisme de ruine d'étage, principalement dans les premiers niveaux et ce pour toutes les variantes de brique utilisées. La recommandation faite étant le passage à un autre système structural, à savoir l'introduction des voiles de contreventement ou l'utilisation d'un

matériau de faible résistance à la compression, permettant de réduire ainsi l'effort communiqué aux nœuds poteaux-poutres.

Belazouz Lynda[7] aborde une analyse statique non linéaire en poussée progressive, sur l'influence de la disposition optimale des voiles sur la performance sismique des structures. Où a été étudiée une structure idéalisée (R+6) régulière en plan et en élévation, dans une zone de haute sismicité (Zone III), son choix de la disposition optimale des voiles s'est orienté sur le comportement global de la structure, entre autre le mécanisme de ruine et le déplacement inter-étage, ainsi que le développement des contraintes dans les voiles.

La modélisation s'est faite avec le logiciel SAP2000, les poutres et les poteaux sont caractérisés par des lois de comportement non linéaire en flexion et en cisaillement ; les poutres sont modélisées par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacun de leurs extrémités, les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte de la loi de variation moment résistant de la section de béton armé du poteau en fonction de l'effort normal sollicitant.

En effet dans la variante optimale choisie les dommages étaient relativement limités en comparaison des autres variantes, malgré le fait que ces deux variantes ne présentaient pas les efforts tranchants maximums les plus importants. De plus, il a été constaté que la disposition optimale se trouvait au niveau des poteaux d'angle, comme préconisé par beaucoup d'ouvrages parasismiques.

Aashish Daga et al. [8] abordent une étude statique non-linéaire (Push-Over) sur la performance sismique d'une structure (R+15) régulière en plan et en élévation, dans le but de trouver la position optimale des voiles en adaptant 5 variantes de disposition de voiles en plus d'une variante autostable. Cette étude a été faite en utilisant le logiciel ETABS version 15.0.0. Dans cette étude, il a été noté que les déplacements étaient beaucoup plus élevés avant injection des voiles, de plus les dispositions optimales trouvées étaient celle où les voiles se trouvaient à la proximité du centre de gravité de la structure.

MD. Rokanuzzaman et al. [10] ont mené une étude sur l'influence de la disposition des murs de contreventement sur la performance des structures assujetties à des charges latérales (séisme, vent...). L'étude concernait une structure (R+15) régulière en plan et en élévation en utilisant le logiciel ETABS 9.6.0. Dans cette étude trois modèles ont été étudiés, un modèle sans voile un deuxième avec des voiles à la périphérie de la structure mais éloignés des poteaux d'angles et un dernier avec des voiles à la périphérie au niveau des poteaux d'angles. Les paramètres de comparaison sont les déplacements inter-étages et l'effort tranchant à la base, et ce en utilisant uniquement la méthode statique équivalente. Les résultats ont montré que la structure avec voiles au niveau de la périphérie, mais éloigné des angles avait un comportement dynamique meilleur que le modèle où les voiles ont été placés au niveau des poteaux d'angle.

Dhiraj.V. Narkhede et al.[11] a effectué une étude statique non-linéaire (Push-Over) sur la position optimale des voiles d'une structure (R+9), régulière en plan et en élévation en utilisant le logiciel SAP2000. Dans cette étude six variantes de dispositions ont été étudiées sur la base de l'effort tranchant à la base, déplacements inter-étages suivant les deux

directions horizontales au point de performance de la structure. L'étude a conclu que l'analyse statique non-linéaire permettait de mieux appréhender le comportement réel d'une structure, la disposition où les voiles sont proches du centre de gravité de la structure était la plus optimale en terme de déplacements inter-étages et d'effort tranchant à la base.

SaurabhMishara et al.[12] abordent une étude sur la disposition optimale des voiles pour une structure (R+20) irrégulière ayant une forme en H, étude réalisée avec la méthode d'analyse temporelle élastique avec le logiciel ETABS 2016. Cinq modèles différents ont été utilisés pour l'étude et la comparaison s'est faite sur la base des déplacements d'étages, les déplacements inter-étages suivant les 2 directions horizontales ainsi que les efforts de torsion qui se développent. Le règlement utilisé pour l'étude est l'IS 1893 :2002, suite aux résultats obtenus et après comparaison entre les variantes, une disposition optimale a été trouvée, cette variante possédait les déformations relatifs et absolus les moins importants suivant les 2 directions.

Archana J Satheeshet al.[13] ont effectué une analyse temporelle non-linéaire pour évaluer l'effet de torsion des structures ayant une excentricité suivant le règlement IS 1893 : 2002, ASCE 7-10 et FEMA 450. Pour cette étude une structure idéalisée en 3D (20 m x 20 m) avec des travées constantes de 4 m dans les deux directions X et Y, 18 modèles (dont un modèle en portique auto-stable) ont été utilisés, en variant les positions des voiles afin d'obtenir une certaine excentricité suivant X ou Y. De ces modèles 10 ont été choisis sur le critère de l'excentricité puis modélisés suivant 3 structures de 5,10 et 15 étages. La comparaison du comportement de ces structures a été faite sur la base de l'effort tranchant à la base, la période fondamentale, le déplacement inter-étages.

Les résultats ont montré que l'effort tranchant à la base diminuait avec l'introduction des voiles, mais augmentait avec l'augmentation de l'excentricité. La période fondamentale augmentait avec l'augmentation de l'excentricité, ainsi les structures ayant une disposition symétrique des voiles avaient les périodes fondamentales les plus basses. Les déplacements inter-étages des structures présentant une certaine excentricité, sont plus élevés que ceux observés dans les structures symétriques.

ShaikAbdulla et al.[17] ont mené une étude sur l'influence de la position et la forme des voiles sur une structure (R+20) de forme irrégulière en « L » avec 3 méthodes différentes (analyse temporelle, méthode statique équivalente, méthode spectrale modale), cette étude a été réalisée avec le logiciel ETABS. Dans l'étude huit modèles sont étudiés dont deux structures auto-stables ; l'une sans remplissage en maçonnerie et une avec remplissage en maçonnerie, et 6 autres avec différentes dispositions de voiles ayant des formes diverses et variées.

Parmi les conclusions tirées de cette étude, la position et la forme des voiles ont une influence considérable sur la période fondamentale de la structure, l'effort tranchant à la base augmenterait avec l'introduction des voiles dû à l'augmentation du poids de la structure. Il a été conclu que c'était la méthode d'analyse temporelle qui donnait les valeurs de l'effort tranchant à la base les plus élevées, et ce dans tous les modèles étudiés.

L'introduction des voiles permet entre autre de réduire les déplacements d'étages, car l'introduction de ces derniers a permis l'augmentation de la rigidité de la structure.

M.Hamizi et al.[9] Ont mené une étude dans le but d'évaluer la performance sismique des structures existantes à travers une méthode statique non linéaire (itérative et non itérative). L'analyse a été réalisée avec le logiciel ETABS en deux temps, avant et après confortement de la structure et ce par injection de voiles de contreventement. L'analyse a été appliquée à un bâtiment (R+5) à ossature en portique auto-stable en béton armé implantée dans une zone de moyenne sismicité. Il ressort de cette analyse une amélioration du comportement du bâtiment après confortement et une augmentation appréciable de la capacité portante du bâtiment soumis à des accélérations modérées.

5- Problématique et objectif de notre travail :

Depuis le séisme de Boumerdès les structures mixtes ont été mises en avant et imposées aux structures élancées, le problème étant qu'il n'existe aucune note concernant le nombre ou la position des voiles de contreventement. Concernant le nombre, il dépend de la rigidité de la structure c'est-à-dire que le nombre de voiles doit être suffisant pour donner à la structure une rigidité nécessaire pour limiter les déformations, concernant la position des voiles la question reste en suspens. Or le choix de la disposition optimale des voiles est un choix crucial dans le comportement et la performance sismique des structures, dans notre réglementation actuelle le calcul se fait uniquement dans le domaine élastique, or en cas de séisme majeur notamment dans les zones à forte sismicité, la structure peut être poussée jusqu'au domaine post-élastique où le comportement de la structure diffère.

Le travail effectué dans ce mémoire consiste à étudier l'influence de la position des voiles sur le comportement d'une structure dans le domaine linéaire dans un premier temps en choisissant des dispositions aux voiles puis à étudier la disposition optimale selon deux méthodes. La première méthode est un système de notation qui donnera la variante ayant le meilleur comportement dynamique ainsi que les efforts les plus réduits, cette dernière sera considérée comme la variante la plus optimale.

Une deuxième méthode (toujours dans le domaine linéaire) qui est l'étude technico-économique qui va permettre de donner la quantité de ferrailage pour chacune des variantes choisies, la disposition optimale sera celle qui donnera la quantité de ferrailage minimale et donc celle qui permettra de concilier au mieux entre sécurité et économie.

Dans la deuxième partie du travail l'étude se fera dans le domaine non-linéaire en utilisant la méthode par poussée progressive (push-over) pour chacune des variantes choisies ensuite une comparaison sera faite selon plusieurs critères (Effort tranchant à la base, demande en ductilité, raideur de la structure au point de performance, ...) puis un choix sera fait concernant la disposition optimale. Et enfin une comparaison entre les différentes dispositions optimales choisies dans les deux domaines (linéaire et non-linéaire).

1- Présentation et caractéristiques de l'ouvrage :

1.1- Plans d'architecture de l'ouvrage :

Les plans architecturaux sont indiqués en Annexe.

1.2-Description de l'ouvrage :

La structure est un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, cette structure est classée comme ouvrage courant ou d'importance moyenne (Groupe 2) (Article 3.2 du R.P.A/modifié 2003) [2]. Elle est implantée à Alger, classée comme zone à sismicité élevée (Zone III) (Annexe I du RPA 99/modifié 2003) [2].

1.3- Dimensions de l'ouvrage :

Longueur totale : 23.30 m

Largeur totale : 21.80 m

Hauteur totale : 28,56 m

Hauteur du RDC : 3,06 m

Hauteur étage courant : 3,06 m

La structure est irrégulière en plan. En effet, l'article 3.5.1 du RPA 99/2003 [2] exige pour que la structure soit régulière en plan : « La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction »

Dans la direction x, la structure présente 2 parties saillantes de 2.31m chacune devant une dimension de 23.3m, ce qui donne 19.82%. Elle est donc régulière en plan suivant x.

Dans la direction y, la structure présente 2 parties saillantes de 6.32m et de 4.91m devant une dimension de 21.8m, ce qui représente 51.5%. Elle est donc irrégulière en plan suivant y.

Concernant la régularité en élévation, les 3 conditions énumérées dans l'article 3.5.1 (c'est-à-dire b1, b2, b3) sont respectées donc on peut dire que la structure est régulière en élévation.

1.4- Règlements utilisés :

Les règlements utilisés lors de notre étude :

-Règles parasismiques Algériennes (RPA 99/ version 2003) [2].

-Règles Techniques Règlementaires (DTR B.C 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation [19].

-Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99) [18].

1.5- Eléments composants la structure :

a. L'ossature :

Elle est constituée de portiques (poteaux et poutres) en béton armé associés à des voiles de contreventement.

b. Les planchers :

Aire généralement plane destinée à limiter les étages et à assurer l'isolation thermique et phonique. On distingue deux types :

- Planchers en corps creux :

Constitués de corps creux, poutrelles préfabriqués et d'une dalle de compression

- Planchers en dalle pleine :

Prévues lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux et pour les consoles.

c. Voiles de contreventement :

Éléments verticaux en béton armé, destinés à reprendre les charges horizontales dues au séisme et une partie des charges verticales.

d. La maçonnerie :

-Les murs extérieurs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm et d'une lame d'air de 5cm.

-Les murs intérieurs (ou de séparation) sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

e. L'escalier :

Élément constitué d'une suite régulière de marches, permettent de se déplacer d'un étage à un autre.

f. Les balcons :

Réalisés en dalle pleine.

g. Les revêtements :

Revêtement horizontale : En plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.

Revêtement vertical : En mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les salles d'eau.

h. La cage d'ascenseur :

Une cage d'ascenseur a été incorporé dans la structure.

i. L'acrotère :

Élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm.

j. Les fondations :

Elles transmettent les charges engendrées par la superstructure au sol. Elles sont divisées en trois catégories (fondations superficielles, semi-profondes et profondes). En général, dans le bâtiment, les fondations utilisées sont les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes ou radier général).

1.6- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.6.1- Le béton :

Le béton est un matériau hétérogène composé de granulats (sable et gravier) et de ciment, de ciment (liant hydraulique), d'eau de gâchage et d'adjuvants (dans certains cas). Fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et atteint la quasi-totalité de sa résistance à 28 jours, ce qui permet la réalisation de formes architecturales extrêmement variées. En raison de sa faible résistance à la traction, il est souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « Béton armé »

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifiées 99 et du RPA 99 version 2003, elle sera déterminée en la laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique souhaitée.

a. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Elle varie en fonction du diamètre des granulats, du dosage en ciment et de la qualité de l'eau de gâchage.

Cette résistance caractéristique à la compression (f_{c28}) est déterminée après plusieurs essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées d'une hauteur de 32 cm et d'un diamètre de 16 cm.

L'article A.2.1,11 du BAEL 91 modifié 99 [18] indique :

Pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 28$ jours : Elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{cj} = f_{28}$$

Pour l'étude du projet, la valeur de f_{c28} sera prise : **$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$**

b. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.06 f_{cj} + 0.6 \quad (\text{Art. A.2.1, 12 BAEL 91 modifié 99}) \mathbf{[18]}$$

Ou : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ce qui donne : $f_{t28} = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$.

c. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité représente le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation engendrée. On distingue deux modules de déformation :

c.1. Module d'élasticité longitudinale :

Selon la durée d'application des contraintes normales, on distingue deux types de modules de déformation longitudinaux

c.1.a. Module de déformation longitudinale instantanée :

D'après l'article A.2.1,21 du BAEL 91 **[18]**, lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ [MPa]}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $E_{ij} = \mathbf{32164.20 \text{ MPa}}$

c.1.b. Module de déformation longitudinale différée :

D'après l'article A.2.1,22 du BAEL 91 **[18]**, lorsque les contraintes appliquées sont de longue durée, le module de déformation longitudinale différée du béton (E_{vj}) est égal à :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ [MPa]}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $E_{vj} = \mathbf{10819 \text{ MPa}}$

c.2. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est de :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

E : Module de Young

ν : Coefficient de poisson

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

Les valeurs du coefficient de poisson sont données par l'article A.2.1,3 du BAEL 91 **[18]** :

$\nu = 0$ pour un calcul à l'ELU

$\nu = 0.2$ pour un calcul à l'ELS

1.6.2- L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone (en faible pourcentage), il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul. Sa bonne adhérence au béton en constitue un matériau homogène. Les aciers sont distingués par leur nuances et leurs états de surface. En général trois types sont utilisés :

Les ronds lisses (RL)

Les aciers haute adhérence (HA)

Les treillis soudés (TS)

Dans le cas de ce projet les types d'acier utilisés sont les suivants :

- Aciers ronds lisses FeE235, dont la limite d'élasticité $f_e = 235$ MPa.
- Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.
- Treillis soudé TS 520 ($\phi \geq 6$ mm), dont la limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa.

a. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est donné par l'article A.2.2,1 du BAEL 91 [18], elle équivaut à $E = 200000$ MPa, elle est constante pour toutes les nuances d'acier.

b. Contrainte limite de l'acier :

b.1. Contrainte limite ultime :

La contrainte limite ultime de déformation est donnée par l'article A.4.3,2 du BAEL 91 [18] :

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité qui vaut :

$\gamma_s = 1.15$ en situation courante

$\gamma_s = 1.00$ en situation accidentelle

Les résultats de $\overline{\sigma_{st}}$ pour les aciers utilisés dans ce projet sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1 : Contraintes limites de l'acier

Nuances	Situation courante ($\gamma_s = 1.15$)	Situation accidentelle ($\gamma_s = 1.00$)
$f_e = 235$ MPa	$\overline{\sigma_{st}} = 204.35$ MPa	$\overline{\sigma_{st}} = 235$ MPa

$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{st}} = 347.83 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{st}} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{st}} = 452.17 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{st}} = 520 \text{ MPa}$

1.6.3- Protection des armatures :

Afin de protéger les aciers de la corrosion, il est nécessaire de les enrober d'une épaisseur de béton suffisante appelée « enrobage (c) ». Cet enrobage est donné par l'article A.7.1 du BAEL 91 [18] en fonction du milieu d'implantation de l'ouvrage et doit être au moins égal à :

- . 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressifs.
- . 3 cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises à des actions agressives, ou des intempéries, ou des condensations, ou au contact d'un liquide.
- . 1cm pour les parois situées dans les locaux couverts ou clos non exposées aux condensations.

2- Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

2.1- Plancher :

L'épaisseur (h_t) est déterminée à partir de la condition de la flèche (Art. B.6.8,424 du BAEL 91 révisé 99) [18]

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad ==> \quad h_t \geq \frac{l}{22,5}$$

Où :

h_t : Hauteur du plancher

l : Portée maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

Avec : $l = L - b$

L : Distance entre axes des poteaux.

b : Largeur du poteau, elle est prise égale à 30 cm d'après les exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99/modifié 2003 [2](Zone III)

Donc:

$$l = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{320}{22,5} = 14,22 \text{ cm}$$

D'où: $h_t = 20 \text{ cm}$.

$h_t = 20 \text{ cm}$, soit :

- 16 cm pour l'épaisseur du corps creux.

- 4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

2.2- Pré-dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres sont déterminées en fonction de leur portée. Elles sont dimensionnées suivant le BAEL 91 révisé 99 comme suit :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L_{max} : Longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis

Les dimensions choisies (b et h) doivent satisfaire les exigences de l'article 7.5.1 du R.P.A/version 2003 [2], qui sont les suivantes :

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

2.2.1- Poutres principales :

- **Hauteur :**

$$L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\text{D'où: } 24,66 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm} \implies h = 35 \text{ cm}$$

- **Largeur:**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$\text{D'où: } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \implies b = 30 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

2.2.2-Poutres secondaires :

- **Hauteur :**

$$L_{max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

$$\text{D'où: } 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm} \implies h = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

- **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

D'où: $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \implies b = 30 \text{ cm}$
 $0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$

2.2.3- Vérification des exigences de l'article 7.5.1 du R.P.A /2003 [2] :

Tableau II.2 : Vérification des conditions RPA pour les poutres

Conditions	Poutres principales (cm)	Poutres secondaires (cm)	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	30	Ok
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	Ok
$\frac{h}{b} \leq 4$	1,75	1,5	Ok

Finalement les dimensions des poutres sont :

- Poutres principales : $35 \times 30 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $30 \times 30 \text{ cm}^2$

2.2.4- Pré-dimensionnement des voiles :

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99/2003 [2], un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieure à sa largeur ($l \geq 4a$), d'après le même article l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

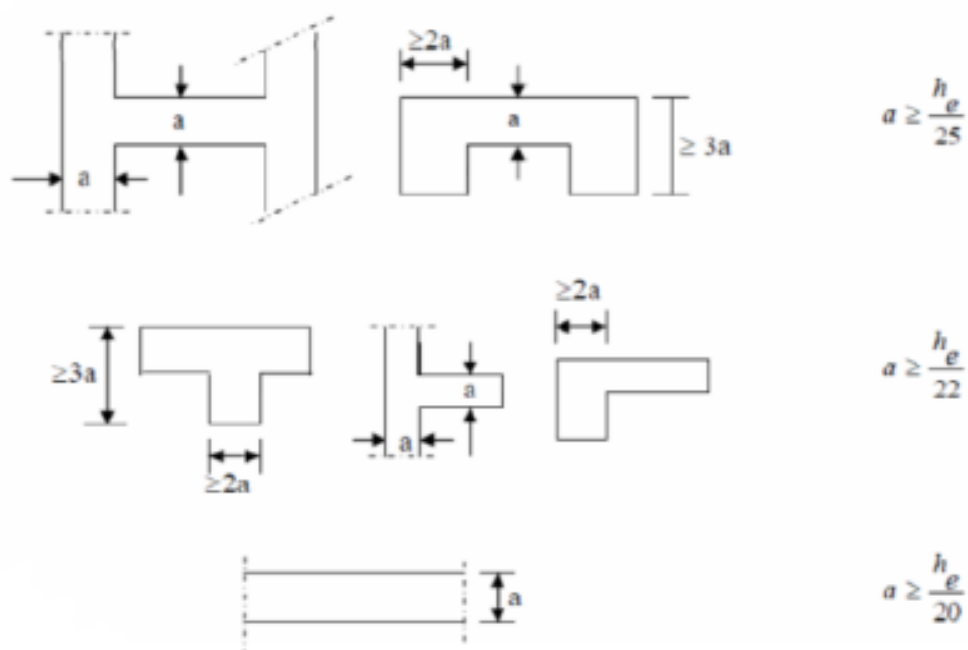


Figure II.1 : Coupe de voiles en plan

La hauteur d'étage est de 3,06m (constante sur tous les niveaux).

Donc: $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$.

D'où : $a \geq \frac{h_e}{25} = 10.84 \text{ cm}$

Et : $a \geq \frac{h_e}{22} = 12.32 \text{ cm}$

Finalement, l'épaisseur adoptée pour les voiles est de : 20 cm.

2.2.5- Pré-dimensionnement des dalles pleines

Balcons :

L'épaisseur h_t est déterminée à partir de la condition de la flèche (Article BAEL 91/Art. B.6.5,1) :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow h \geq \frac{l}{16} = \frac{149}{16} = 9.31 \text{ cm}$$

L'épaisseur adoptée pour les dalles des balcons est de : 15 cm.

2.2.6- Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en effectuant une décente de charges suivant le poteau le plus sollicité et en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G + Q$

2.2.6.1- Détermination des charges et surcharges :

Les charges permanentes G et surcharges d'exploitation Q sont déduites du DTR B.C. 2.2 [19]

1.a- Charges permanentes :

1. Les planchers :

1.1. Planchers en corps creux :

1.1.a- Plancher terrasse (inaccessible) :

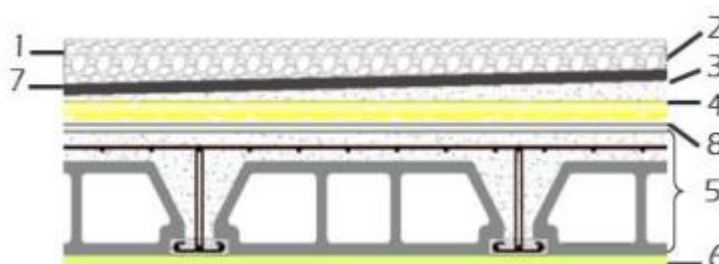


Figure II.2 : Coupe d'un plancher terrasse en corps creux (inaccessible)

Tableau II.3 : Récapitulatif des charges du plancher terrasse en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1. Protection en gravillon	5	20	1.00
2. Etanchéité multicouche	5	2	0.10
3. Forme de pente 1%	10	22	2.2
4. Isolation thermique	4	4	0.16

5. Dalle en corps creux	16+4	14	2.85
6. Enduit plâtre	2	10	0.2
7. Couche de papier Kraft	-	-	0.01
8. Couche de par vapeur	-	-	0.01
$\sum G_i$			6.53

1.1.b- Plancher étage courant :

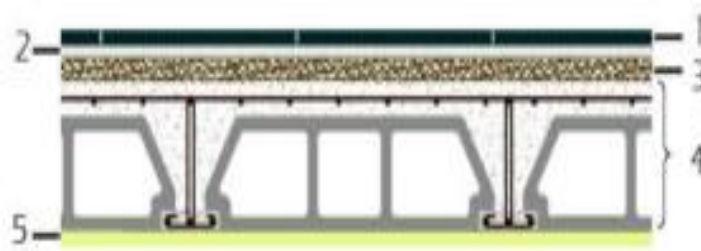


Figure II.3 : Coupe du plancher de l'étage courant en corps creux.

Tableau II.4 : Récapitulatif des charges du plancher étage courant en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2. Mortier de pose	2	20	0.40
3. Lit de sable	3	18	0.54
4. Plancher en corps creux	16+4	14	2.85
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2
6. Cloison de séparation	10	10	1.00
$\sum G_i$			5.43

1.2- Planchers en dalle pleine :

1.2.a- Plancher terrasse (inaccessible) :

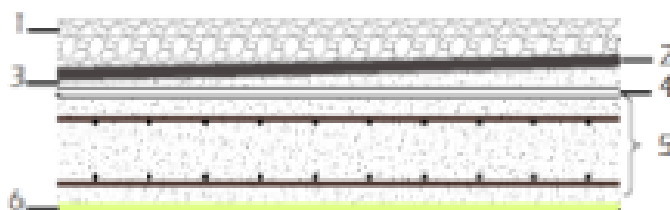


Figure II.4 : Coupe du plancher terrasse en dalle pleine.

Tableau II.5 : Récapitulatif des charges du plancher terrasse en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1. Protection en gravillon	5	20	1.00
2. Etanchéité multicouche	5	2	0.10
3. Forme de pente 1%	10	22	2.2
4. Isolation thermique	4	4	0.16
5. Dalle pleine	20	25	5
6. Enduit plâtre	2	10	0.2
$\sum G_i$			8.66

1.2.b- Plancher étage courant :

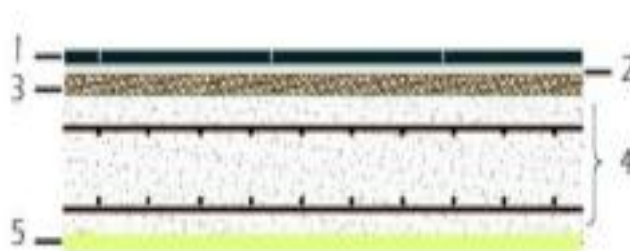


Figure II.5 : Coupe plancher étage courant en dalle pleine

Tableau II.6 : Récapitulatif des charges du plancher étage courant en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2. Mortier de pose	2	20	0.40
3. Lit de sable	3	18	0.54
4. Dalle pleine	15	25	3.75
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2
6. Cloison de séparation	10	10	1.00
$\sum G_i$			6.33

2- Les balcons :

2.1- Balcons terrasse :

Tableau II.7 : Récapitulatif des charges du plancher terrasse en dalle pleine (Ascenseur)

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1. Protection en gravillon	5	20	1.00
2. Etanchéité multicouche	5	2	0.10
3. Forme de pente 1%	10	22	2.2
4. Isolation thermique	4	4	0.16
5. Dalle pleine	15	25	3.75
6. Enduit plâtre	2	10	0.2
$\sum G_i$			7.41

2.2- Balcons étages courants :

Tableau II.8 : Récapitulatif des charges du plancher étage courant en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2. Mortier de pose	2	20	0.40
3. Lit de sable	3	18	0.54
4. Dalle pleine	15	25	5
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2
6. Cloison de séparation	10	10	1.00
$\sum G_i$			6.33

3- Les maçonneries :

3.1- Murs extérieurs :

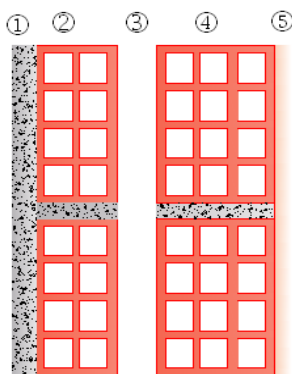


Figure II.6 : Schéma de la cloison extérieure en maçonnerie

Tableau II.9 : Détermination du poids propre des murs extérieurs.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1. Enduit au mortier de ciment	3	18	0.54
2. Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0.90
3. Cloison en briques creuses 12 trous	15	-	1.30
4. Lambe d'air	5	-	-
5. Enduit de plâtre	2	10	0.20
$\sum G_i$			2.94

Remarques :

- La charge des cloisons intérieures est donnée par mètre carré de surface horizontale
- La charge des cloisons extérieures est donnée par mètre carré de surface verticale.

Tableau II.10 : Résumé de toutes les charges permanentes

Elément	Charge permanente (kN/m ²)
Plancher corps creux	-
1. Plancher terrasse	6.53
2. Plancher étage courant	5.43
Plancher en dalle pleine	-

1. Plancher terrasse (inaccessible)	8.66
2. Plancher étage courant (habitation)	7.58
Balcons	-
1. Balcon terrasse	7.41
2. Balcon étage courant	5.33
Maçonnerie	-
Murs extérieurs	2.36

Remarque :

Le poids propre est représenté par une valeur caractéristique unique, et calculé sur la base des dimensions nominales et des valeurs caractéristiques des poids volumiques correspondant.

1.b- Surcharges d'exploitation :

Tableau II.11 : Valeurs des charges d'exploitation

Elément	Charge d'exploitation (kN/m ²)
Plancher terrasse (inaccessible)	1.00
Plancher étage courant (habitation)	1.50
Balcons	3.50
Escalier	2.50

2.2.6.2- Descente de charges :

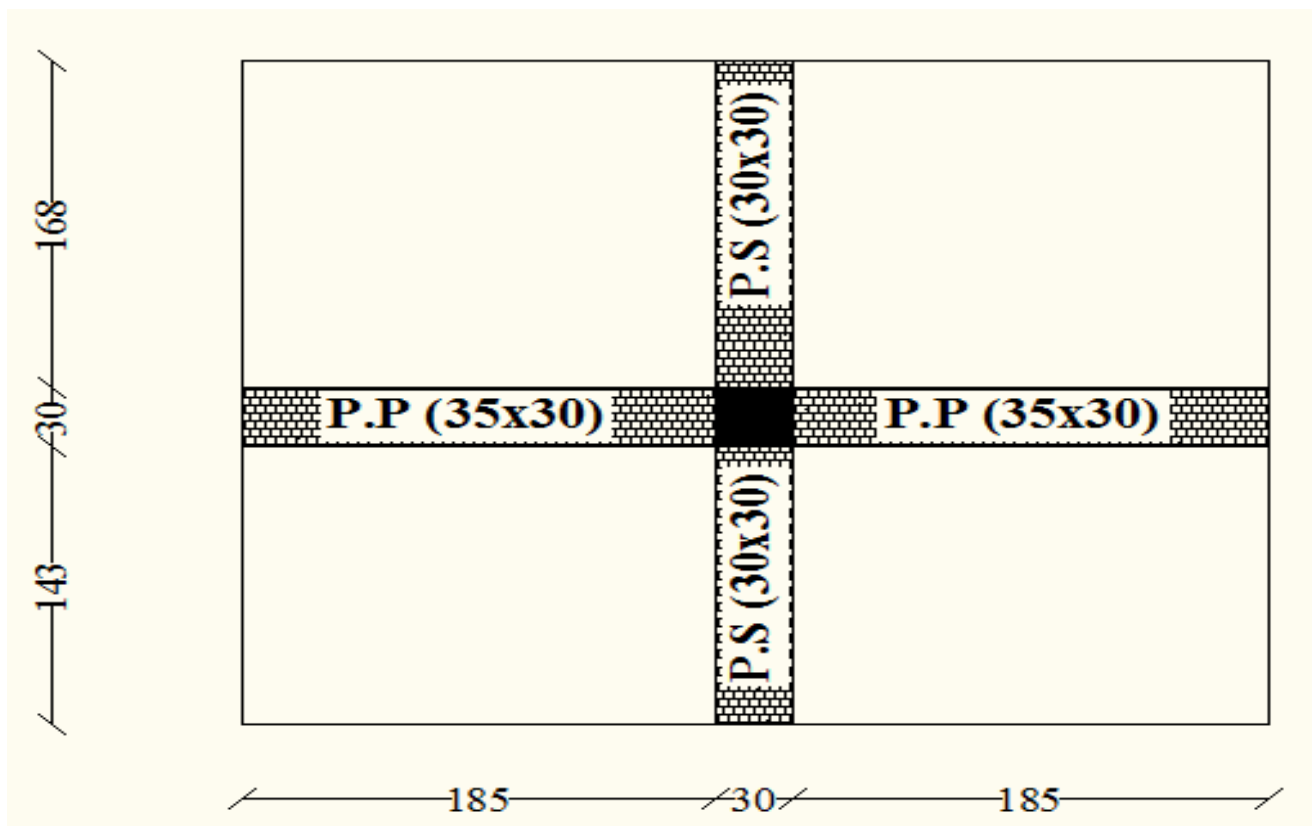


Figure II.7 : Surface d'influence du poteau (C15) le plus sollicité

a- Poids propre des éléments :

a.1- Planchers :

Plancher terrasse : $G_{pl,t} = 2 \times [(1.68 \times 1.85) + (1.43 \times 1.85)] \times 6.53 = 75.14 \text{ kN}$.

Plancher courant : $G_{pl,c} = 2 \times [(1.68 \times 1.85) + (1.43 \times 1.85)] \times 5.43 = 62.48 \text{ kN}$.

a.2- Poutres :

Poutres principales : $G_{p,p} = 0.35 \times 0.30 \times 3.70 \times 25 = 9.72 \text{ kN}$.

Poutres secondaires : $G_{p,s} = 0.30 \times 0.30 \times 3.41 \times 25 = 7.67 \text{ kN}$

a.3- Poteaux :

Poids propre des poteaux : $G_{pt} = (3.06 - 0.35) \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 6.10 \text{ kN}$.

b- Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible : $Q_T = Q_o = (4 \times 3.41) \times 1 = 16 \text{ kN}$.

Etage courant : $Q_{et} = Q = (4 \times 3.41) - (0.3)^2 \times 1.5 = 23,865 \text{ kN}$.

2.2.6.3- Loi de dégression :

La loi de dégression des surcharges d'exploitation s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Coefficients de dégression des surcharges :

Tableau II.12 : Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	8 ^{ème}	7 ^{ème}	6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC
Coefficient	1	1	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.50	0.50

Surcharges cumulées Q_n :

Tableau II.13 : Dégression des surcharges

Niveau	Opération	Résultat (kN) :
8 ^{ème}	$Q_0 = 16 \times 1$	16
7 ^{ème}	$Q_0 + Q = 16 + 17.865$	33.865
6 ^{ème}	$Q_0 + 1.9 Q = 16 + 1.9 (23,865)$	61.3435
5 ^{ème}	$Q_0 + 2.7 Q = 16 + 2.7(23,865)$	80.4355
4 ^{ème}	$Q_0 + 3.4 Q = 16 + 3.4 (23,865)$	97.141
3 ^{ème}	$Q_0 + 4Q = 16 + 4 (23,865)$	111.46
2 ^{ème}	$Q_0 + 4.5 Q = 16 + 4.5(23,865)$	123.3925
1 ^{er}	$Q_0 + 5 Q = 16 + 5(23,865)$	135.325
RDC	$Q_0 + 5.5Q = 16 + 5.5(23,865)$	147.2575

Tableau II.14 : Récapitulatif de la descente de charges

Niveaux	Charges permanentes [kN]				Surcharges [kN]		Efforts normaux [kN]	Sections [cm ²]		
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G	G _{cumulé}	Q _{cumulé}		$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	sections adoptées	Sect. Apresdimension en capacité

8 ^{ème}	75.14	6.10	17.4	98.52	98.52	16	114.52	76.35	30x30	35x35
7 ^{ème}	62.48	6.10	17.4	85.86	184.38	33.865	218.245	145.5	30x30	35x35
6 ^{ème}	62.48	6.10	17.4	85.86	270.24	61.3435	331.584	221.056	30x30	40x40
5 ^{ème}	62.48	6.10	17.4	85.86	356.1	80.4355	436.54	291.03	30x30	40x40
4 ^{ème}	62.48	6.10	17.4	85.86	441.96	97.141	539.101	359.4	30x30	40x40
3 ^{ème}	62.48	6.10	17.4	85.86	527.82	111.46	639.28	426.19	30x30	40x40
2 ^{ème}	62.48	6.10	17.4	85.86	613.68	123.3925	737.07	491.38	30x30	45x45
1 ^{er}	62.48	6.10	17.4	85.86	699.54	135.325	834.865	556.58	30x30	45x45
RDC	62.48	6.10	17.4	85.86	785.4	147.2575	932.66	621.77	30x30	45x45

2.2.6.4- Vérifications :

1- Vérification des dimensions des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant :

Un des principes primordiaux qu'il faut respecter dans les ossatures en portique c'est le principe du « poteau fort – poutre faible », il faut avoir une plus grande rigidité des poteaux dans les deux directions en plan sans encombrement architectural [24].

Les rotules plastiques doivent se former dans les poutres et non pas dans les poteaux, sauf aux pieds des poteaux à la base de l'ossature et en partie supérieure des poteaux sous plancher supérieur (toiture en charpente) des bâtiments multi-étages et dans les bâtiments à un seul étage.

La condition de résistance exigée par le RPA 99 version 2003 (Art. 7.6.2) :

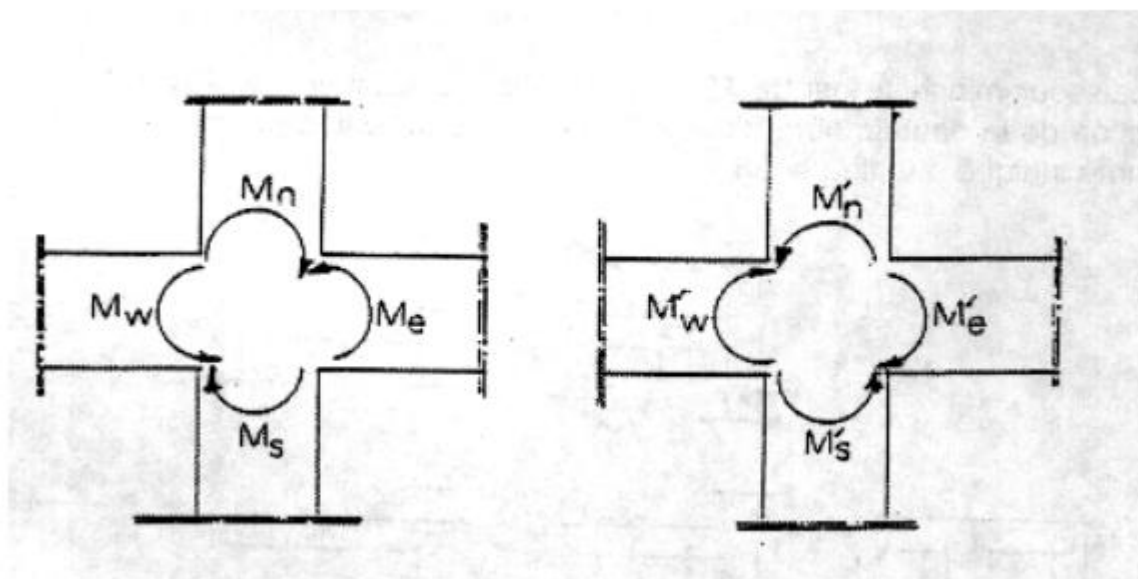


Figure II.8 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau [2]

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

$$\text{On a : } \sigma = \frac{M}{I} x \frac{h}{2} \implies M = \frac{2 \sigma I}{h}$$

σ : Contrainte en flexion simple, contrainte à laquelle la poutre et le poteau sont soumis.

En remplaçant les valeurs des moments dans la condition précédente, on obtient alors :

$$|I_n| + |I_s| \times \frac{2\sigma}{h} \geq 1.25 (|I_w| + |I_e|) \frac{2\sigma}{h}$$

Après simplification on aura :

$$|I_n| + |I_s| \times \frac{1}{h_{poteau}} \geq 1.25 (|I_w| + |I_e|) \frac{1}{h_{poutre}}$$

Pour les nœuds intérieurs ; il y a 2 poutres et 2 poteaux pour chaque nœud du portique.

$$|I_n| + |I_s| \times \frac{1}{h_{poteau}} \geq 1.25 (|I_w| + |I_e|) \frac{1}{h_{poutre}}$$

Pour les nœuds extérieurs (au niveau des angles) ; il y a une poutre et 2 poteaux pour chaque nœud du portique :

$$\text{soit : } |I_n| + |I_s| \times \frac{1}{h_{poteau}} \geq 1.25 (|I_w|) \frac{1}{h_{poutre}}$$

$$\text{ou bien : } |I_n| + |I_s| \times \frac{1}{h_{poteau}} \geq 1.25 (|I_e|) \frac{1}{h_{poutre}}$$

Ces derniers sont moins exigeant par rapport aux nœuds intérieurs :

Si : $|I_n| + |I_s| \times \frac{1}{h_{poteau}} \geq 1.25 (|I_w| + |I_e|) \frac{1}{h_{poutre}}$ est vérifiée alors :

$$|I_n| + |I_s| \times \frac{1}{h_{poteau}} \geq 1.25 (|I_w|) \frac{1}{h_{poutre}} \text{ ou } |I_n| + |I_s| \times \frac{1}{h_{poteau}} \geq 1.25 (|I_e|) \frac{1}{h_{poutre}}$$

Sera vérifiée.

Tableau II.15 : Vérification du principe poteau fort – poutre faible

Portique intérieur // à X : (poutre principale)	Portique intérieur // à Y : (poutre secondaire)
$ I_n + I_s \times \frac{1}{h_{poteau}} \geq 1.25 (I_w + I_e) \frac{1}{h_{poutre}}$ $\frac{b \cdot h^2}{12} + \frac{b \cdot h^2}{12} \geq 1.25 (2 \cdot \frac{b \cdot x h^2}{12})$ <p>on suppose $b = h \implies h \geq (1.25 \times b_{pp} \times h_{pp}^2)^{1/3}$ $\implies h \geq (1.25 \times b_{pp} \times h_{pp}^2)^{1/3}$ $\implies h \geq (1.25 \times 30 \times (35)^2)^{1/3}$ $\implies h \geq 35.81 \text{ cm}$</p>	$ I_n + I_s \times \frac{1}{h_{poteau}} \geq 1.25 (I_w + I_e) \frac{1}{h_{poutre}}$ $\frac{b \cdot h^2}{12} + \frac{b \cdot h^2}{12} \geq 1.25 (2 \cdot \frac{b \cdot x h^2}{12})$ <p>on suppose $b = h \implies h \geq (1.25 \times b_{pp} \times h_{pp}^2)^{1/3}$ $\implies h \geq (1.25 \times b_{pp} \times h_{pp}^2)^{1/3}$ $\implies h \geq (1.25 \times 30 \times (30)^2)^{1/3}$ $\implies h \geq 32.31 \text{ cm}$</p>

2- Vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres :

Tableau II.16 : Vérification des sections des poteaux et poutres

	Moments d'inerties (cm ⁴)	Niveaux			
		RDC - 1	2 - 3	4 - 6	7 - 8
Poteaux	Section (cm ²)	30x30	30x30	30x30	30x30
	I _s (10 ³)	67.500	67.500	67.500	67.500
	I _n (10 ³)	67.500	67.500	67.500	67.500
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc}$ (10 ³)	2.604	2.604	2.604	2.604
Poutres principales	Section (cm ²)	35x30	35x30	35x30	35x30
	I _w (10 ³)	107.19	107.19	107.19	107.19
	I _e (10 ³)	107.19	107.19	107.19	107.19

	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^3)$	7.66	7.66	7.66	7.66
Observation		Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée
Poutres secondaires	Section (cm²)	30x30	30x30	30x30	30x30
	I_s (10³)	67.500	67.500	67.500	67.500
	I_n (10³)	67.500	67.500	67.500	67.500
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^3)$	5.625	5.625	5.625	5.625
Observation		Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

Vu que la condition de résistance exigée par le RPA 99 version 2003 :

$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$ n'est pas vérifiée pour tous les étages, alors on redimensionne les poteaux de sorte à respecter cette condition.

Comme nous l'avons vu en haut elle est respectée pour $h \geq 35.81$ cm alors

Tableau II.17 : Vérification des sections des poteaux et poutres après redimensionnement.

	Moments d'inerties (cm ⁴)	Niveaux		
		RDC - 1 - 2	3 - 4 - 5- 6	7 - 8
Poteaux	Section (cm²)	45x45	40x40	35x35
	I_s (10³)	341.718	213.333	125.052
	I_n (10³)	341.718	213.333	125.052
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc} (10^3)$	15.187	10.666	7.145
Poutres principales	Section (cm²)	35x30	35x30	35x30
	I_w (10³)	107.19	107.19	107.19
	I_e (10³)	107.19	107.19	107.19
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^3)$	7.66	7.66	7.66
Observation		Vérifiée	Vérifiée	Non vérifiée
Poutres secondaires	Section (cm²)	30x30	30x30	30x30
	I_s (10³)	67.5	67.5	67.5
	I_n (10³)	67.5	67.5	67.5
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^3)$	5.625	5.625	5.625
Observation		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Vu que la condition du R.P.A 99 version 2013 est vérifiée :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

Sauf pour les deux derniers niveaux comme énoncé dans le RPA : « Néanmoins cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2 » [2].

3- Vérification au flambement :

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$, donnée par l'article B.8.3,3 du BAEL 91) [18]

l_0 : Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

I : Moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$)

S : Section transversale du poteau ($S = b.h$)

D'où :

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12} \frac{1}{b^2}}} \implies \lambda = \sqrt{12} \times 0.7 \times \frac{l_0}{b} = 2.425 \times \frac{l_0}{b}$$

La hauteur d'étage étant la même pour tous les niveaux, donc : $l_0 = 306$

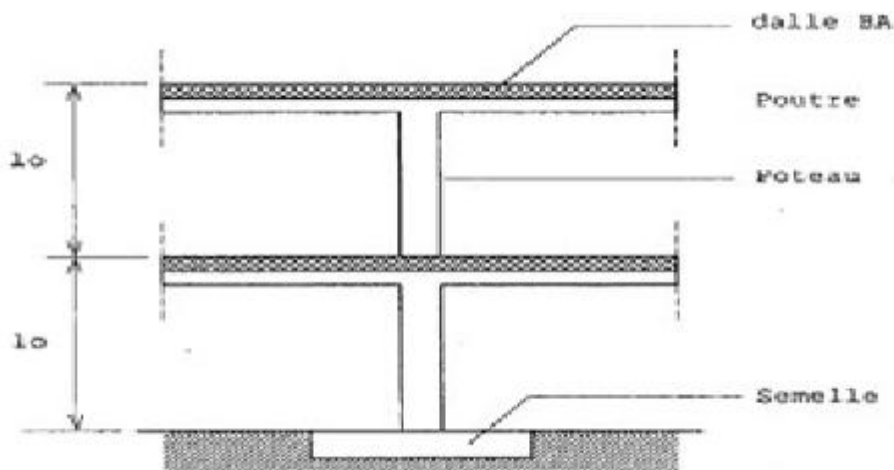


Figure II.9 : Schéma montrant la hauteur libre du poteau

D'où :

$$\lambda = 2.425 \times \frac{l_0}{b} = 742.05 \times \frac{1}{b} \leq 50.$$

Tableau II.18 : Vérification de l'élancement des poteaux

Section des poteaux en fonction des niveaux	Elancement du poteau λ	Vérification
RDC- 1 ^{er} - 2 ^{ème} (45 x 45)	16.49	Ok

Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments structuraux

3 ^{ème} - 4 ^{ème} - 5 ^{ème} - 6 ^{ème} (40 x 40)	18.55	Ok
6 ^{ème} - 7 ^{ème} - 8 ^{ème} (35 x 35)	21.20	Ok

4- Vérification des exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99/2003[2] :

Selon cet article, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm. (en zone III)}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{271}{20} = 13.55$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Les poteaux pris dans notre cas sont carrés donc $\frac{b_1}{h_1} = 1$, la 3^{ème} condition est vérifiée. Comme la section minimale prise est de (35 x 35) alors les conditions 1 et 2 sont respectées.

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de proposer une première méthode pour le choix de la position optimale des voiles pour les structures mixtes, mais avant de passer à une étude comparative il est nécessaire de démontrer la nécessité de recourir à un système de contreventement mixte. Une étude de la structure contreventée par des portiques auto-stables sera faite. A la suite de cela 5 variantes de dispositions de voiles seront choisies suivant certains critères puis une étude comparative sera effectuée entre les différentes variantes sur la base d'un système de notation (qui sera détaillé plus tard) en s'appuyant sur les résultats obtenus lors de l'analyse avec le logiciel ETABS 9.

III.1- Etude de la structure à ossature en béton armé contreventée par portiques Autostable :

En utilisant le logiciel ETABS 9 la structure auto-stable sera modélisée puis vérifiée suivant les conditions du RPA 99/2003[2]

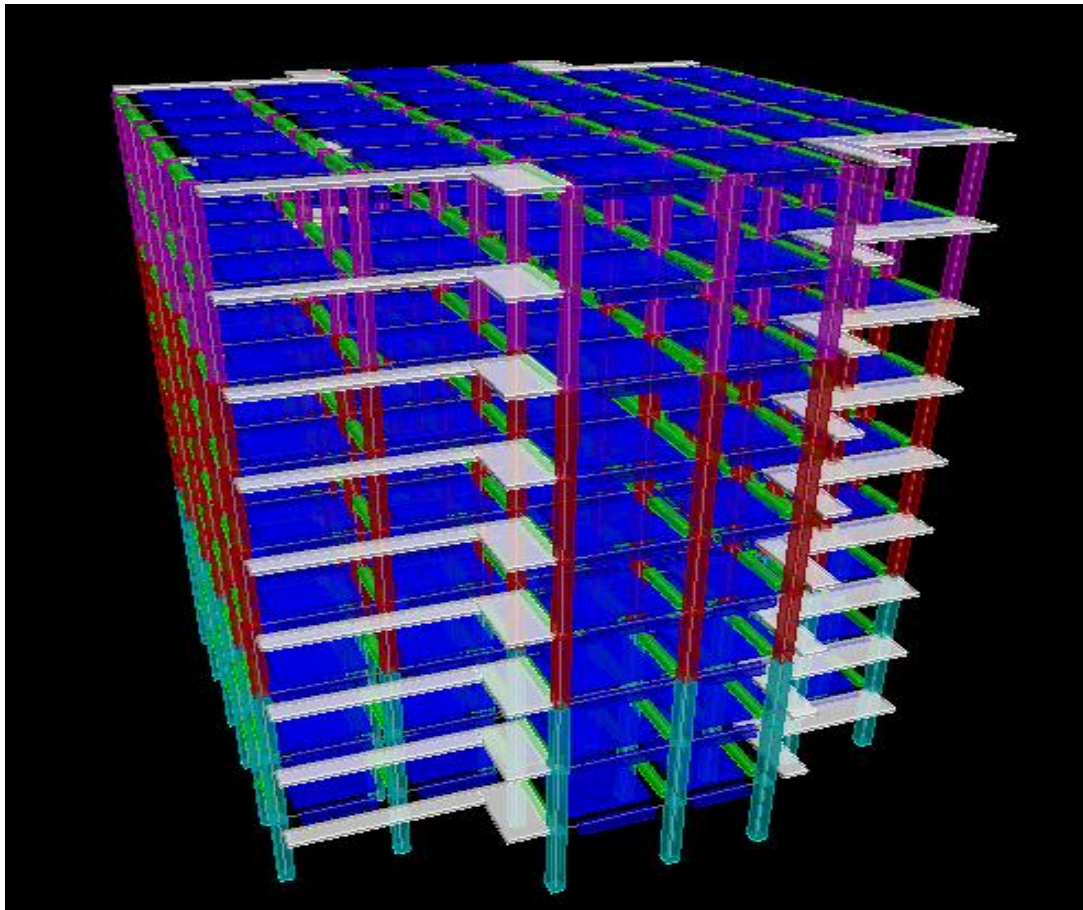


Figure III.1 : Image de la structure auto-stable modélisée dans ETABS en 3D.

III.1.1- Comportement dynamique :

Tableau III.1 : Comportement dynamique du portique auto-stable

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		Ux	Uy	Rz	SumUX	SumUY	
1	1.353139	78.1933	0	0.0741	78.1933	0	Trans X-X
2	1.218711	0	78.5327	0	78.1933	78.5327	Trans Y-Y
3	1.174095	0.073	0	78.3697	78.2663	78.5327	Torsion
4	0.445927	10.483	0	0.0146	88.7493	78.5327	
5	0.407346	0	10.5924	0	88.7493	89.1252	
6	0.391732	0.0139	0	10.4817	88.7632	89.1252	
7	0.254099	4.3114	0	0.0109	93.0746	89.1252	
8	0.235968	0	4.3245	0	93.0746	93.4497	

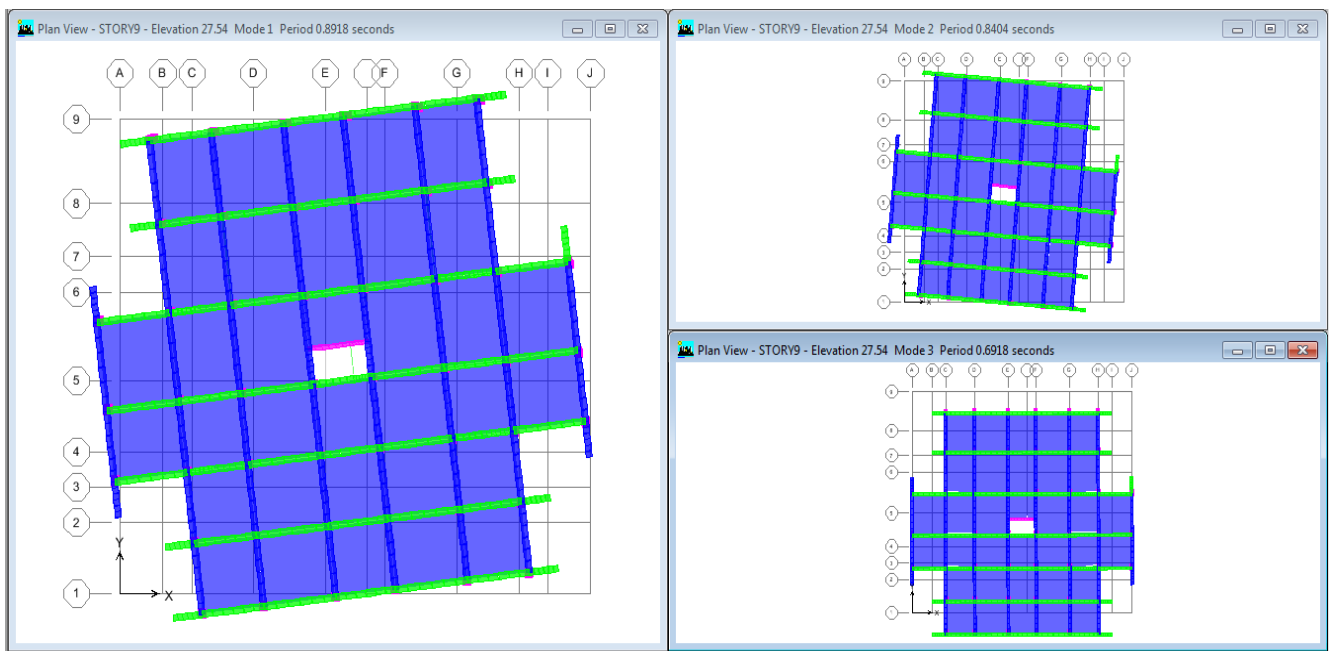


Figure III.2 : Figure montrant le 3 premiers modes de vibration

La période propre de la structure est de 1.353 s. Elle est relativement élevée (structure souple).

Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe x-x, il mobilise plus de 78 de la masse, le second mode est une translation suivant y et le troisième mode une torsion.

Le nombre de modes à prendre en considération est 8 modes. Car les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes.

III.1.2- Efforts internes dans les éléments structuraux :

a- Efforts internes dans les poutres :

Chapitre III Recherche de la position optimale des voiles par un système de notation

En sélectionnant la combinaison d'action statique (l'ELU) ainsi que les combinaisons d'actions sismiques ($G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$) :

a.1- Poutres principales :

Tableau III.2 : Efforts internes dans les poutres principales

Combinaisons	Effort	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	107.448	$0.8G \pm E$
Moment aux appuis positif (KN.m)	105.448	$0.8G \pm E$
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-129.724	$G + Q \pm E$
Effort tranchant max (KN)	113.84	$G + Q \pm E$

a.2- Poutres secondaires :

Tableau III.3 : Efforts internes dans les poutres secondaires

Combinaisons	Effort	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	89.129	$0.8G \pm E$
Moment aux appuis positif (KN.m)	88.483	$0.8G \pm E$
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-100.83	$G + Q \pm E$
Effort tranchant max (KN)	89.07	$G + Q \pm E$

b- Efforts internes dans les poteaux :

Tableau III.4 : Efforts internes dans les poteaux.

Section	Effort de compression max (KN)	Effort de traction max (KN)	Moment M_2 max (KN.m)	Moment M_3 max (KN.m)	Effort tranchant V_2 max (KN)	Effort tranchant V_3 max (KN)
45x45 Efforts	-1707.9	56.24	227.094	224.832	130.4	105.99
40x40 Efforts	-1078.66	-	137.053	114.035	121.4	91.5
35x35 Efforts	-362.5	-	62.237	50.743	58.71	43.99

III.1.3 - Déplacements relatifs latéraux inter-étage :

L'article 4.43 nous indique la façon de calculer les déplacements horizontaux de chaque étage via la formule (4.19) :

$$\delta^k = R \delta_{ek}$$

Et l'article 5.10 stipule : « Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. »

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \text{ (Art.4.19 RPA99/2003)}$$

$$\delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k \text{ (Art.4.19 RPA99/2003)}$$

$$\Delta_{ex} \leq \overline{\Delta}_k \text{ (Art. 5.10 RPA 99/2003)}$$

$$\Delta_{ey} \leq \overline{\Delta}_k \text{ (Art. 5.10 RPA 99/2003)}$$

$$\overline{\Delta}_k = 0.01 \text{ H avec H : Hauteur d'étage}$$

Tableau III.5 : Déplacements relatifs latéraux inter-étages (portique auto-stable).

Niveau	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	R	δ_x^k [m]	δ_y^k [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	$\overline{\Delta}_k$ [m]	Condition vérifiée (Oui/Non)
9	0.0746	0.0672	3.5	0.26110	0.2352	0.01225	0.01085	0.0306	Oui
8	0.0711	0.0641	3.5	0.24885	0.22435	0.02030	0.0189	0.0306	Oui
7	0.0653	0.0587	3.5	0.22855	0.20545	0.02450	0.02205	0.0306	Oui
6	0.0583	0.0524	3.5	0.20405	0.1834	0.03045	0.0273	0.0306	Oui
5	0.0496	0.0446	3.5	0.17360	0.1561	0.03605	0.0322	0.0306	Non
4	0.0393	0.0354	3.5	0.13755	0.1239	0.04025	0.0364	0.0306	Non
3	0.0278	0.0250	3.5	0.09730	0.0875	0.03955	0.035	0.0306	Non
2	0.0165	0.0150	3.5	0.05775	0.0525	0.03710	0.03325	0.0306	Non
1	0.0059	0.0055	3.5	0.02065	0.01925	0.02065	0.01925	0.0306	Oui

Avec :

δ_{ex}^k : Déplacement dû aux forces sismiques dans la direction x-x (déterminer sous ETABS sous combinaison accidentelle)

δ_{ey}^k : Déplacement dû aux forces sismiques dans la direction y-y (déterminer sous ETABS sous combinaison accidentelle)

R : Coefficient de comportement donné par le RPA99/2003 dans le tableau 4.3 (Ici R= 3.5)

δ_x^k : Déplacement horizontal dans la direction x - x

δ_y^k : Déplacement horizontal dans la direction y – y

$\overline{\Delta}_k$: Déplacement latéral admissible ($\overline{\Delta}_k = 0.01$ hauteur d'étage)

Deux constatations peuvent être faites :

La première constatation est que les exigences du RPA 99/2003, en l'occurrence l'article 5.10, ne sont pas vérifiées pour le système de contreventement par portiques auto-stables.

La seconde constatation concerne les déplacements suivant les deux axes orthogonaux ; les déplacements suivant x sont un peu plus importants que ceux suivant l'axe y, ce qui indique que l'axe y-y est moins rigide que l'axe x-x.

Il y a donc lieu de passer à un autre système de contreventement qui est le système mixte portiques/voiles, comme préconisé par l'art 3.4 RPA 99/2003[2].

III.2- Etude de la structure à ossature en béton armé contreventée par des voiles et des portiques (mixte) :

Le choix de la disposition des voiles des différentes variantes s'est basé sur les principes suivants :

- Même nombre de voiles suivant les 2 directions orthogonales.

Chapitre III Recherche de la position optimale des voiles par un système de notation

- Disposition la plus symétrique possible des voiles (structure mono-symétrique) suivant les 2 directions orthogonales.
- Même quantité de béton utilisée dans les différentes variantes choisies.
- Cage d'ascenseur avec une légère excentricité dans toutes les dispositions choisies.
- Voiles disposés du Rez-de-chaussée jusqu'au dernier étage sans variation dimensionnelle.
- Respect du plan architectural.

Remarque :

La quantité de béton utilisée a été choisie sur la base de la quantité de béton utilisée dans la première variante.

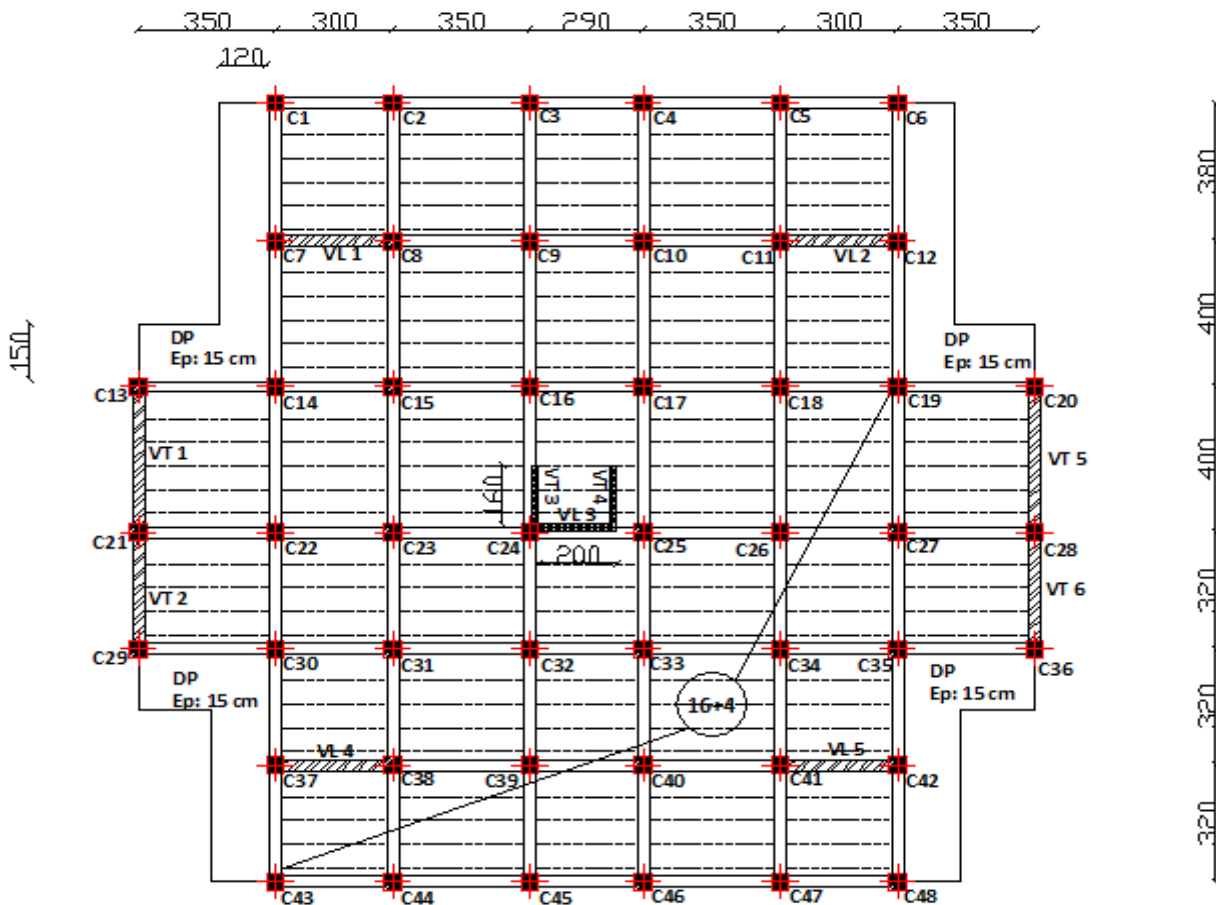


Figure III.3 : Présentation de la première variante.

Parmi les caractéristiques de cette variante :

- Voiles positionnés de la manière la plus éloignée du centre de masse la structure.
- Cage d'ascenseur placée au centre de la structure avec une légère excentricité.
- Voiles disposés en périphérie dans le cadre du possible suivant les plans architecturaux

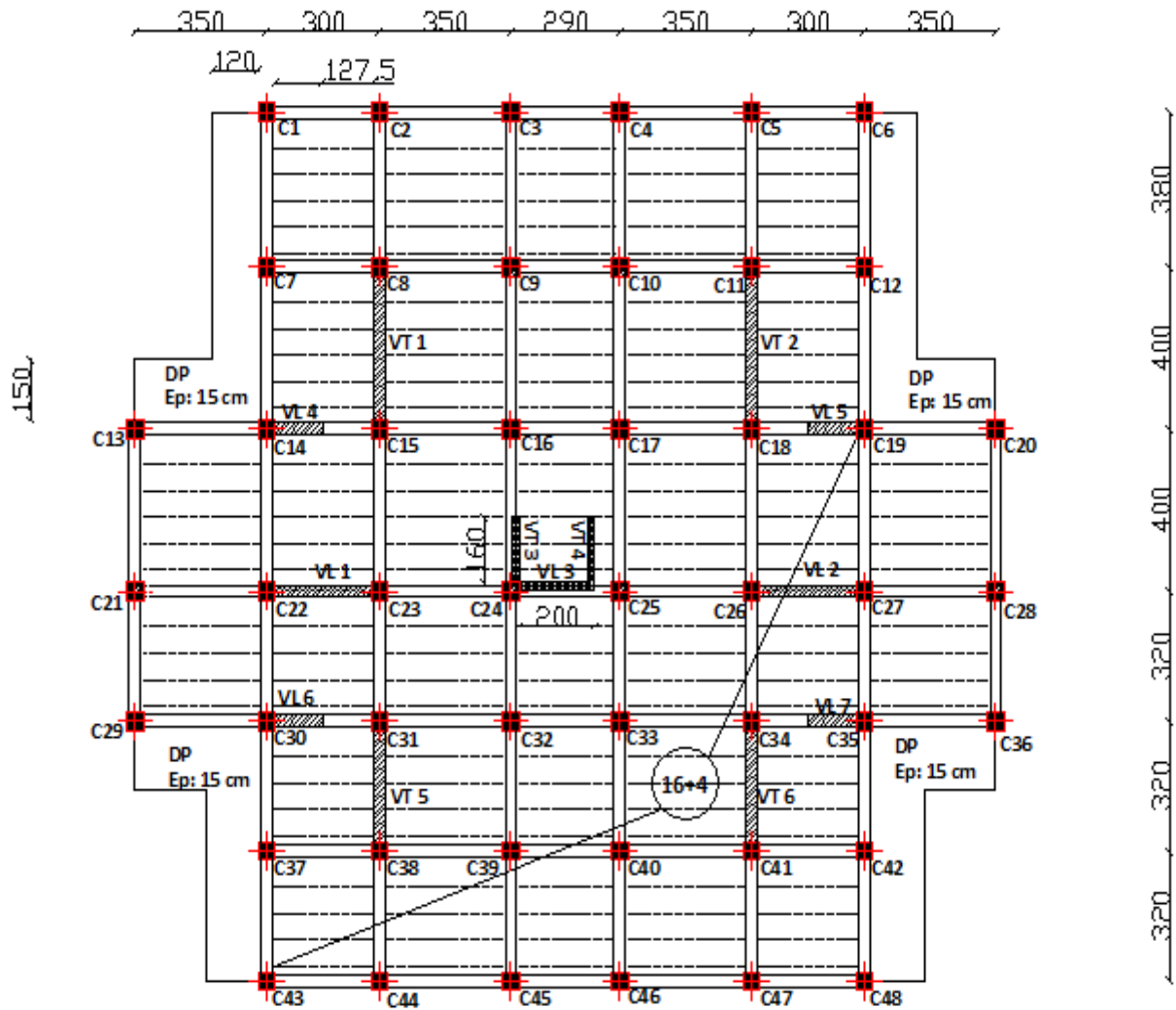


Figure III.4 : Présentation de la deuxième variante.

Parmi les caractéristiques de cette variante :

- Voiles rapprochés du centre de masse dans les 2 directions orthogonales.
- Cage d'ascenseur placée au centre de la structure avec une légère excentricité.
- Recours aux bouts de voiles pour respecter le critère d'égalité de quantité de béton dans les différentes variantes.

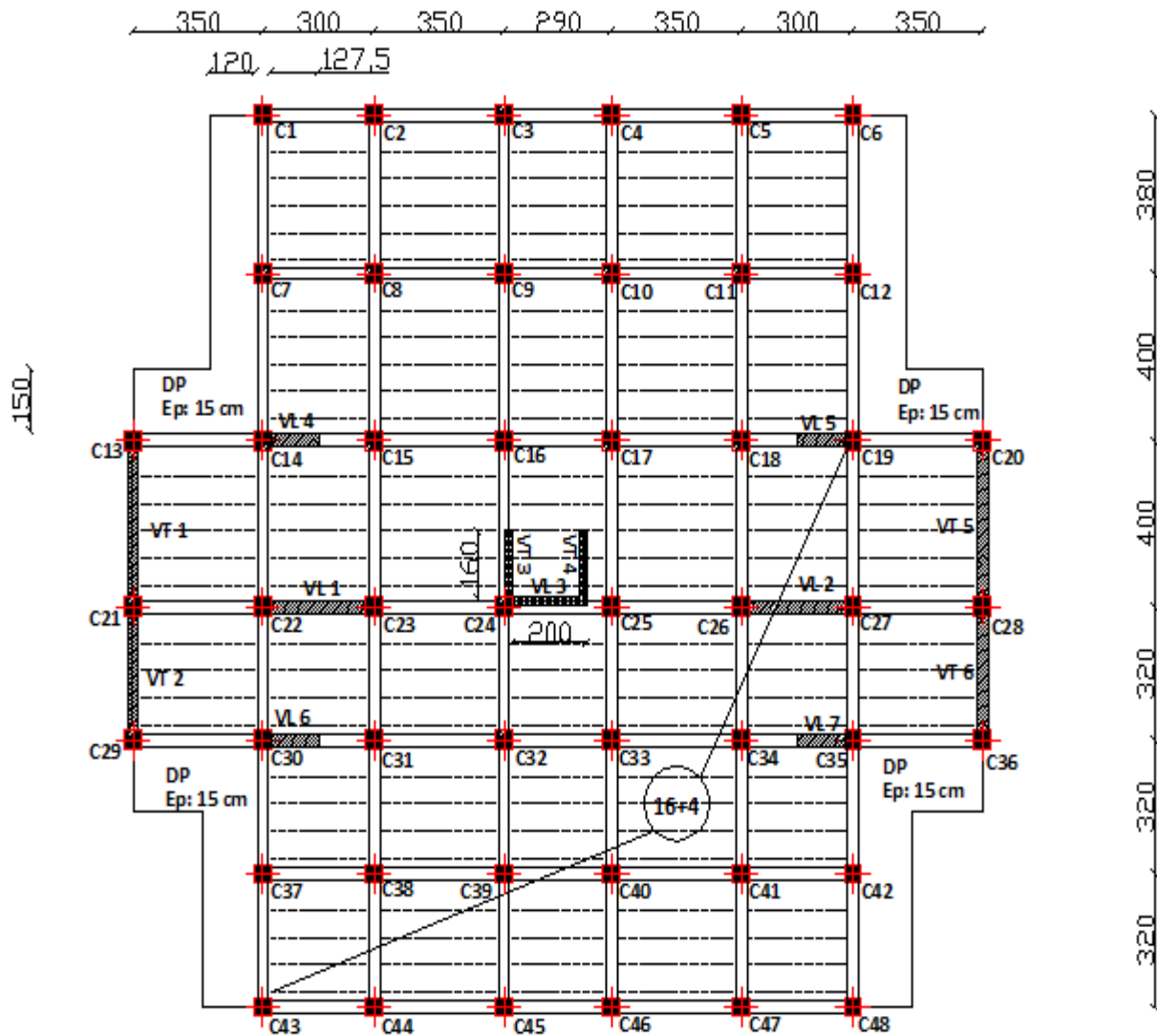


Figure III.5 : Présentation de la troisième variante.

Parmi les caractéristiques de cette variante :

- Voiles transversaux placés en périphérie et des voiles longitudinaux rapprochés du centre de masse de la structure.
- Cage d'ascenseur placée au centre de la structure avec une légère excentricité.
- Ajout de bouts de voiles pour respecter le critère d'équité de quantité de béton entre les différentes variantes.
- Ressemblance avec la variante II à l'exception des voiles transversaux qui sont ramenés du centre vers la périphérie.

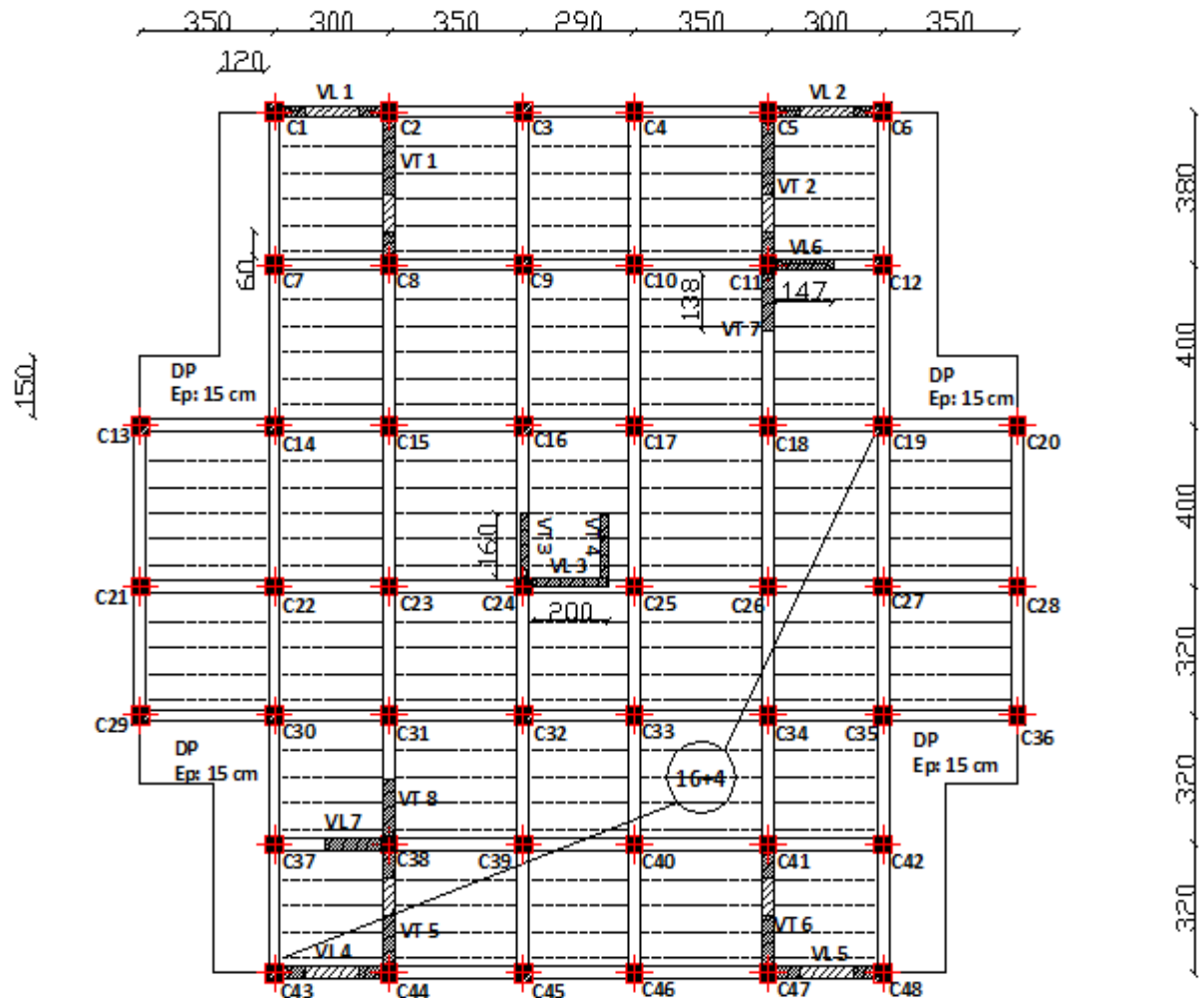


Figure III.6 : Présentation de la quatrième variante.

Cette variante se caractérise par les éléments suivants :

- Recours aux voiles avec ouvertures (respect des plans architecturaux). Des ouvertures de 94x225 [cm] (portes) vont être introduites dans les voiles VT1, VT2, VT5 et VT6 et des ouvertures de 140x160 (fenêtres) dans les voiles VL1, VL2, VL4, VL5.
- Ajout de bouts de voile (VL6, VL7, VT7, VT8) pour respecter le quatrième critère émit au tout début (même quantité de béton pour toutes les variantes)
- Les voiles sont disposés sous forme de profilé en L.
- Les voiles sont positionnés au niveau de la périphérie de la structure.

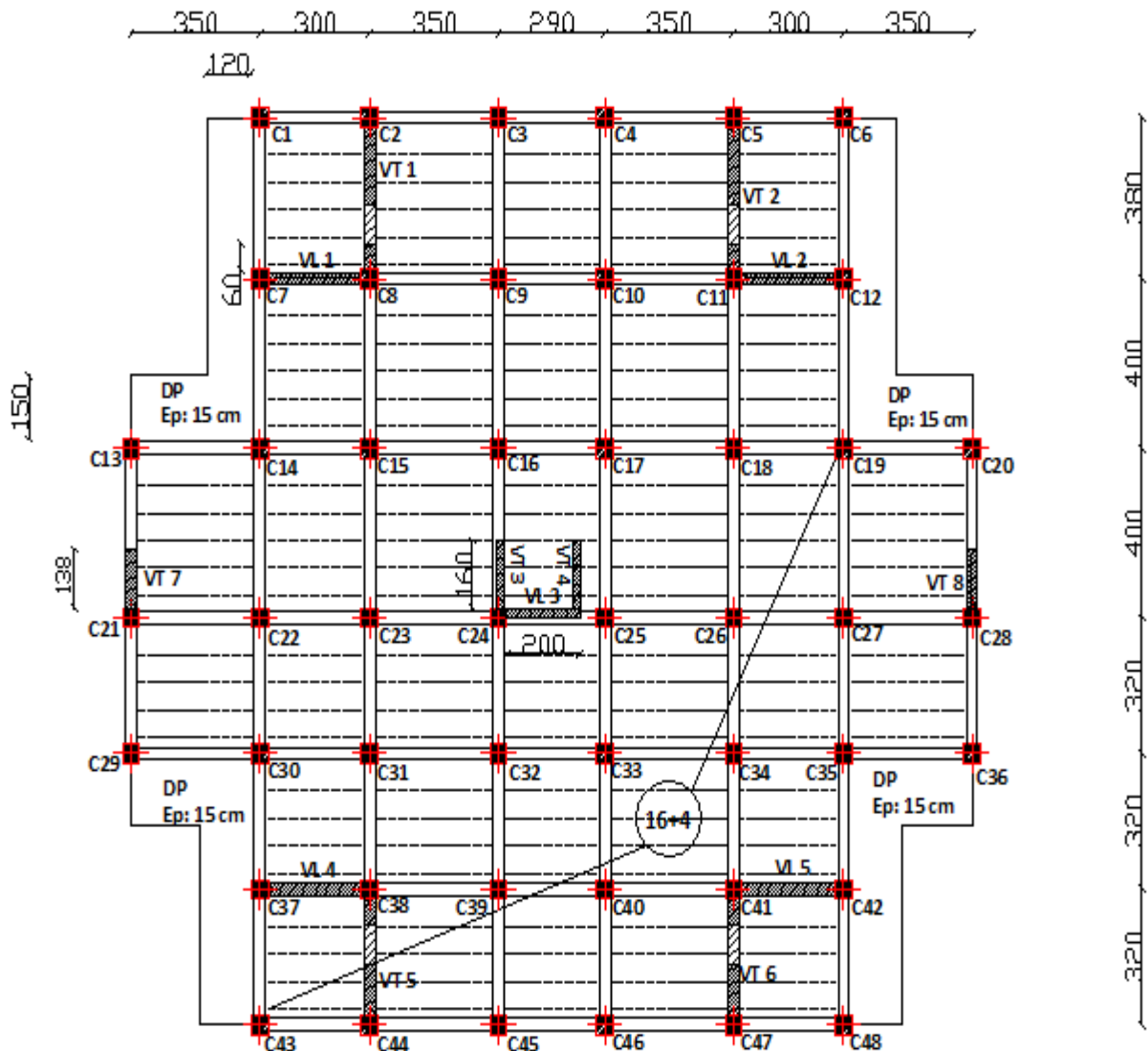


Figure III.7 : Présentation de la cinquième variante.

Cette variante se distingue par les éléments suivants :

- Ressemblance avec la quatrième variante à l'exception des Voiles longitudinaux qui sont légèrement éloignés de la périphérie.
- Ajout de bouts de voiles pour combler les vides dans les voiles avec ouvertures.
- Cage d'ascenseur placée au centre de la structure avec une légère excentricité.
- Recours aux voiles avec ouvertures afin de respecter les plans architecturaux. Des ouvertures de 94x225 [cm] (portes) vont être introduites dans les voiles VT1, VT2, VT5 et VT6.
- Voiles en forme de profilé en L

III.2.1- Etude de la première variante :

III.2.1.1- Etude du comportement dynamique :

Tableau III.6 : Comportement dynamique de la variante I

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		U_x	U_y	R_z	Sum U_x	Sum U_y	
1	0.840688	67.6723	0.0003	0.0156	67.6723	0.0003	Trans X-X
2	0.585388	0.0004	67.0932	0.0015	67.6727	67.0934	Trans Y-Y
3	0.466267	0.0182	0.0015	66.2974	67.6909	67.095	Torsion
4	0.197762	18.0517	0	0.0042	85.7426	67.095	
5	0.130294	0	20.5993	0.0001	85.7426	87.6943	
6	0.099308	0.0027	0	21.0978	85.7453	87.6944	
7	0.083162	6.9207	0	0.0014	92.666	87.6944	
8	0.057922	0	6.7108	0	92.666	94.4052	

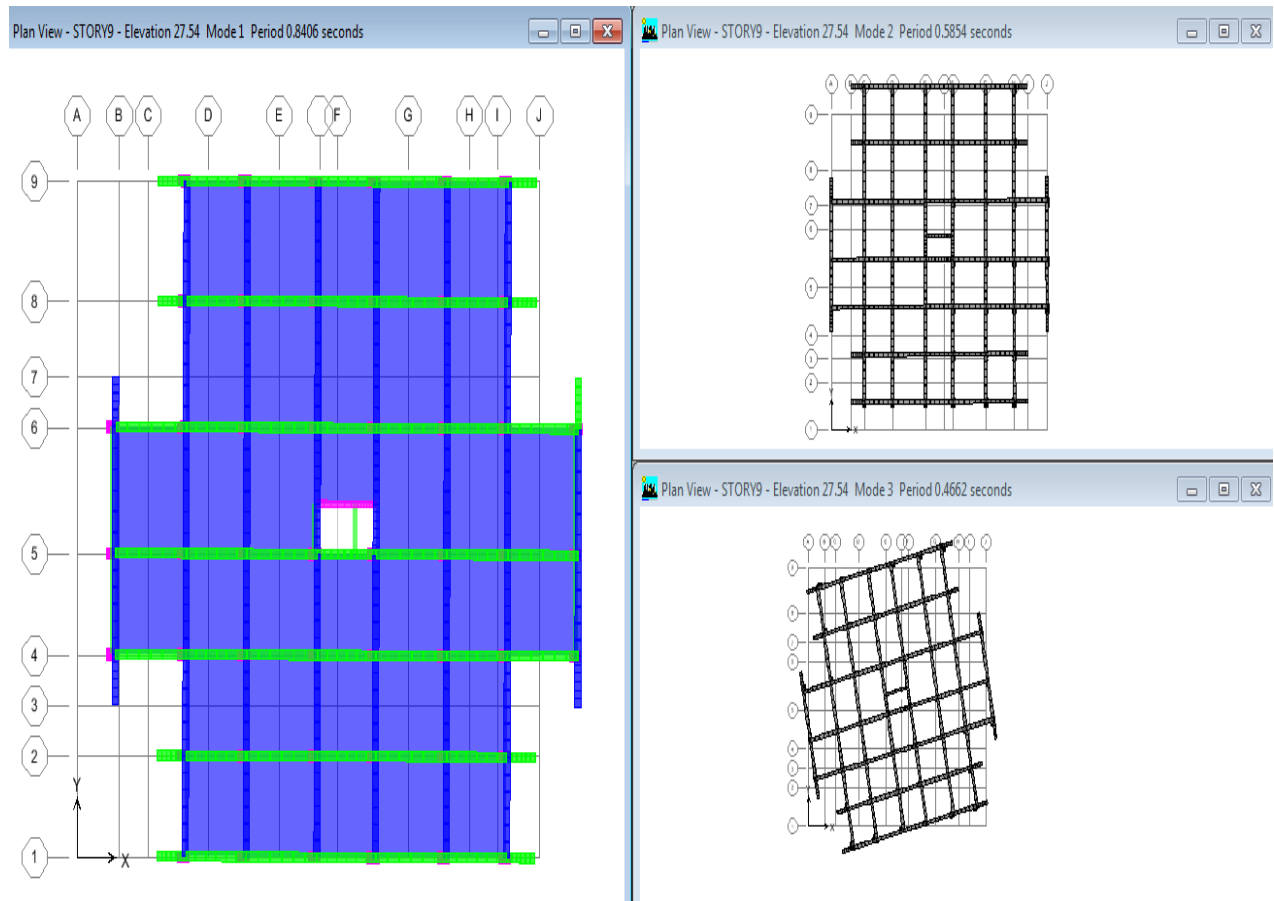


Figure III.8 :Les 3 premiers modes de vibration de la première variante.

La période propre de la structure est de 0.840 s, soit une diminution de plus de 37% par rapport à la structure auto-stable induite par l'accroissement de rigidité dû à l'introduction des voiles.

Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe x-x, il mobilise plus de 67% de la masse, le second mode est une translation suivant y et le troisième mode une torsion.

On remarque que le premier mode mobilise 67% de la masse modale, soit une légère diminution de 11% par rapport à la structure auto-stable.

Le nombre de modes à prendre en considération est 8 modes. Car les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes.

III.2.1.2- Efforts internes dans les éléments structuraux :

En sélectionnant la combinaison de l'ELU ainsi que les combinaisons d'actions sismiques ($G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$) :

a- Poutres principales :

Tableau III.7 : Efforts internes dans les poutres principales proches des voiles

Combinaisons	Effort	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	65.84	$G + Q \pm E$
Moment aux appuis positif (KN.m)	37.143	$0.8 G \pm E$
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-113.717	$G + Q \pm E$
Effort tranchant max (KN)	108.9	$G + Q \pm E$

Tableau III.8 : Efforts internes dans les poutres principales loin des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	42.631	$0.8 G \pm E$
Moment aux appuis positif (KN.m)	6.172	$0.8 G \pm E$
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-90.047	$G + Q \pm E$
Effort tranchant max (KN)	83.41	$G + Q \pm E$

b- Poutres secondaires :

Tableau III.9 : Efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	54.5	$G + Q \pm E$
Moment aux appuis positif (KN.m)	74.728	$G + Q \pm E$
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-88.445	$G + Q \pm E$
Effort tranchant max (KN)	122.7	$G + Q \pm E$

Tableau III.10 : Efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles

Combinaisons	Effort	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	45.84	$G + Q \pm E$
Moment aux appuis positif (KN.m)	60.076	$G + Q \pm E$
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-67.395	$G + Q \pm E$
Effort tranchant max (KN)	51.59	$G + Q \pm E$

c- Efforts internes dans les poteaux :

Convention de signe pour les efforts normaux :

(-) : Effort de compression

(+) : Effort de traction

Tableau III.11 : Efforts internes dans les poteaux.

Section	Combinaisons	Effort de compression max (KN)	Effort de traction max (KN)	Moment M_{2max} (KN.m)	Moment M_{3max} (KN.m)	Effort tranchant V_{2max} (KN)	Effort tranchant V_{3max} (KN)
45x45	Effort	-1875.15	901.3	55.249	101.108	63.13	35.01
	Combinaison	G + Q ± E	0.8 G ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E
40x40	Effort	-1004.77	391.18	70.59	85.9	70.16	47.59
	Combinaison	ELU	0.8 G ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E
35x35	Effort	-336.37	3.61	66.475	61.735	59.48	48.14
	Combinaison	ELU	0.8 G ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E

d- Efforts internes dans les voiles :

Tableau III.12 : Efforts internes dans les voiles

	Contraintes de compression (S22) (KN/m ²)	Contraintes de traction (S22) (KN/m ²)	Contraintes de cisaillement (S12) (KN/²)
3 premiers étages	-12725.01	9967.76	1945.05
3 ^{ème} - 4 - 5 - 6 ^{ème}	-7004.52	5337.49	1398.61
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	-3129.01	2617.02	594.98

III.2.1.3- Déplacements inter-étages :

Ici même étude que lors de la structure auto-stable, sauf pour le coefficient de comportement qui change car le système de contreventement change, il passe du système de contreventement par portiques auto-stables au « système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles » d'où le coefficient R=5.

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad (\text{Art.4.19 RPA99/2003})$$

$$\delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k \quad (\text{Art.4.19 RPA99/2003})$$

$$\Delta_{ex} \leq \overline{\Delta_k} \quad (\text{Art. 5.10 RPA 99/2003})$$

$$\Delta_{ey} \leq \overline{\Delta_k} \quad (\text{Art. 5.10 RPA 99/2003})$$

$$\overline{\Delta_k} = 0.01 \text{ H avec H : Hauteur d'étage}$$

Tableau III.13 : Déplacement inter-étages dans la variante I

Niveau	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	R	δ_x^k [m]	δ_y^k [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	$\overline{\Delta_k}$ [m]	Condition vérifiée (Oui/Non)

9	0.0361	0.0226	5	0.1805	0.1130	0.0240	0.014	0.0306	Oui
8	0.0313	0.0198	5	0.1565	0.0990	0.0245	0.0165	0.0306	Oui
7	0.0264	0.0165	5	0.1320	0.0825	0.0255	0.0165	0.0306	Oui
6	0.0213	0.0132	5	0.1065	0.0660	0.0250	0.016	0.0306	Oui
5	0.0163	0.0100	5	0.0815	0.0500	0.0240	0.0145	0.0306	Oui
4	0.0115	0.0071	5	0.0575	0.0355	0.0215	0.0135	0.0306	Oui
3	0.0072	0.0044	5	0.0360	0.0220	0.0180	0.0105	0.0306	Oui
2	0.0036	0.0023	5	0.0180	0.0115	0.0125	0.008	0.0306	Oui
1	0.0011	0.0007	5	0.0055	0.0035	0.0055	0.0035	0.0306	Oui

Les exigences du RPA 99/2003[2], en l'occurrence l'article 5.10, sont vérifiés pour le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. En effet le changement de type de contreventement a permis non seulement de rigidifier la structure mais en plus de vérifier les exigences du RPA en terme de déplacement inter-étages.

Il est à constater que les déplacements suivant l'axe x-x sont plus importants que ceux dans la direction y-y, cela est dû à la différence de rigidité de la structure suivant les 2 axes. En effet, la longueur totale des voiles introduits dans la structure est de 12,2m pour l'axe x-x et de 15,8m pour l'axe y-y.

III.2.1.4- Reprise des charges horizontales :

Tableau III.14 : Pourcentage de reprise des charges horizontales

Niveau	V_x repris par les voiles	V_x repris par les portiques	V_y repris par les voiles	V_y repris par les portiques
1	87.56	12.44	91.51	8.49
2	82.65	17.35	90.06	9.94
3	73.14	26.86	84.32	15.68
4	73.76	26.24	84.78	15.22
5	66.76	33.24	80.23	19.77
6	61.88	38.12	76.66	23.34
7	50.71	49.29	69.06	30.94
8	54.7	45.30	71.91	28.09
9	5.17	94.83	36.88	63.12
Moyenne	61.82	38.18	76.16	23.84

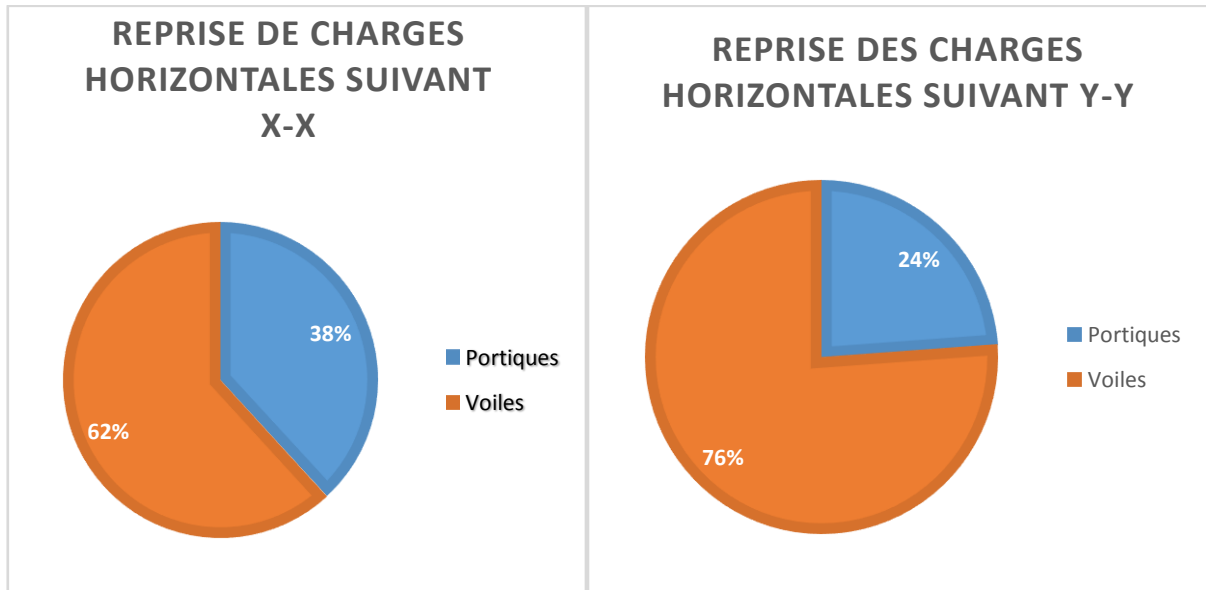


Figure III.9 : Proportion de reprise des charges horizontales par les éléments de contreventement pour la première variante.

III.2.2- Etude comparative entre le système auto-stable et le système mixte :

III.2.2.1- Comportement dynamique :

Tableau III.15 : Comparaison en terme de comportement dynamique du système auto-stable au système mixte

Mode	Auto-stable				Mixte			
	Période	U_x	U_y	R_z	Période	U_x	U_y	R_z
1	1.3531	78.193	0	0.0741	0.8406	67.672	0.0003	0.0156
2	1.2187	0	78.5327	0	0.5853	0.0004	67.0932	0.0015
3	1.1740	0.073	0	78.369	0.4662	0.0182	0.0015	66.2974

Interprétation :

L'introduction des voiles de contreventement dans la structure a permis de rigidifier la structure en réduisant sa période propre de près de 38 %. La structure a été rigidifiée car il est conseillé de construire rigide sur un sol mou ou bâtir un ouvrage mou sur un sol rigide. Ceci est une précaution pour éviter le phénomène de résonance qui est un des phénomènes les plus destructeurs [25].

En effet dans une première approximation, on peut alors considérer que sur sols meubles, on devrait opter pour des structures rigides et sur sols fermes ou rocheux pour des structures flexibles (portiques sans murs de remplissage) [25]. Certes il est plus judicieux de comparer les périodes du bâtiment et du sol, mais le rapport géotechnique n'est pas disponible, cette approximation est donc adéquate.

III.2.2.2- Efforts internes dans les éléments structuraux :

a. Poutres :

Tableau III.16 : Comparaison des efforts dans les poutres entre les 2 systèmes de contreventement en combinaison sismique 2

Poutres principales	Poutres secondaires
---------------------	---------------------

Chapitre III Recherche de la position optimale des voiles par un système de notation

Efforts internes	Mixte	Auto-stable	Diff. (%)	Mixte	Auto-stable	Diff. (%)
Moment maximal en travée (KN.m)	42.631	107.448	-60.32	45.84	89.129	-48.57
Moment aux appuis positif (KN.m)	43.6	105.448	-58.65	60.076	88.843	-32.38
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-90.047	129.724	-30.59	-67.395	-100.83	-33.16
Effort tranchant max (KN)	83.41	113.84	-26.73	51.59	89.07	-42.08

b. Poteaux :

Convention de signe:

Pour les efforts normaux

(-) : Effort de compression

(+) : Effort de traction

Pour la comparaison :

(-) : Diminution des efforts dans la variante mixte

(+) : Augmentation des efforts dans la variante mixte

Tableau III.17 : Comparaison des efforts dans les poteaux entre les 2 systèmes de contreventement

	Section 45x45			Section 40x40			Section 35x35		
	Auto-stable	Mixte	Diff.(%)	Auto-stable	Mixte	Diff. (%)	Auto-stable	Mixte	Diff. (%)
Compression max. [KN]	-1707.9	-1875.15	+9.8	-1078.66	-1004.77	-6.85	-362.5	-336.37	-7.21
Traction max. [KN]	56.24	901.3	-	-	391.18	-	-	3.61	-
«M ₂ » max. [KN.m]	227.094	55.249	-75.67	137.053	70.59	-48.49	62.237	66.475	+6.81
«M ₃ » max. [KN.m]	224.832	101.108	-55.03	114.035	85.9	-24.67	50.743	61.735	+21.66
«V ₂ » max. [KN]	130.4	63.13	-51.59	121.4	70.16	-42.21	58.71	59.48	+1.31
«V ₃ » max. [KN]	105.99	35.01	-66.97	91.5	47.59	-47.99	43.99	48.14	+9.43

Interprétation :

On constate une grande diminution des efforts après introduction des voiles notamment dans les poutres. Au vu de la grande rigidité des voiles, les efforts se concentrent au niveau de ces derniers, réduisant ainsi les efforts dans les autres éléments structuraux.

Il y a lieu de préciser que les poutres choisies dans le système mixte sont les poutres éloignées des voiles, les poutres proches des voiles présentent des efforts nettement supérieurs que celles éloignées des voiles.

III.2.2.3- Déplacements inter-étages :

Tableau III.18 : Comparaison des déplacements inter-étages entre le système auto-stable et mixte

Niveau	Sens x-x			Sens y-y		
	Auto-stable	Mixte	Diff.(%)	Auto-stable	Mixte	Diff. (%)
9	0.26110	0.1805	-30.87	0.2352	0.1130	-51.95
8	0.24885	0.1565	-37.11	0.22435	0.0990	-55.87

7	0.22855	0.1320	-42.24	0.20545	0.0825	-59.84
6	0.20405	0.1065	-47.81	0.1834	0.0660	-64.01
5	0.17360	0.0815	-53.05	0.1561	0.0500	-67.97
4	0.13755	0.0575	-58.20	0.1239	0.0355	-71.35
3	0.09730	0.0360	-63.00	0.0875	0.0220	-74.86
2	0.05775	0.0180	-68.83	0.0525	0.0115	-78.09
1	0.02065	0.0055	-73.36	0.01925	0.0035	-81.82

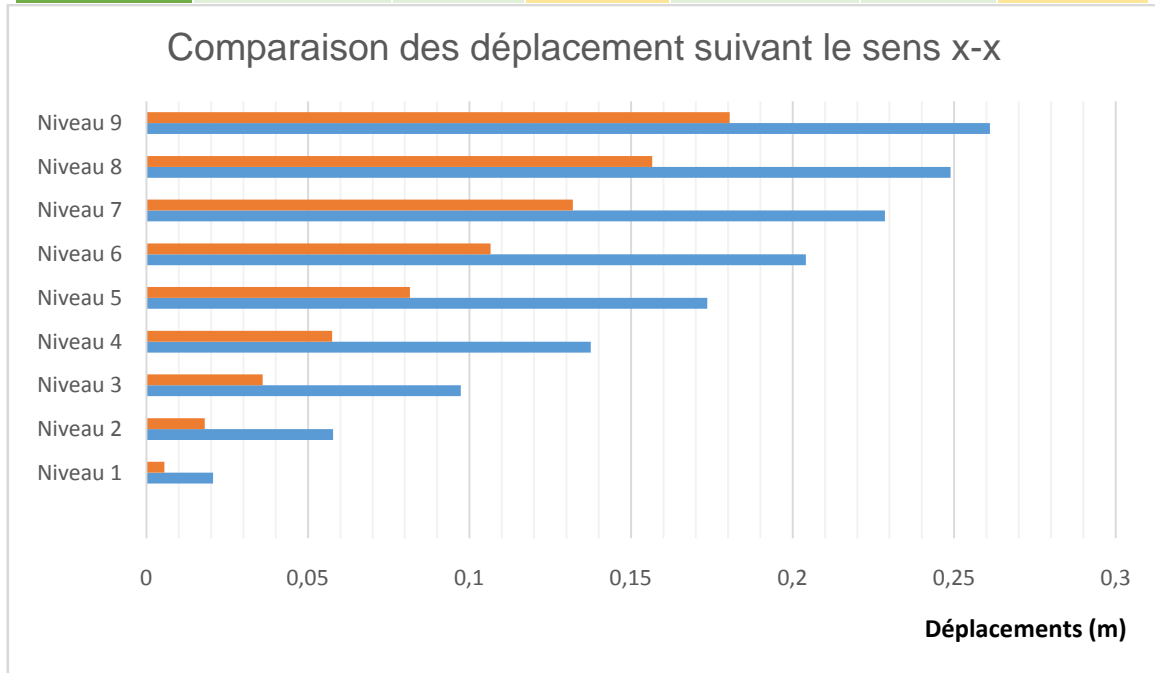


Figure III.10 : Comparaison des déplacements entre les 2 systèmes de contreventement suivant l'axe x

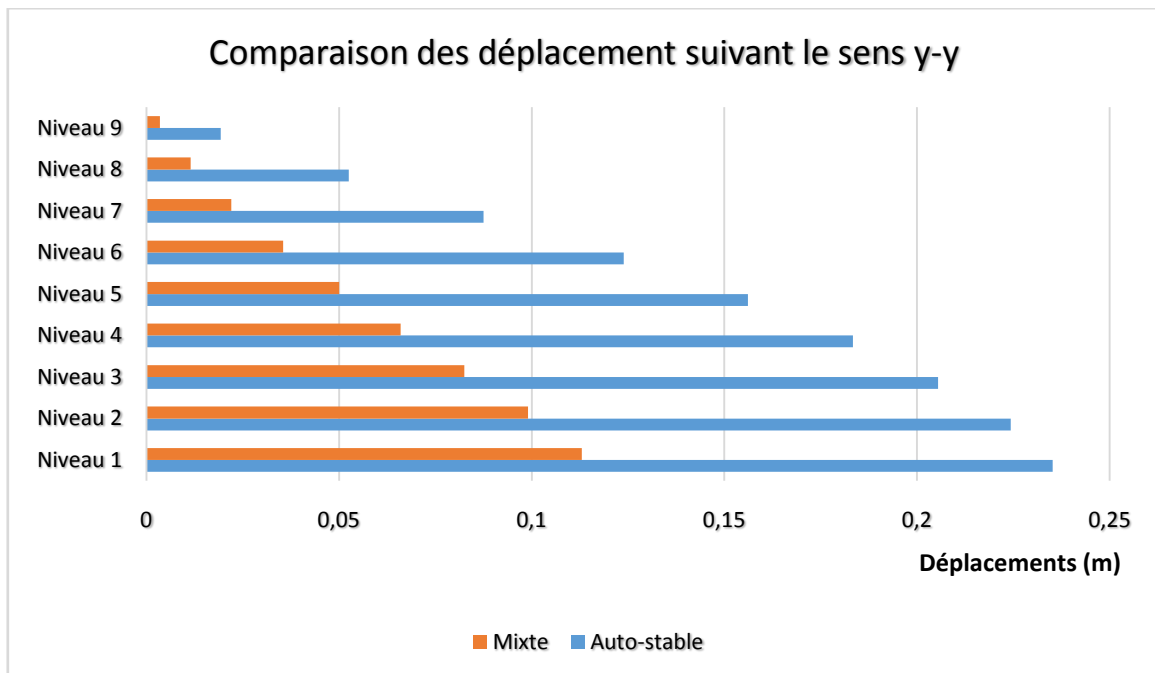


Figure III.11 : Comparaison des déplacements entre les 2 systèmes de contreventement suivant l'axe y

Le choix de la comparaison sur la base des déplacements absolus s'est fait uniquement dans le but de mettre en évidence l'influence de l'injection des voiles sur le comportement de la structure, certes la réglementation [2] met une condition uniquement sur les déplacements relatifs (Art. 5.10 RPA 99/2003) mais ce choix s'est fait uniquement pour la mise en évidence de la différence.

En comparant entre les 2 systèmes de contreventement on voit une très grande différence entre les 2 systèmes de contreventement et l'intérêt de passer au système de contreventement mixte dans les zones sismiques pour les structures élancées.

On voit clairement l'intérêt de la mise en place d'un système de contreventement mixte pour reprendre l'effort sismique. En effet, si le portique seul est considéré prendre la totalité de la force latérale, il développera des moments dans les poteaux et les poutres pour résister à l'effort tranchant de l'étage tandis que l'effet du moment de renversement à la base sera normalement moins influant, les planchers resteraient pratiquement horizontaux [27] (voir figure III.15). En revanche, si un voile est considéré prendre la totalité de la charge latérale, il développera des moments à chaque plancher égaux au moment de renversement à ce niveau et la déformée sera celle d'une console (figure III.7) [27]. En couplant les deux, chacun des deux essaiera d'empêcher l'autre de prendre sa déformée libre et une redistribution des efforts entre les deux s'effectue.

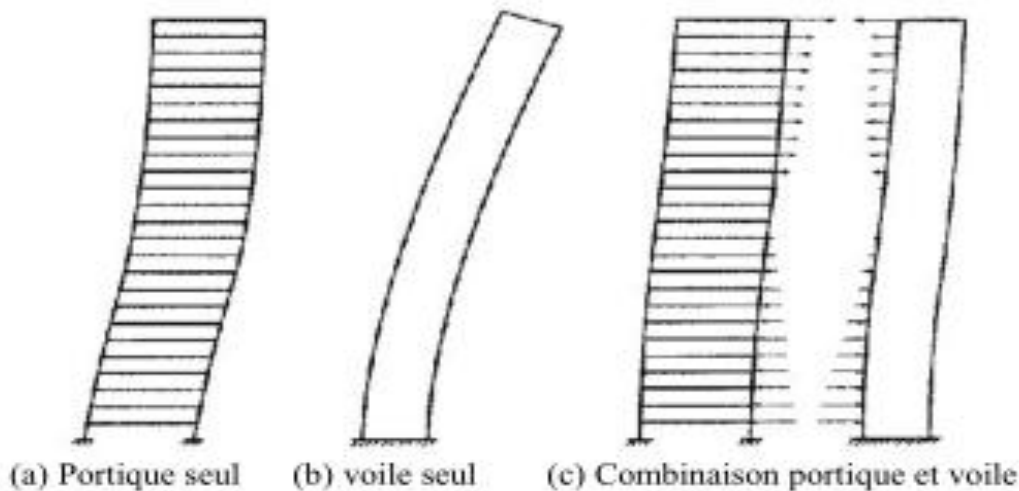


Figure III.12 : Principe de l'interaction voile-portique [27].

III.2.3- Etude de la seconde variante mixte :

III.2.3.1- Etude du comportement dynamique :

Tableau III.19 : Comportement dynamique de la variante II

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		U_x	U_y	R_z	Sum U_x	Sum U_y	
1	0.891934	23.3011	0.0037	48.1767	23.3011	0.0037	Torsion
2	0.84045	46.4707	0.0076	23.6198	69.7718	0.0113	Torsion
3	0.691813	0.0016	68.578	0.0107	69.7734	68.5892	Trans y-y

4	0.249907	1.7633	0.0008	13.1249	71.5367	68.59	
5	0.217815	14.55	0	1.8039	86.0867	68.59	
6	0.169351	0.0001	17.516	0.0004	86.0868	86.106	
7	0.117311	0.4889	0.0002	5.774	86.5757	86.1062	
8	0.095973	5.9635	0.0001	0.5199	92.5392	86.1063	
9	0.073014	0.0001	6.8196	0.0001	92.5393	92.9259	

Dans cette deuxième variante, la première constatation à faire est le premier mode qui passe d'une translation pour la première variante à une torsion dans cette variante. Le second mode est aussi une torsion car nous n'avons pas atteint les 50 % de participation modale, le troisième une translation suivant y-y qui mobilise plus de 68% de la masse.

La période de la structure est légèrement supérieure à la variante I (+6.1%) mais elle reste nettement moins importante que celle de la structure auto-stable.

Le nombre de modes à considérer est de 9 modes car c'est au 9^{ème} mode que les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes.

III.2.3.2- Efforts internes dans les éléments structuraux :

En sélectionnant la combinaison de l'ELU ainsi que les combinaisons d'actions sismiques (G + Q ± E et 0.8G ± E) :

a- Poutres principales :

Tableau III.20 : Efforts internes dans les poutres principales proches des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	64.113	0.8G±E
Moment aux appuis positif (KN.m)	33.92	0.8G±E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-140.428	G + Q±E
Effort tranchant max (KN)	129.87	G + Q±E

Tableau III.21 : Efforts internes dans les poutres principales loin des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	43.671	G + Q±E
Moment aux appuis positif (KN.m)	18.914	0.8G±E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-84.157	G + Q±E
Effort tranchant max (KN)	83.72	G + Q±E

b- Poutres secondaires :

Tableau III.22 : Efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	76.77	0.8G± E
Moment aux appuis positif (KN.m)	132.829	G + Q± E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-132.206	G + Q±E
Effort tranchant max (KN)	154.99	G + Q±E

Tableau III.23 : Efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
--------------	---------	-------------

Moment maximal en travée (KN.m)	32.089	0.8G±E
Moment aux appuis positif (KN.m)	45.746	0.8G±E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-58.789	G + Q±E
Effort tranchant max (KN)	54.5	G + Q±E

c- Efforts internes dans les poteaux :

(-) : Effort de compression

(+) : Effort de traction

Tableau III.24 : Efforts internes dans les poteaux.

Section	Combinaisons	Effort de compression max (KN)	Effort de traction max (KN)	Moment M ₂ max (KN.m)	Moment M ₃ max (KN.m)	Effort tranchant V ₂ max (KN)	Effort tranchant V ₃ max (KN)
45x45	Efforts	-1916.62	981.25	77.127	119.428	75.7	48.87
	Combinaison	G + Q±E	0.8G±E	G + Q±E	G + Q±E	G + Q±E	G + Q±E
40x40	Efforts	-1002.72	321.36	84.065	95.565	62.89	56.91
	Combinaison	ELU	0.8G±E	G + Q±E	G + Q±E	G + Q±E	G + Q±E
35x35	Efforts	-336.64	38.84	73.538	49.923	50.37	53.12
	Combinaison	ELU	0.8G±E	G + Q±E	G + Q±E	G + Q±E	G + Q±E

d- Efforts internes dans les voiles :

Tableau III.25 : Efforts internes dans les voiles

Combinaisons	Contraintes de compression (S22) (KN/m ²)	Contraintes de traction (S22) (KN/m ²)	Contraintes de cisaillement (S12) (KN/m ²)
RDC- 2 ^{ème} étage	-13367.98	8951.41	1952
3-4-5-6 ^{ème} étage	-5779.07	2740.47	1356.23
7 ^{ème} -8 ^{ème} étage	-5756.91	5134.46	591.99

III.2.3.3- Déplacement inter-étage :

Même cas que la variante I, les conditions à vérifier sont :

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \text{ (Art.4.19 RPA99/2003)}$$

$$\delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k \text{ (Art.4.19 RPA99/2003)}$$

$$\Delta_{ex} \leq \overline{\Delta}_k \text{ (Art. 5.10 RPA 99/2003)}$$

$$\Delta_{ey} \leq \overline{\Delta}_k \text{ (Art. 5.10 RPA 99/2003)}$$

$\overline{\Delta}_k = 0.01 H$ avec H : Hauteur d'étage

Tableau III.26 : Déplacement inter-étages dans la variante II

Niveau	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	R	δ_x^k [m]	δ_y^k [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	$\overline{\Delta}_k$ [m]	Condition vérifiée (Oui/Non)
9	0.0408	0.0346	5	0.204	0.1730	0.0225	0.0205	0.0306	Oui
8	0.0363	0.0305	5	0.1815	0.1525	0.0240	0.0220	0.0306	Oui
7	0.0315	0.0261	5	0.1575	0.1305	0.0260	0.0225	0.0306	Oui
6	0.0263	0.0216	5	0.1315	0.1080	0.0275	0.0240	0.0306	Oui
5	0.0208	0.0168	5	0.104	0.0840	0.0280	0.0230	0.0306	Oui
4	0.0152	0.0122	5	0.076	0.0610	0.0270	0.0220	0.0306	Oui
3	0.0098	0.0078	5	0.049	0.0390	0.0230	0.0185	0.0306	Oui
2	0.0052	0.0041	5	0.026	0.0205	0.0180	0.0140	0.0306	Oui

1	0.0016	0.0013	5	0.008	0.0065	0.0080	0.0065	0.0306	Oui
---	--------	--------	---	-------	--------	--------	--------	--------	-----

La condition de l'article Art. 5.10 RPA 99/2003) [2] est vérifiée pour tous les étages dans cette variante.

Le principal inconvénient dans cette variante réside dans le fait que son premier mode soit une torsion, ce mauvais comportement dynamique est notamment dû à l'excentricité provoqué par la cage d'ascenseur. Or la torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs, ce type de sollicitation est mal toléré par la structure [25].

En effet, en retirant la cage d'ascenseur la torsion laisse place à une translation, comme indiqué dans le tableau II.21.

Tableau III.27 : Comportement dynamique de la variante II sans ascenseur.

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		U _x	U _y	R _z	SumU _x	SumU _y	
1	0.927035	62.9765	0	7.7953	62.9765	0	Trans x-x
2	0.871324	7.4564	0.0001	63.9985	70.4329	0.0001	Torsion
3	0.708235	0	68.5053	0.0001	70.4329	68.5053	Trans y-y
4	0.253858	6.8725	0	8.1005	77.3053	68.5053	
5	0.238521	8.6549	0	6.8358	85.9602	68.5053	
6	0.173186	0	17.6819	0	85.9602	86.1872	
7	0.118202	1.2521	0	5.0069	87.2123	86.1872	
8	0.10692	5.1218	0	1.2875	92.3341	86.1872	
9	0.07483	0	6.8862	0	92.3341	93.0735	

III.2.3.4- Reprise des charges horizontales :

Tableau III.28 : Pourcentage de reprise des charges horizontales

Niveau	V _x repris par les voiles	V _x repris par les portiques	V _y repris par les voiles	V _y repris par les portiques
1	84.94	15.06	89.37	10.63
2	79.28	20.72	85.05	14.95
3	70.5	29.5	77.22	22.78
4	72.28	27.72	78.39	21.61
5	66.33	33.67	72.93	27.07
6	63.03	36.97	69.15	30.85
7	54.41	45.59	60.22	39.78
8	59.88	40.12	64.86	35.14
9	16.55	83.45	20.64	79.36
Moyenne	63.02	36.98	68.65	31.35

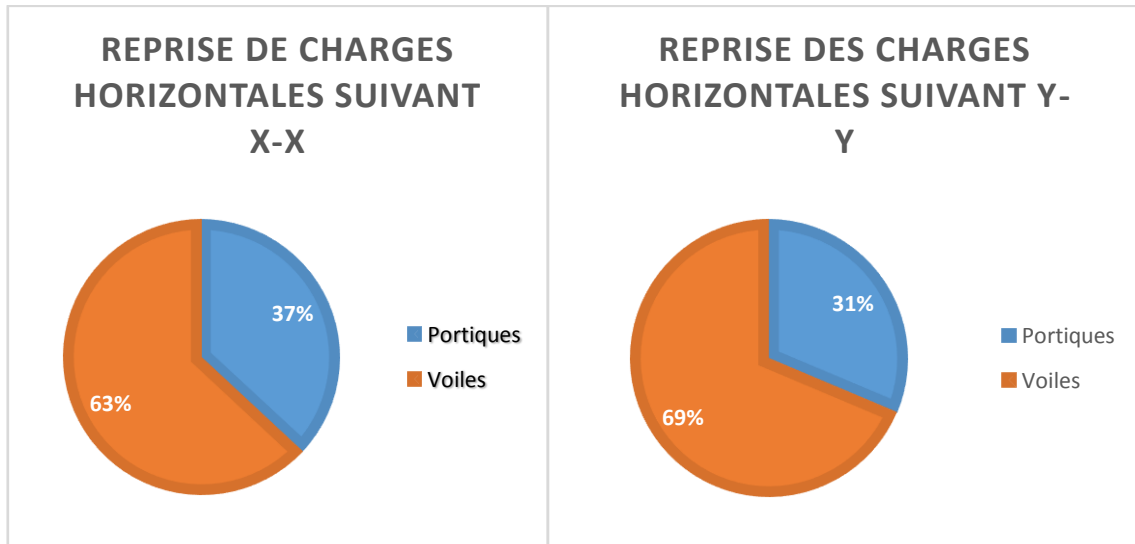


Figure III.13 : Proportion de reprise des charges horizontales par les éléments de contreventement pour la seconde variante

III.2.4- Etude de la troisième variante mixte :

III.2.4.1- Etude du comportement dynamique :

Tableau III.29 : Comportement dynamique de la variante III

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		U_x	U_y	R_z	Sum U_x	Sum U_y	
1	0.857705	69.4264	0.0002	0.0378	69.4264	0.0002	Trans x-x
2	0.58371	0.0002	66.9551	0.002	69.4266	66.9552	Trans y-y
3	0.469908	0.0394	0.002	66.4555	69.466	66.9573	Torsion
4	0.219567	16.5441	0	0.0117	86.0101	66.9573	
5	0.128791	0	20.7071	0.0002	86.0101	87.6644	
6	0.101354	0.0004	0.0001	21.3013	86.0105	87.6645	
7	0.096182	6.5098	0	0.0035	92.5203	87.6645	
8	0.057125	0.0044	6.7193	0.0001	92.5247	94.3838	

La période propre de la structure est de 0.857 s, qui est très proche de la première variante. Le nombre de modes à considérer est de 8 modes car c'est au 8^{ème} mode que les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes.

Le premier mode de vibration est une translation suivant x qui mobilise plus de 69% de la masse, le second mode est une translation suivant y qui mobilise plus de 66% de la masse et le troisième mode une torsion.

Ici il y a lieu de constater le changement de comportement dynamique uniquement en déplaçant les voiles transversaux du centre, ou le comportement dynamique est assez mauvais, vers la périphérie ou on constate un très bon comportement dynamique.

III.2.4.2- Efforts internes dans les éléments structuraux :

En sélectionnant la combinaison de l'ELU ainsi que les combinaisons d'actions sismiques ($G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$) :

a- Poutres principales :

Tableau III.30 : Efforts internes dans les poutres principales proches des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	65.641	$G + Q \pm E$
Moment aux appuis positif (KN.m)	35.804	$0.8G \pm E$
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-113.666	$G + Q \pm E$
Effort tranchant max (KN)	108.78	$G + Q \pm E$

Tableau III.31 : Efforts internes dans les poutres principales loin des voiles

Combinaisons	Effort	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	39.154	$0.8G \pm E$
Moment aux appuis positif (KN.m)	13.345	$G + Q \pm E$
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-73.115	$G + Q \pm E$
Effort tranchant max (KN)	73.47	$G + Q \pm E$

b- Poutres secondaires :

Tableau III.32 : Efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles

Combinaisons	Effort	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	61.18	$0.8G \pm E$
Moment aux appuis positif (KN.m)	87.583	$0.8G \pm E$
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-124.135	$G + Q \pm E$
Effort tranchant max (KN)	146.49	$G + Q \pm E$

Tableau III.33 : Efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	38.663	$G + Q \pm E$
Moment aux appuis positif (KN.m)	50.551	$G + Q \pm E$
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-60.487	$G + Q \pm E$
Effort tranchant max (KN)	58.51	$G + Q \pm E$

c- Efforts internes dans les poteaux :

(-) : Effort de compression

(+) : Effort de traction

Tableau III.34 : Efforts internes dans les poteaux.

Section	Combinaisons	Effort de compression max (KN)	Effort de traction max (KN)	Moment M_2 max (KN.m)	Moment M_3 max (KN.m)	Effort tranchant V_2 max (KN)	Effort tranchant V_3 max (KN)
45x45	Efforts	-1980.38	1034.76	55.421	123.552	78.25	35.17
	Combinaison	$G + Q \pm E$	$0.8G \pm E$	$G + Q \pm E$	$G + Q \pm E$	$G + Q \pm E$	$G + Q \pm E$

Chapitre III Recherche de la position optimale des voiles par un système de notation

40x40	Efforts	-1056.54	350.78	71.516	99.92	63.54	48.24
	Combinaison	ELU	0.8G± E	G + Q± E	G + Q± E	G + Q± E	G + Q± E
35x35	Efforts	-357.94	35.78	67.708	67.986	48.52	49.06
	Combinaison	ELU	0.8G± E	G + Q± E	G + Q± E	G + Q± E	G + Q± E

d- Efforts interne dans les voiles :

Tableau III.35 : Efforts internes dans les voiles

Combinaisons	Contraintes de compression (S22) (KN/m ²)	Contraintes de traction (S22) (KN/m ²)	Contraintes de cisaillement (S12) (KN/m ²)
RDC- 2 ^{ème} étage	-12425.91	10128.11	1952.28
3-4-5-6 ^{ème} étage	-6808.45	5430.62	1439.19
7 ^{ème} -8 ^{ème} étage	-3608.42	2792.99	641.83

III.2.4.3- Déplacement inter-étage :

Les conditions à vérifier sont :

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad (\text{Art.4.19 RPA99/2003})$$

$$\delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k \quad (\text{Art.4.19 RPA99/2003})$$

$$\Delta_{ex} \leq \overline{\Delta_k} \quad (\text{Art. 5.10 RPA 99/2003})$$

$$\Delta_{ey} \leq \overline{\Delta_k} \quad (\text{Art. 5.10 RPA 99/2003})$$

$$\overline{\Delta_k} = 0.01 \text{ H avec H : Hauteur d'étage}$$

Tableau III.36 : Déplacement inter-étages dans la variante III

Niveau	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	R	δ_x^k [m]	δ_y^k [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	$\overline{\Delta_k}$ [m]	Condition vérifiée (Oui/Non)
9	0.0379	0.0226	5	0.1895	0.1130	0.0230	0.0160	0.0306	Oui
8	0.0333	0.0194	5	0.1665	0.0970	0.0240	0.0160	0.0306	Oui
7	0.0285	0.0162	5	0.1425	0.0810	0.0255	0.0160	0.0306	Oui
6	0.0234	0.0130	5	0.1170	0.0650	0.0255	0.0155	0.0306	Oui
5	0.0183	0.0099	5	0.0915	0.0495	0.0260	0.0145	0.0306	Oui
4	0.0131	0.0070	5	0.0655	0.0350	0.0235	0.0130	0.0306	Oui
3	0.0084	0.0044	5	0.0420	0.0220	0.0205	0.0105	0.0306	Oui
2	0.0043	0.0023	5	0.0215	0.0115	0.0150	0.0080	0.0306	Oui
1	0.0013	0.0007	5	0.0065	0.0035	0.0065	0.0035	0.0306	Oui

Tout comme les variantes 1 et 2, la variante 3 vérifie la condition énoncée dans l'article 5.10 du RPA 99/2003 [2] dans les 2 directions orthogonales.

III.2.4.4- Reprise des charges horizontales :

Tableau III.37 : Pourcentage de reprise des charges horizontales

Niveau	V _x repris par les voiles	V _x repris par les portiques	V _y repris par les voiles	V _y repris par les portiques
1	84.87	15.13	91.46	8.54
2	78.62	21.38	89.96	10.04
3	69.24	30.76	84.14	15.86
4	70.79	29.21	84.57	15.43
5	64.26	35.74	79.96	20.04

6	60.43	39.57	76.33	23.67
7	50.75	49.25	68.61	31.39
8	56.11	43.89	71.51	28.49
9	10.32	89.68	36.52	63.48
Moyenne	60.6	39.40	75.9	24.1

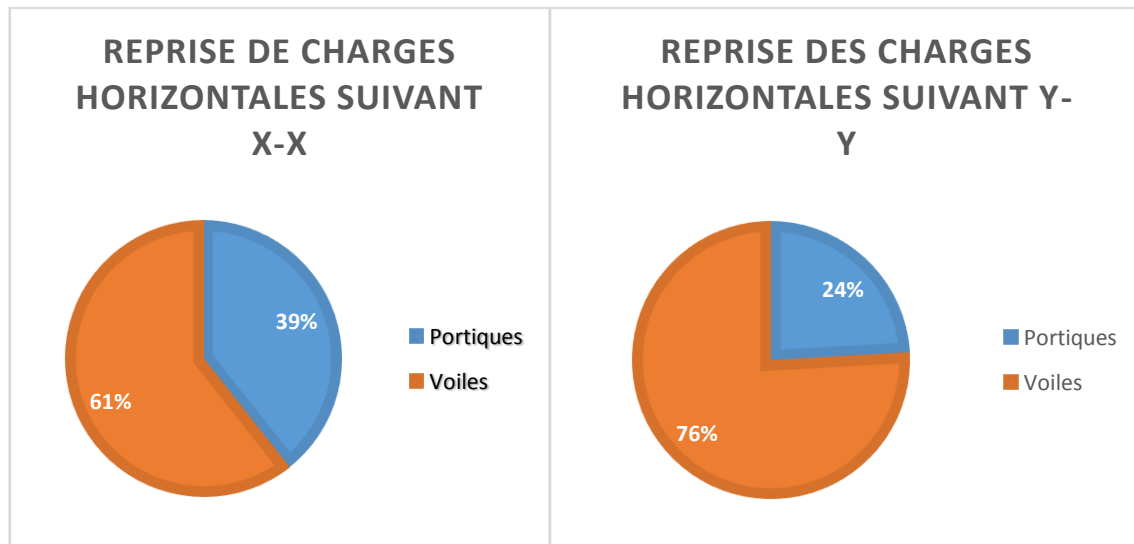


Figure III.14 : Proportion de reprise des charges horizontales par les éléments de contreventement pour la troisième variante

III.2.5- Etude de la quatrième variante mixte :

III.2.5.1- Etude du comportement dynamique :

Tableau III.38 : Comportement dynamique de la variante IV

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		U_x	U_y	R_z	Sum U_x	Sum U_y	
1	0.775752	68.0197	0.0678	0.4349	68.0197	0.0678	Trans x-x
2	0.701452	0.4471	0.0001	68.1493	68.4669	0.0679	Torsion
3	0.607218	0.0693	69.0096	0.0013	68.5362	69.0776	Trans y-y
4	0.186768	18.7488	0.009	0.0707	87.2849	69.0866	
5	0.169606	0.0673	0.0023	18.2543	87.3522	69.0889	
6	0.149626	0.0106	18.6943	0.0028	87.3628	87.7831	
7	0.084541	6.4108	0.001	0.0175	93.7736	87.7842	
8	0.076088	0.0163	0.0018	6.6711	93.7899	87.786	
9	0.069304	0	6.0667	0.0023	93.7899	93.8527	

La période propre est de 0.775s ce qui en fait une structure assez rigide, en effet la période propre en comparaison avec celle de la structure auto-stable diminue de presque 43%.

Le premier mode est une translation suivant x qui mobilise plus de 68% de la masse, le second mode est une torsion et le troisième mode est une translation suivant y qui mobilise plus de 69% de la masse.

Chapitre III Recherche de la position optimale des voiles par un système de notation

Le nombre de modes à considérer est de 9 modes, car c'est au 9^{ème} mode que les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes.

III.2.5.2- Efforts interne dans les éléments structuraux :

En sélectionnant la combinaison de l'ELU ainsi que les combinaisons d'actions sismiques ($G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$) :

a- Poutres principales :

Tableau III.39 : Efforts internes dans les poutres principales proches des voiles

Combinaisons	Efforts	G + Q \pm E
Moment maximal en travée (KN.m)	129.934	0.8G \pm E
Moment aux appuis positif (KN.m)	38.029	G + Q \pm E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-180.741	0.8G \pm E
Effort tranchant max (KN)	197.95	G + Q \pm E

Tableau III.40 : Efforts internes dans les poutres principales loin des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	51.214	0.8G \pm E
Moment aux appuis positif (KN.m)	19.882	0.8G \pm E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-71.629	G + Q \pm E
Effort tranchant max (KN)	77.17	G + Q \pm E

b- Poutres secondaires :

Tableau III.41 : Efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	40.966	0.8G \pm E
Moment aux appuis positif (KN.m)	89.634	0.8G \pm E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-111.281	G + Q \pm E
Effort tranchant max (KN)	225.33	G + Q \pm E

Tableau III.42 : Efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	25.23	G + Q \pm E
Moment aux appuis positif (KN.m)	53.336	G + Q \pm E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-60.749	G + Q \pm E
Effort tranchant max (KN)	51.05	G + Q \pm E

c- Efforts internes dans les poteaux :

(-) : Effort de compression

(+) : Effort de traction

Tableau III.43 : Efforts internes dans les poteaux.

Section	Combinaisons	Effort de compression max (KN)	Effort de traction max (KN)	Moment M ₂ max (KN.m)	Moment M ₃ max (KN.m)	Effort tranchant V ₂ max (KN)	Effort tranchant V ₃ max (KN)
45x45	Efforts	-1575.8	555.82	98.09	83.551	52.47	64.53

	Combinaison	G + Q ± E	0.8G ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E
40x40	Efforts	-997.58	350.45	111.854	79.834	63.6	75.35
	Combinaison	ELU	0.8G ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E
35x35	Efforts	-334.03	72.16	93.554	60.1	54.18	65.31
	Combinaison	ELU	0.8G ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E

d- Efforts interne dans les voiles :

Tableau III.44 : Efforts internes dans les voiles (Trumeaux)

Combinaisons	Contraintes de compression (S22) (KN/m ²)	Contraintes de traction (S22) (KN/m ²)	Contraintes de cisaillement (S12) (KN/m ²)
RDC- 2 ^{ème} étage	-14522.12	11034.12	5617
3-4-5-6 ^{ème} étage	-8338.64	6185.07	4969.9
7 ^{ème} -8 ^{ème} étage	-5182.46	2896.65	1961.97

III.2.5.3- Déplacement inter-étage :

Les conditions à vérifier sont :

$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k$ (Art.4.19 RPA99/2003)

$\delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$ (Art.4.19 RPA99/2003)

$\Delta_{ex} \leq \overline{\Delta}_k$ (Art. 5.10 RPA 99/2003)

$\Delta_{ey} \leq \overline{\Delta}_k$ (Art. 5.10 RPA 99/2003)

$\overline{\Delta}_k = 0.01$ avec H : Hauteur d'étage

Tableau III.45 : Déplacement inter-étages dans la variante IV

Niveau	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	R	δ_x^k [m]	δ_y^k [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	$\overline{\Delta}_k$ [m]	Condition vérifiée (Oui/Non)
9	0.0364	0.0274	5	0.1820	0.1370	0.0240	0.0175	0.0306	Oui
8	0.0316	0.0239	5	0.1580	0.1195	0.0245	0.0185	0.0306	Oui
7	0.0267	0.0202	5	0.1335	0.1010	0.0250	0.0185	0.0306	Oui
6	0.0217	0.0165	5	0.1085	0.0825	0.0250	0.0185	0.0306	Oui
5	0.0167	0.0128	5	0.0835	0.0640	0.0240	0.0180	0.0306	Oui
4	0.0119	0.0092	5	0.0595	0.0460	0.0215	0.0165	0.0306	Oui
3	0.0076	0.0059	5	0.0380	0.0295	0.0185	0.0140	0.0306	Oui
2	0.0039	0.0031	5	0.0195	0.0155	0.0130	0.0105	0.0306	Oui
1	0.0013	0.0010	5	0.0065	0.0050	0.0065	0.0050	0.0306	Oui

Tout comme les variantes précédentes, la variante 4 vérifie la condition énoncée dans l'article 5.10 du RPA 99/2003 [2] dans les 2 directions orthogonales.

III.2.5.4- Reprise des charges horizontales :

Tableau III.46 : Pourcentage de reprise des charges horizontales

Niveau	V _x repris par les voiles	V _x repris par les portiques	V _y repris par les voiles	V _y repris par les portiques
1	83.58	16.42	89.46	10.54
2	80.73	19.27	86.17	13.83
3	75.02	24.98	80.46	19.54
4	75.26	24.74	81.82	18.18
5	69.78	30.22	77.29	22.71
6	65.95	34.05	73.98	26.02
7	56.36	43.64	65.99	34.01

8	59.85	40.15	68.86	31.14
9	16.26	83.74	32.84	67.16
Moyenne	64.76	35.24	72.99	27.01

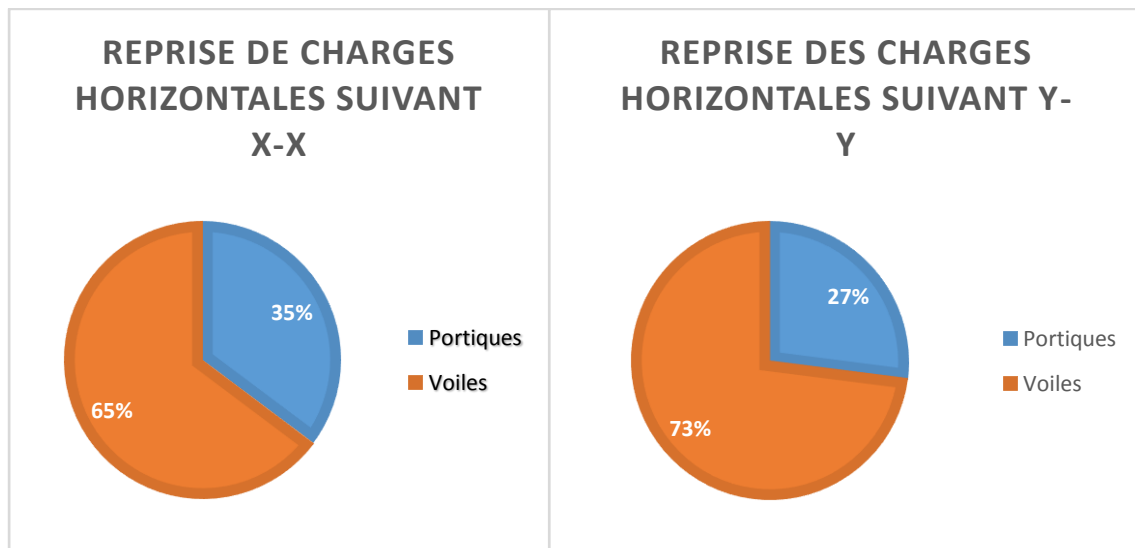


Figure III.15 : Proportion de reprise des charges horizontales par les éléments de contreventement pour la quatrième variante

III.2.6- Etude de la cinquième variante mixte :

III.2.6.1- Etude du comportement dynamique :

Tableau III.47 : Comportement dynamique de la variante V

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		U_x	U_y	R_z	Sum U_x	Sum U_y	
1	0.766237	67.7227	0.004	0.0394	67.7227	0.004	Trans x-x
2	0.670747	0.0036	68.7237	0.1112	67.7263	68.7277	Trans y-y
3	0.635835	0.0403	0.1113	68.4972	67.7666	68.8391	Torsion
4	0.176135	18.6782	0.0063	0.0263	86.4448	68.8453	
5	0.164016	0.0075	18.5364	0.0063	86.4523	87.3817	
6	0.153209	0.0214	0.006	18.7563	86.4737	87.3877	
7	0.076082	6.362	0.3001	0.0571	92.8356	87.6878	
8	0.07511	0.3389	5.8415	0.0003	93.1746	93.5293	

La période propre de la structure est de 0.766s ce qui en fait la structure la plus rigide d'un point de vue période propre.

Le premier mode est une translation suivant x qui mobilise plus de 67% de la masse, le second mode une translation suivant y qui mobilise plus de 68% de la masse et le troisième mode une torsion.

Le nombre de modes à considérer est de 8 modes, car c'est au 8^{ème} mode que les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes.

III.2.6.2- Efforts interne dans les éléments structuraux :

En sélectionnant la combinaison de l'ELU ainsi que les combinaisons d'actions sismiques (G + Q ± E et 0.8G ± E) :

a- Poutres principales :

Tableau III.48 : Efforts internes dans les poutres principales proches des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	88.954	G + Q±E
Moment aux appuis positif (KN.m)	46.49	G + Q±E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-132.273	G + Q±E
Effort tranchant max (KN)	123.35	G + Q±E

Tableau III.49 : Efforts internes dans les poutres principales loin des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	45.727	0.8G±E
Moment aux appuis positif (KN.m)	9.529	G + Q±E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-77.377	G + Q±E
Effort tranchant max (KN)	77.86	G + Q±E

b- Poutres secondaires :

Tableau III.50 : Efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	30.247	G + Q±E
Moment aux appuis positif (KN.m)	80.619	0.8G±E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-107.251	G + Q±E
Effort tranchant max (KN)	214.43	G + Q±E

Tableau III.51 : Efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	21.975	G + Q±E
Moment aux appuis positif (KN.m)	43.12	G + Q±E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-54.074	G + Q±E
Effort tranchant max (KN)	57.12	G + Q±E

c- Efforts internes dans les poteaux :

(-) : Effort de compression

(+) : Effort de traction

Tableau III.52 : Efforts internes dans les poteaux.

Section	Combinaisons	Effort de compression max (KN)	Effort de traction max (KN)	Moment M ₂ max (KN.m)	Moment M ₃ max (KN.m)	Effort tranchant V ₂ max (KN)	Effort tranchant V ₃ max (KN)

45x45	Efforts	-1550.19	513.85	70.414	80.502	50.33	44.84
	Combinaison	ELU	0.8G±E	G + Q±E	G + Q±E	G + Q±E	G + Q±E
40x40	Efforts	-1002.57	279.88	81.742	78.084	63.15	55.27
	Combinaison	ELU	0.8G±E	G + Q±E	G + Q±E	G + Q±E	G + Q±E
35x35	Efforts	-333.66	52.34	73.761	58.876	53.97	53.46
	Combinaison	ELU	0.8G±E	G + Q±E	G + Q±E	G + Q±E	G + Q±E

d- Efforts internes dans les voiles :

Tableau III.53 : Efforts internes dans les voiles (Trumeaux)

Combinaisons	Contraintes de compression (S22) (KN/m ²)	Contraintes de traction (S22) (KN/m ²)	Contraintes de cisaillement (S12) (KN/m ²)
RDC- 2 ^{ème} étage	-13038.09	9639.29	5255.39
3-4-5-6 ^{ème} étage	-6421.89	4046.2	4424.16
7 ^{ème} -8 ^{ème} étage	-3808.38	3460.11	1596.11

III.2.6.3- Déplacement inter-étage :

Les conditions à vérifier sont :

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad (\text{Art.4.19 RPA99/2003})$$

$$\delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k \quad (\text{Art.4.19 RPA99/2003})$$

$$\Delta_{ex} \leq \overline{\Delta_k} \quad (\text{Art. 5.10 RPA 99/2003})$$

$$\Delta_{ey} \leq \overline{\Delta_k} \quad (\text{Art. 5.10 RPA 99/2003})$$

$$\overline{\Delta_k} = 0.01 \text{ H avec H : Hauteur d'étage}$$

Tableau III.54 : Déplacement inter-étages dans la variante V

Niveau	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	R	δ_x^k [m]	δ_y^k [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	$\overline{\Delta_k}$ [m]	Condition vérifiée (Oui/Non)
9	0.0344	0.0292	5	0.1720	0.1460	0.0230	0.0185	0.0306	Oui
8	0.0298	0.0255	5	0.1490	0.1275	0.0235	0.0200	0.0306	Oui
7	0.0251	0.0215	5	0.1255	0.1075	0.0240	0.0195	0.0306	Oui
6	0.0203	0.0176	5	0.1015	0.0880	0.0240	0.0200	0.0306	Oui
5	0.0155	0.0136	5	0.0775	0.0680	0.0225	0.0195	0.0306	Oui
4	0.0110	0.0097	5	0.0550	0.0485	0.0205	0.0175	0.0306	Oui
3	0.0069	0.0062	5	0.0345	0.0310	0.0170	0.0145	0.0306	Oui
2	0.0035	0.0033	5	0.0175	0.0165	0.0120	0.0115	0.0306	Oui
1	0.0011	0.001	5	0.0055	0.0050	0.0055	0.0050	0.0306	Oui

Tout comme les variantes précédentes, la variante 5 vérifie la condition énoncée dans l'article 5.10 du RPA 99/2003 [2] dans les 2 directions orthogonales.

III.2.6.4- Reprise des charges horizontales :

Tableau III.55 : Pourcentage de reprise des charges horizontales

Niveau	V _x repris par les voiles	V _x repris par les portiques	V _y repris par les voiles	V _y repris par les portiques
1	88.71	11.29	88.53	11.47
2	85.68	14.32	83.72	16.28
3	77.82	22.18	77.46	22.54
4	78.42	21.58	79.05	20.95
5	72.91	27.09	73.83	26.17

6	68.33	31.67	70.18	29.82
7	58.09	41.91	61.26	38.74
8	61.24	38.76	65.08	34.92
9	16.13	83.87	24.6	75.4
Moyenne	67.48	32.52	69.3	30.7

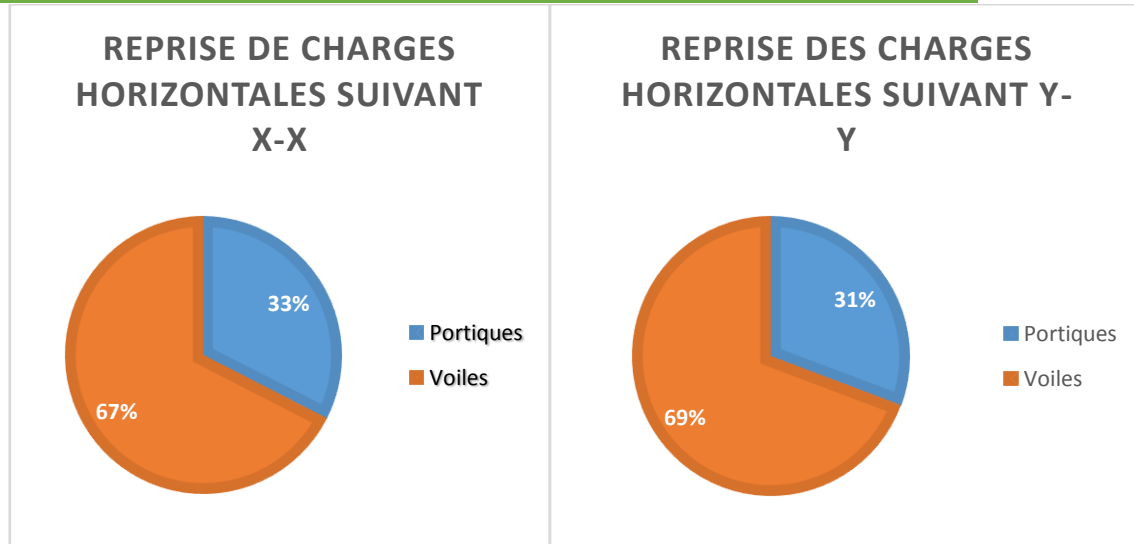


Figure III.16 : Proportion de reprise des charges horizontales par les éléments de contreventement pour la cinquième variante.

III.3- Exploitation des résultats :

La comparaison entre les 5 variantes s'effectue sur la base d'un système de bonification, des points allant de 1 à 5 sont attribués pour chaque variante suivant les différents paramètres choisis.

La variante avec la caractéristique optimale aura 5 points, celle qui la suit 4 points et ainsi de suite jusqu'à 1 point pour la variante ayant la caractéristique la plus médiocre.

Concernant les paramètres des efforts des éléments structuraux, uniquement le cas le plus défavorable fera l'objet de la comparaison suivant les différentes combinaisons puis à la fin de la notation les points récoltés seront multipliés par le nombre d'éléments contenus par le dit élément structural et ce pour une meilleure évaluation globale de la structure en terme d'efforts.

Aussi dans le but d'approcher l'étude technico-économique qui sera l'objet du prochain chapitre la priorité dans ce système sera donnée pour les efforts dans les éléments structuraux. Les points récoltés par chaque variante seront additionnés à la fin et celle qui aura récolté le plus grand nombre de points sera désignée comme variante optimale.

Les paramètres considérés sont le comportement dynamique, les efforts internes ainsi que les déplacements absolus et relatifs.

III.3.1- Comportement dynamique :

Tableau III.56 : Comparaison des caractéristiques dynamiques

	Mode	1	2	3	...	7	8	9	Points	Somme
Variante I	Période	0.840688	0.585388	0.466267				3 points	6 points
	U _x	67.6723	0.0004	0.0182					
	U _y	0.0003	67.0932	0.0015					
	R _z	0.0156	0.0015	66.2974					

Chapitre III Recherche de la position optimale des voiles par un système de notation

	Sum U_x	67.6723	67.6727	67.6909	92.666	92.666				
	Sum U_y	0.0003	67.0934	67.095	87.6944	94.4052				
Variante II	Période	0.891934	0.84045	0.691813					1 point	2 points
	U_x	23.3011	46.4707	0.0016					1 point	
	U_y	0.0037	0.0076	68.578						
	R_z	48.1767	23.6198	0.0107						
	Sum U_x	23.3011	69.7718	69.7734		92.5392	92.5393			
	Sum U_y	0.0037	0.0113	68.5892		86.1063	92.9259			
Variante III	Période	0.857705	0.58371	0.469908					2 points	7 points
	U_x	69.4264	0.0002	0.0394					5 points	
	U_y	0.0002	66.9551	0.002						
	R_z	0.0378	0.002	66.4555						
	Sum U_x	69.4264	69.4266	69.466	92.5203	92.5247				
	Sum U_y	0.0002	66.9552	66.9573	87.6645	94.3838				
Variante IV	Période	0.775752	0.701452	0.607218					4 points	6 points
	U_x	68.0197	0.4471	0.0693					2 points	
	U_y	0.0678	0.0001	69.0096						
	R_z	0.4349	68.1493	0.0013						
	Sum U_x	68.0197	68.4669	68.5362		93.7899	93.7899			
	Sum U_y	0.0678	0.0679	69.0776		87.786	93.8527			
Variante V	Période	0.766237	0.670747	0.635835					5 points	9 points
	U_x	67.7227	0.0036	0.0403					4 points	
	U_y	0.004	68.7237	0.1113						
	R_z	0.0394	0.1112	68.4972						
	Sum U_x	67.7227	67.7263	67.7666	92.8356	93.1746				
	Sum U_y	0.004	68.7277	68.8391	87.6878	93.5293				

b- Effort tranchant d'étage :

Dans ce paramètre ce qui entre parenthèse représente la note obtenue par les variantes suivant les différents étages, les notes seront sommées à la fin pour obtenir la note finale se trouvant en bas. Elle servira d'exemple pour mieux comprendre le système de notation.

Tableau III.57 : Comparaison de l'effort tranchant d'étage

	Variante I	Variante II	Variante III	Variante IV	Variante V
Niveau 9	1059.08(3)	976.39(1)	1015.01(2)	1072.92(4)	1090.76(5)
Niveau 8	1739.62(3)	1643.85(1)	1690.31(2)	1820.63(4)	1824.63(5)
Niveau 7	2292.35(3)	2188.87(1)	2249.07(2)	2411.83(5)	2409.89(4)
Niveau 6	2758.65(3)	2655.06(1)	2720.59(2)	2948.64(5)	2944.79(4)
Niveau 5	3146.28 (3)	3037.1(1)	3113.49(2)	3358.5(5)	3349.87(4)
Niveau 4	3457.79(3)	3354.54 (1)	3430.49(2)	3693.82(5)	3678.26 (4)
Niveau 3	3712.94(3)	3598.08 (1)	3684.44(2)	3954.15(5)	3931.25 (4)
Niveau 2	3919.44(3)	3800.24(1)	3881.99(2)	4171.53(5)	4145.9 (4)
Niveau 1	4064.77(3)	3911.5(1)	4008.23 (2)	4298.56(5)	4273.26 (4)
Points	27	9	18	43	38

c- Excentricité :

Tableau III.58 : Comparaison des excentricités suivant les deux directions

	Variante I		Variante II		Variante III		Variante IV		Variante V	
	E_x	E_y	E_x	E_y	E_x	E_y	E_x	E_y	E_x	E_y
Niveau 9	0.025	0.35	0.04	0.45	0.027	0.509	0.019	0.191	0.042	0.122
Niveau 8	0.024	0.304	0.039	0.446	0.026	0.468	0.016	0.156	0.041	0.089
Niveau 7	0.023	0.296	0.036	0.488	0.023	0.48	0.011	0.149	0.038	0.084
Niveau 6	0.021	0.288	0.034	0.536	0.022	0.504	0.005	0.142	0.036	0.085
Niveau 5	0.019	0.279	0.031	0.588	0.02	0.537	0.003	0.129	0.033	0.084
Niveau 4	0.017	0.268	0.028	0.64	0.018	0.581	0.01	0.116	0.03	0.092

Chapitre III Recherche de la position optimale des voiles par un système de notation

Niveau 3	0.016	0.254	0.026	0.689	0.018	0.631	0.018	0.107	0.028	0.115
Niveau 2	0.018	0.231	0.028	0.731	0.021	0.68	0.02	0.104	0.032	0.156
Niveau 1	0.042	0.189	0.045	0.709	0.045	0.656	0.01	0.11	0.054	0.195
Points	38	28	19	11	29	16	43	39	9	41
Somme	66		30		45		82		50	

d- Pourcentage de charges horizontales reprise par les voiles :

Suivant x-x :

Tableau III.59 : Comparaison de du pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles suivant x-x

	Variante I		Variante II		Variante III		Variante IV		Variante V	
Niveau 1	87.56	4	84.94	3	84.87	2	83.58	1	88.71	5
Niveau 2	82.65	4	79.28	2	78.62	1	80.73	3	85.68	5
Niveau 3	73.14	3	70.5	2	69.24	1	75.02	4	77.82	5
Niveau 4	73.76	3	72.28	2	70.79	1	75.26	4	78.42	5
Niveau 5	66.76	3	66.33	2	64.26	1	69.78	4	72.91	5
Niveau 6	61.88	2	63.03	3	60.43	1	65.95	4	68.33	5
Niveau 7	50.71	1	54.41	3	50.75	2	56.36	4	58.09	5
Niveau 8	54.7	1	59.88	4	56.11	2	59.85	3	61.24	5
Niveau 9	5.17	1	16.55	5	10.32	2	16.26	4	16.13	3
Moyenne	61.82	2	63.02	3	60.6	1	64.76	4	67.48	5
Points	24		29		14		35		48	

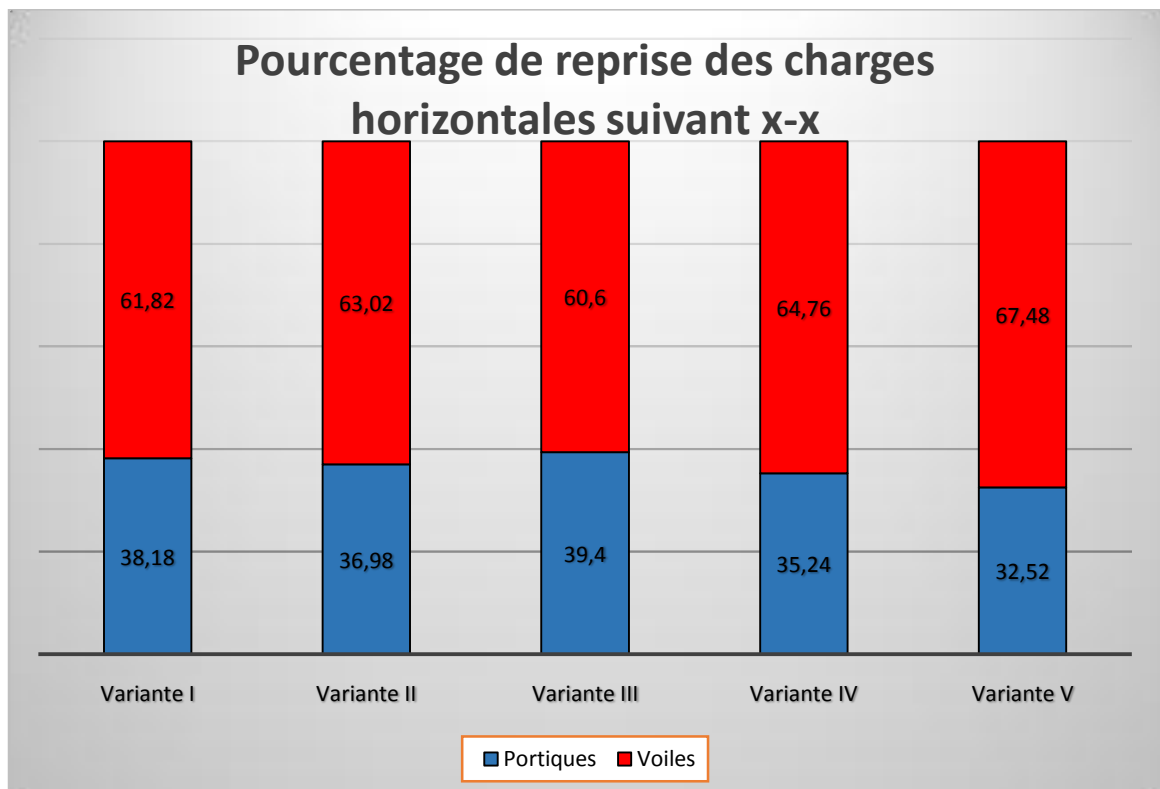


Figure III.17 : Comparaison entre les différentes variantes en terme de reprise des charges horizontales suivant l'axe x

Remarque :

On constate que pour toutes les variantes au moins 25% des charges horizontales sont reprises par les portiques. On constate aussi que la reprise des charges horizontales par les voiles est maximale pour la variante 5.

Tableau III.60 : Comparaison de du pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles suivant y-y

	Variante I		Variante II		Variante III		Variante IV		Variante V	
Niveau 1	91.51	5	89.37	2	91.46	4	89.46	3	88.53	1
Niveau 2	90.06	5	85.05	2	89.96	4	86.17	3	83.72	1
Niveau 3	84.32	5	77.22	1	84.14	4	80.46	3	77.46	2
Niveau 4	84.78	5	78.39	1	84.57	4	81.82	3	79.05	2
Niveau 5	80.23	5	72.93	1	79.96	4	77.29	3	73.83	2
Niveau 6	76.66	5	69.15	1	76.33	4	73.98	3	70.18	2
Niveau 7	69.06	5	60.22	1	68.61	4	65.99	3	61.26	2
Niveau 8	71.91	5	64.86	1	71.51	4	68.86	3	65.08	2
Niveau 9	36.88	5	20.64	1	36.52	4	32.84	3	24.6	2
Moyenne	76.16	5	68.65	1	75.9	4	72.99	3	69.3	2
Points	50		12		40		30		18	

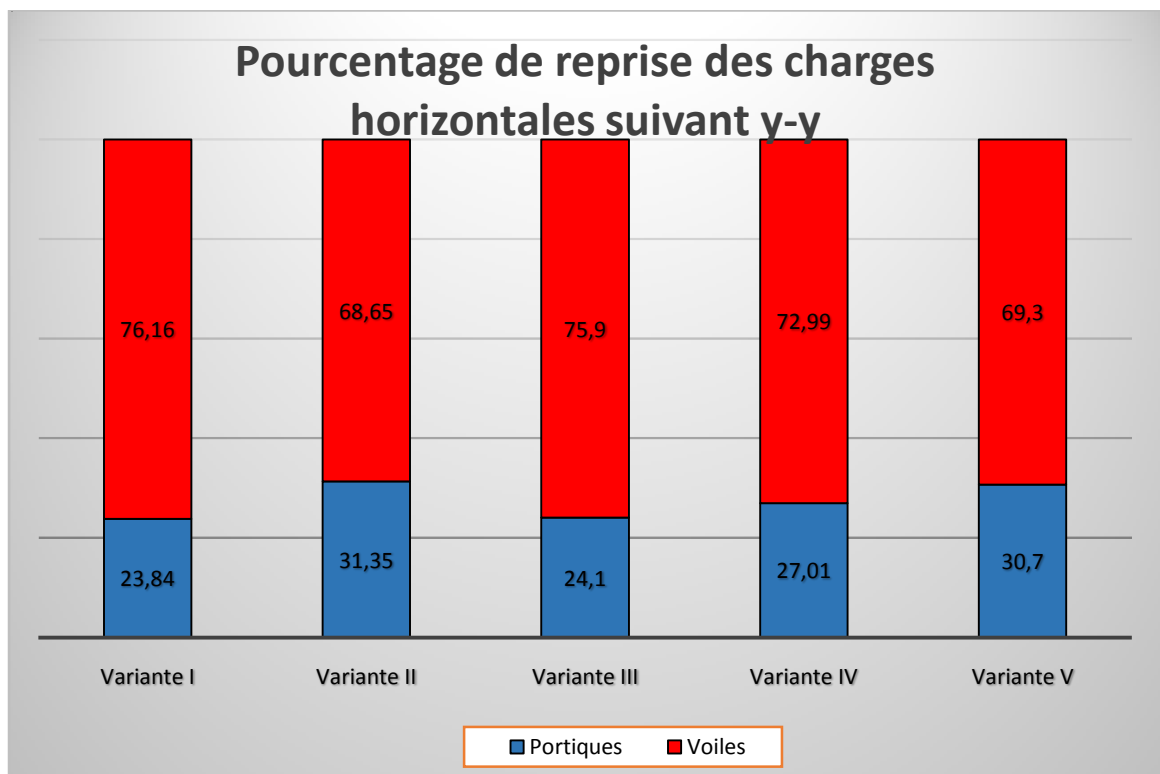


Figure III.18 : Comparaison entre les différentes variantes en terme de reprise des charges horizontales suivant l'axe y

Remarque :

On remarque que les 25% de reprise des charges horizontales par les portiques exigés par le RPA 99/2003 pour les variantes 1 et 3 ne sont pas atteintes. On peut constater des pourcentages nettement plus élevés dans la direction y, cela est dû au fait que la quantité de béton utilisée dans la direction y est supérieure à celle utilisée dans la direction x.

III.3.2- Efforts interne dans les éléments structuraux :

a- Poutres principales proches des voiles :

Tableau III.61 : Comparaison des efforts internes dans les poutres principales proches des voiles.

Combinaisons		Effort	Points	Nombre d'éléments	Somme
Variante I	Moment maximal en travée (KN.m)	65.84	3	18	252
	Moment aux appuis positif (KN.m)	37.143	3		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-113.717	4		
	Effort tranchant max (KN)	108.9	4		
Variante II	Moment maximal en travée (KN.m)	64.113	5	18	252
	Moment aux appuis positif (KN.m)	33.92	5		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-140.428	2		
	Effort tranchant max (KN)	129.87	2		
Variante III	Moment maximal en travée (KN.m)	65.641	4	13	234
	Moment aux appuis positif (KN.m)	35.804	4		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-113.666	5		
	Effort tranchant max (KN)	108.78	5		
Variante IV	Moment maximal en travée (KN.m)	129.934	1	10	50
	Moment aux appuis positif (KN.m)	38.029	2		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-180.741	1		
	Effort tranchant max (KN)	197.95	1		
Variante V	Moment maximal en travée (KN.m)	88.954	2	18	162
	Moment aux appuis positif (KN.m)	46.49	1		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-132.273	3		
	Effort tranchant max (KN)	123.35	3		

Tableau III.62 : Comparaison des efforts internes dans les poutres principales loin des voiles.

Combinaisons		Effort	Points	Nombre d'éléments	Note
Variante I	Moment maximal en travée (KN.m)	42.631	4	22	264
	Moment aux appuis positif (KN.m)	6.172	5		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-90.047	1		
	Effort tranchant max (KN)	83.41	2		
Variante II	Moment maximal en travée (KN.m)	43.671	3	22	176
	Moment aux appuis positif (KN.m)	18.914	2		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-84.157	2		
	Effort tranchant max (KN)	83.72	1		
Variante III	Moment maximal en travée (KN.m)	39.154	5	27	459
	Moment aux appuis positif (KN.m)	13.345	3		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-73.115	4		
	Effort tranchant max (KN)	73.47	5		
Variante IV	Moment maximal en travée (KN.m)	51.214	1	30	330
	Moment aux appuis positif (KN.m)	19.882	1		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-71.629	5		
	Effort tranchant max (KN)	77.17	4		
Variante V	Moment maximal en travée (KN.m)	45.727	2	22	264
	Moment aux appuis positif (KN.m)	9.529	4		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-77.377	3		
	Effort tranchant max (KN)	77.86	3		

Tableau III.63 : Comparaison des efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles.

Combinaisons		Effort	Points	Nombre d'éléments	Note
Variante	Moment maximal en travée (KN.m)	54.5	3	12	216
	Moment aux appuis positif (KN.m)	74.728	5		

	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-88.445	5		
	Effort tranchant max (KN)	122.7	5		
Variante II	Moment maximal en travée (KN.m)	76.77	1	25	150
	Moment aux appuis positif (KN.m)	132.829	1		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-132.206	1		
	Effort tranchant max (KN)	154.99	3		
Variante III	Moment maximal en travée (KN.m)	61.18	2	13	143
	Moment aux appuis positif (KN.m)	87.583	3		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-124.135	2		
	Effort tranchant max (KN)	146.49	4		
Variante IV	Moment maximal en travée (KN.m)	40.966	4	14	140
	Moment aux appuis positif (KN.m)	89.634	2		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-111.281	3		
	Effort tranchant max (KN)	225.33	1		
Variante V	Moment maximal en travée (KN.m)	30.247	5	16	240
	Moment aux appuis positif (KN.m)	80.619	4		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-107.251	4		
	Effort tranchant max (KN)	214.43	2		

Tableau III.64 : Comparaison des efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles.

Combinaisons		Efforts	Points	Nombre d'éléments	Note
Variante I	Moment maximal en travée (KN.m)	45.84	1	29	203
	Moment aux appuis positif (KN.m)	60.076	1		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-67.395	1		
	Effort tranchant max (KN)	51.59	4		
Variante II	Moment maximal en travée (KN.m)	32.089	3	16	224
	Moment aux appuis positif (KN.m)	45.746	4		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-58.789	4		
	Effort tranchant max (KN)	54.5	3		
Variante III	Moment maximal en travée (KN.m)	38.663	2	28	252
	Moment aux appuis positif (KN.m)	50.551	3		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-60.487	3		
	Effort tranchant max (KN)	58.51	1		
Variante IV	Moment maximal en travée (KN.m)	25.23	4	27	351
	Moment aux appuis positif (KN.m)	53.336	2		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-60.749	2		
	Effort tranchant max (KN)	51.05	5		
Variante V	Moment maximal en travée (KN.m)	21.975	5	25	425
	Moment aux appuis positif (KN.m)	43.12	5		
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-54.074	5		
	Effort tranchant max (KN)	57.12	2		

b- Efforts internes dans les poteaux :

La note de la variante dans le paramètre en question (effort normal, traction,..) est entre parenthèses

Tableau III.65 : Comparaison des efforts dans les poteaux de section 45x45

	Variante I	Variante II	Variante III	Variante IV	Variante V
Effort normal de compression [KN]	-1875.32 (3)	-1916.62 (2)	-1980.38 (1)	-1575.8 (4)	-1550.19 (5)
Effort normal de traction [KN]	901.3 (3)	981.25 (2)	1034.76 (1)	555.82 (4)	513.85 (5)
Moment M_2 max [KN.m]	55.249 (5)	77.127 (2)	55.421 (4)	98.09 (1)	70.414 (3)
Moment M_3 max [KN.m]	101.108 (3)	119.428 (2)	123.552 (1)	83.543 (4)	80.502 (5)
Effort tranchant V_2 max [KN]	63.13 (3)	75.7 (2)	78.25 (1)	52.46 (4)	50.33 (5)
Effort tranchant V_3 max [KN]	35.01 (5)	48.87 (2)	35.17 (4)	64.53 (1)	44.84 (3)
Points	22	12	12	18	26

Chapitre III Recherche de la position optimale des voiles par un système de notation

Nombre d'éléments	48	48	48	48	48
Note	1056	576	576	864	1248

Tableau III.66 : Comparaison des efforts dans les poteaux de section 40x40

	Variante I	Variante II	Variante III	Variante IV	Variante V
Effort normal de compression [KN]	-1004.77 (2)	-1002.72 (3)	-1056.54 (1)	-997.58 (5)	-1002.57 (4)
Effort normal de traction [KN]	391.18 (1)	321.36 (4)	350.78 (2)	350.45 (3)	279.88 (5)
Moment M_2 max [KN.m]	70.59 (5)	84.065 (2)	71.516 (4)	111.854 (1)	81.742 (3)
Moment M_3 max [KN.m]	85.9 (3)	95.565 (2)	99.92 (1)	79.834 (4)	78.084 (5)
Effort tranchant V_2 max [KN]	70.16 (1)	62.89 (5)	63.54 (3)	63.6 (2)	63.15 (4)
Effort tranchant V_3 max [KN]	47.59 (5)	56.91 (2)	48.24 (4)	75.35 (1)	55.27 (3)
Points	17	18	15	16	24
Nombre d'éléments	48	48	48	48	48
Somme	816	864	720	768	1152

Tableau III.67 : Comparaison des efforts dans les poteaux de section 35x35

	Variante I	Variante II	Variante III	Variante IV	Variante V
Effort normal de compression [KN]	-336.37 (2)	-336.36 (3)	-357.94 (1)	-334.03 (4)	-333.66 (5)
Effort normal de traction [KN]	3.61 (5)	38.84 (3)	35.78 (4)	72.16 (1)	52.34 (2)
Moment M_2 max [KN.m]	66.475 (5)	73.538 (3)	67.708 (4)	93.554 (1)	73.761 (2)
Moment M_3 max [KN.m]	61.735 (2)	49.923 (5)	67.986 (1)	60.1 (3)	58.876 (4)
Effort tranchant V_2 max [KN]	59.48 (1)	50.37 (4)	48.52 (5)	54.18 (2)	53.97 (3)
Effort tranchant V_3 max [KN]	48.14 (5)	53.12 (3)	49.06 (4)	65.31 (1)	53.46 (2)
Points	20	21	19	12	18
Nombre d'éléments	48	48	48	48	48
Somme	960	1008	912	576	864

c- Efforts interne dans les voiles :

Tableau III.68 : Comparaison des efforts dans les voiles du RDC au 2^{ème} étage

	Contrainte de compression	Contrainte de traction	Contrainte de cisaillement	Nombre d'éléments	Points	Somme
Variante I	-12725.01 (4)	9967.76 (3)	1945.05 (5)	8	12	96
Variante II	-13367.98 (1)	8951.41 (5)	1952 (4)	8	10	80
Variante III	-12425.91 (5)	10128.11 (2)	1952.28 (3)	8	10	80
Variante IV	-14522.12 (3)	11034.12 (1)	5617 (1)	8	6	48
Variante V	-13038.09 (3)	9639.29 (4)	5255.39 (2)	8	9	72

Tableau III.69 : Comparaison des efforts dans les voiles du 3^{ème} au 6^{ème} étage

	Contrainte de compression	Contrainte de traction	Contrainte de cisaillement	Nombre d'éléments	Points	Somme
Variante I	-7004.52 (2)	5337.49 (3)	1398.61 (4)	8	9	72
Variante II	-5779.07 (5)	2740.47 (5)	1356.23 (5)	8	15	120
Variante III	-6808.45 (3)	5430.62 (2)	1439.19 (3)	8	8	64
Variante IV	-8338.64 (1)	6185.07 (1)	4969.9 (1)	8	3	24
Variante V	-6421.89 (4)	4046.2 (4)	4424.16 (2)	8	8	64

Tableau III.70 : Comparaison des efforts dans les voiles du 7^{ème} et 8^{ème} étage

	Contrainte de compression	Contrainte de traction	Contrainte de cisaillement	Nombre d'éléments	Points	Somme
Variante I	-3129.01(5)	2617.02 (5)	594.98 (4)	8	14	112
Variante II	-5756.91 (1)	5134.46 (1)	591.99 (5)	8	7	56
Variante III	-3608.42 (4)	2792.99 (4)	641.83 (3)	8	11	88
Variante IV	-5182.46 (2)	2896.65 (3)	1961.97 (1)	8	6	48
Variante V	-3808.38 (3)	3460.11 (2)	1596.11 (2)	8	7	56

III.3.3- Déplacements relatifs et absolus :

Pour chaque étage une comparaison sera faite de tel sorte que les déplacements les moins importants obtiennent le plus grand nombre de points.

Tableau III.71 : Comparaison des déplacements absolus inter-étages.

Niveau	Variante I		Variante II		Variante III		Variante IV		Variante V	
	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]
9	0.0361	0.1130	0.0408	0.1730	0.0379	0.1130	0.0364	0.1370	0.0344	0.1460
8	0.0313	0.0990	0.0363	0.1525	0.0333	0.0970	0.0316	0.1195	0.0298	0.1275
7	0.0264	0.0825	0.0315	0.1305	0.0285	0.0810	0.0267	0.1010	0.0251	0.1075
6	0.0213	0.0660	0.0263	0.1080	0.0234	0.0650	0.0217	0.0825	0.0203	0.0880
5	0.0163	0.0500	0.0208	0.0840	0.0183	0.0495	0.0167	0.0640	0.0155	0.0680
4	0.0115	0.0355	0.0152	0.0610	0.0131	0.0350	0.0119	0.0460	0.0110	0.0485
3	0.0072	0.0220	0.0098	0.0390	0.0084	0.0220	0.0076	0.0295	0.0069	0.0310
2	0.0036	0.0115	0.0052	0.0205	0.0043	0.0115	0.0039	0.0155	0.0035	0.0165
1	0.0011	0.0035	0.0016	0.0065	0.0013	0.0035	0.0013	0.0050	0.0011	0.0050
Points	37	40	9	9	19	45	27	27	45	19
Total	77		18		64		54		64	

Tableau III.72 : Comparaison des déplacements relatifs inter-étages.

Niveau	Variante I		Variante II		Variante III		Variante IV		Variante V	
	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]
9	0.0240	0.0140	0.0225	0.0205	0.0230	0.0160	0.0240	0.0175	0.0230	0.0185
8	0.0245	0.0165	0.024	0.0220	0.0240	0.0160	0.0245	0.0185	0.0235	0.0200
7	0.0255	0.0165	0.026	0.0225	0.0255	0.0160	0.0250	0.0185	0.0240	0.0195
6	0.0250	0.016	0.0275	0.0240	0.0255	0.0155	0.0250	0.0185	0.0240	0.0200
5	0.0240	0.0145	0.028	0.0230	0.0260	0.0145	0.0240	0.0180	0.0225	0.0195
4	0.0215	0.0135	0.027	0.0220	0.0235	0.0130	0.0215	0.0165	0.0205	0.0175
3	0.0180	0.0105	0.023	0.0185	0.0205	0.0105	0.0185	0.0140	0.0170	0.0145
2	0.0125	0.008	0.018	0.0140	0.0150	0.0080	0.0130	0.0105	0.0120	0.0115
1	0.0055	0.0035	0.008	0.0065	0.0065	0.0035	0.0065	0.0050	0.0055	0.0050
Points	33	41	16	9	24	44	30	27	44	19
Total	74 points		25 points		66 points		57 points		63 points	

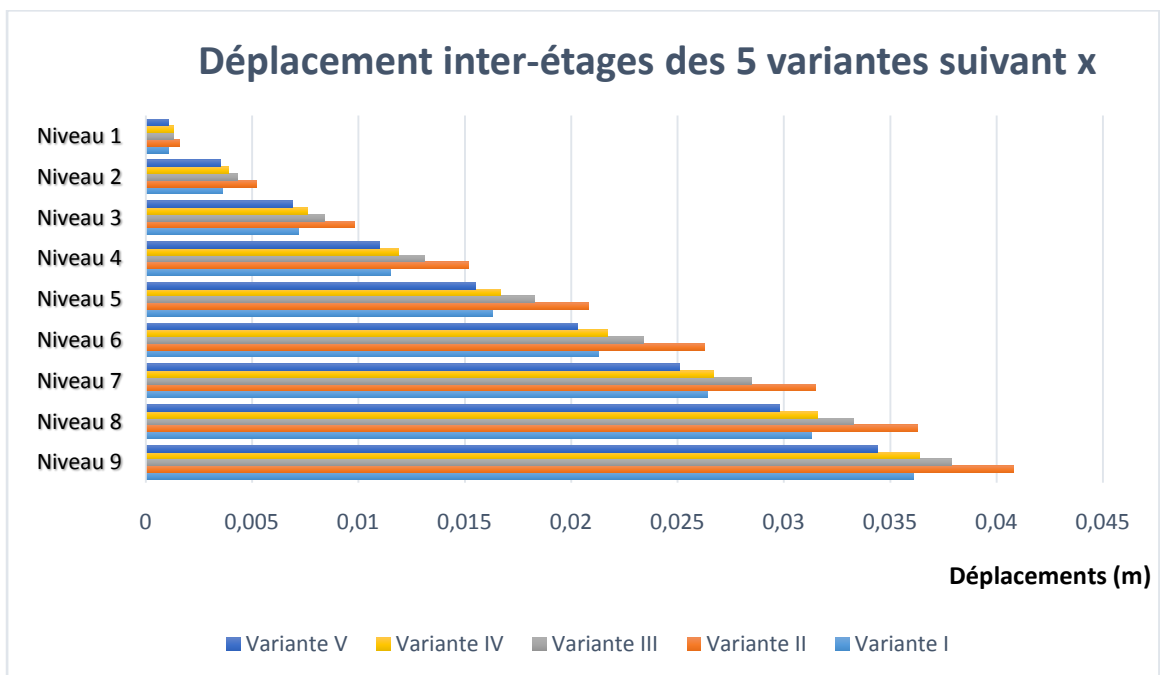


Figure III.19 : Déplacements inter-étages des 5 variantes suivant x

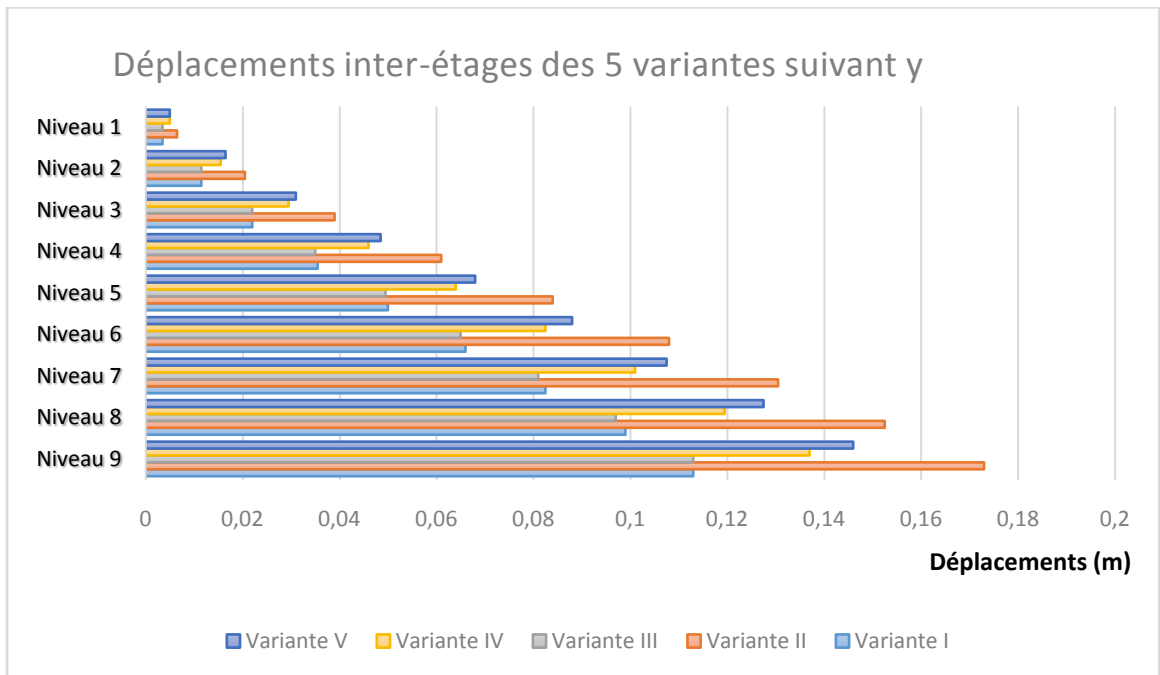


Figure III.20 : Déplacements inter-étages des 5 variantes suivant y

III.3.4- Synthèse des résultats :

Le tableau suivant va nous donner le résumé de tous les résultats et permettra de mieux apprécier les résultats trouvés jusque-là.

Tableau III.73 : Récapitulatif des résultats obtenus

	Variante I	Variante II	Variante III	Variante IV	Variante V
Comportement dynamique	6	2	7	6	9
Excentricité	66	30	45	82	50
Effort tranchant d'étage	27	9	18	43	38
Reprise des charges horizontales x-x	24	29	14	35	48
Reprise des charges horizontales y-y	50	12	40	30	18
Effort PP proche des voiles	252	252	234	50	162
Effort PP loin des voiles	264	176	459	330	264
Effort PS proche des voiles	216	150	143	140	240
Effort PS loin des voiles	203	224	252	351	425
Efforts poteaux 45x45	1056	576	576	864	1248
Efforts poteaux 40x40	816	864	720	768	1152
Efforts poteaux 35x35	960	1008	912	576	864
Efforts dans les voiles	280	256	120	64	192
Déplacements absolus	77	18	64	54	64
Déplacements relatifs	74	25	66	57	63
Somme	4374	3632	3675	3452	4841

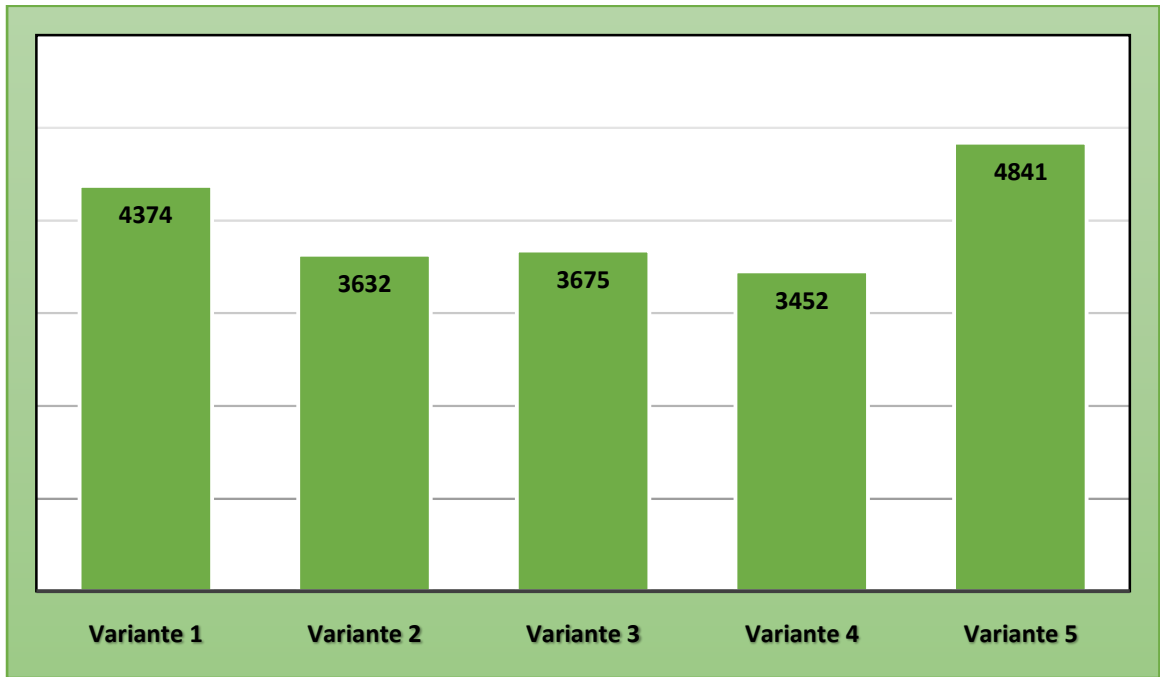


Figure III.21 : Histogramme comparatif entre les différentes variantes

A partir de l'étude comparative effectuée la variante 5 apparaît comme étant celle qui donne la disposition optimale des voiles. En effet, cette variante se distingue par les éléments suivants :

- Un excellent comportement dynamique.
- Voiles disposés quasiment en façades de sorte à donner un grand bras de levier au couple résistant à la torsion.
- Déplacements inter-étages absolus et relatifs réduits.
- Efforts dans les éléments structuraux relativement réduits.

Comme préconisé dans les ouvrages parasismiques [28], les voiles doivent être assez larges car les éléments étroits sont soumis à des efforts élevés, donnant lieu à des déformations importantes.

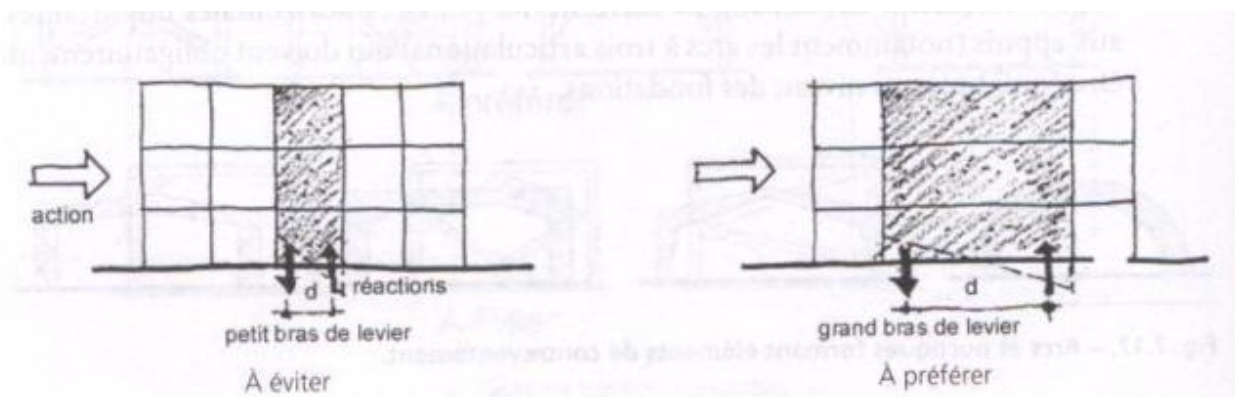


Figure III.22 : Importance de la largeur des voiles de contreventement [28]

De plus ils doivent être disposés près des façades pour conférer un grand bras de levier au couple résistant à la torsion [28].

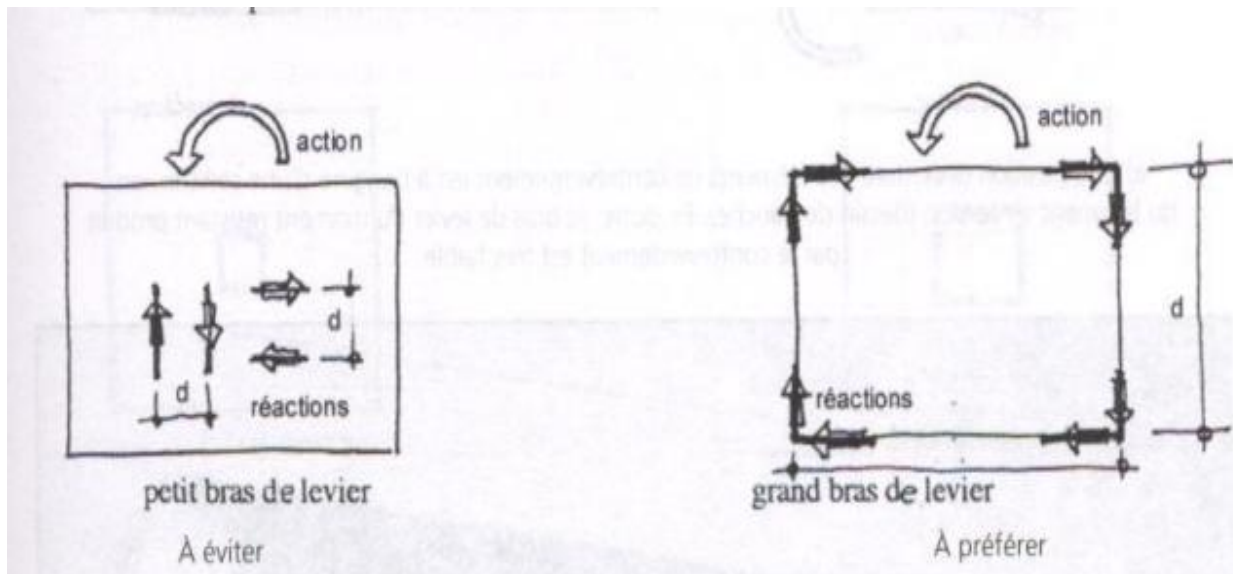


Figure III.23 : Distance entre éléments de contreventement [28]

Les éléments de contreventement doivent être disposés de façon la plus symétrique possible par rapport au centre de gravité de chaque niveau, une asymétrie de cette dernière engendre des efforts supplémentaires dus à la torsion d'axe vertical [28].

Conclusion :

Dans cette première méthode d'étude de la position optimale des voiles, le recours à un système de notation permet donc de tirer la variante « optimale » sur la base de plusieurs critères, qui peuvent être choisis selon les besoins de la construction, dans le cas présent les critères choisis ont été pris de sorte à avoir une structure ayant le meilleur comportement dynamique possible ainsi que les efforts internes les plus réduits possibles. Concernant le système de notation, il a été pris à partir d'études faites auparavant [4] [24] et a été amélioré, l'objectif principal est de permettre la mise en place d'un système alternatif à une étude technico-économique dont les calculs sont souvent laborieux. Parmi les changements apportés à ce système ; la prise en compte de la combinaison la plus défavorable uniquement, le système de répartition des poutres proches ou éloignées des voiles, ainsi que la prise en compte du nombre d'éléments dans les critères de comparaison des efforts entre les différentes variantes. Les résultats obtenus jusque-là pourront être utilisés pour une comparaison avec les résultats de l'étude technico-économique qui sera l'objet d'étude du prochain chapitre.

Introduction :

Après une première comparaison avec un système de notation, l'objet de ce chapitre sera de faire une étude comparative sur la base de la quantité de ferrailage de chacune des différentes variantes énoncées dans le chapitre précédent. Dans le calcul du ferrailage il sera question de comparer uniquement les sections calculées afin de ne pas biaiser l'étude avec des sections adoptées. En effet, cela fausserait quelque peu la comparaison, A titre d'exemple on peut trouver des sections de ferrailage différentes entre les différentes variantes dans un élément donné mais en adoptant des sections on se retrouverait avec des sections identiques, pour un souci d'impartialité les sections adoptées ont donc été mises de côté, de plus les sections minimales ne seront pas prises en compte pour une étude basée uniquement sur les sections calculées par les différents règlements utilisés. Les calculs qui vont suivre donneront une approximation proche de la réalité de la quantité d'acier nécessaire pour le ferrailage. L'objet de ce chapitre est donc de trouver la variante qui concilie au mieux entre l'aspect sécurité et l'aspect économique. Dans un premier temps les différentes variantes vont être ferrillées puis une quantification du ferrailage de chaque variante sera faite puis à la fin une comparaison entre les différentes variantes sera faite, la variante ayant la quantité de ferrailage la moins importante sera considérée comme disposition optimale des voiles sur la base de l'étude technico-économique.

I. Ferrailage de la première variante :

Dans cette première partie il sera question de ferriller l'ensemble des éléments structuraux à savoir poteaux, poutres et voiles sur la base des efforts tirés principalement dans le chapitre précédent. Le calcul du ferrailage en flexion simple et composée se fera à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

I.1- Ferrailage des poutres :

Remarque :

Le schéma suivant montre le code qui permet la différenciation des poutres principales et secondaires qu'elles soient proche ou loin des voiles. Il convient que cette répartition est peu conventionnelle dans le domaine mais elle permettra une meilleure économie. En effet, les poutres qui sont adjacentes aux voiles ont été différenciées de celles qui ne le sont pas car les contraintes se concentrent au niveau des voiles et par conséquent les éléments qui leurs sont avoisinant. Comme les voiles ont des positions différentes, pour chaque variante un schéma est donné.

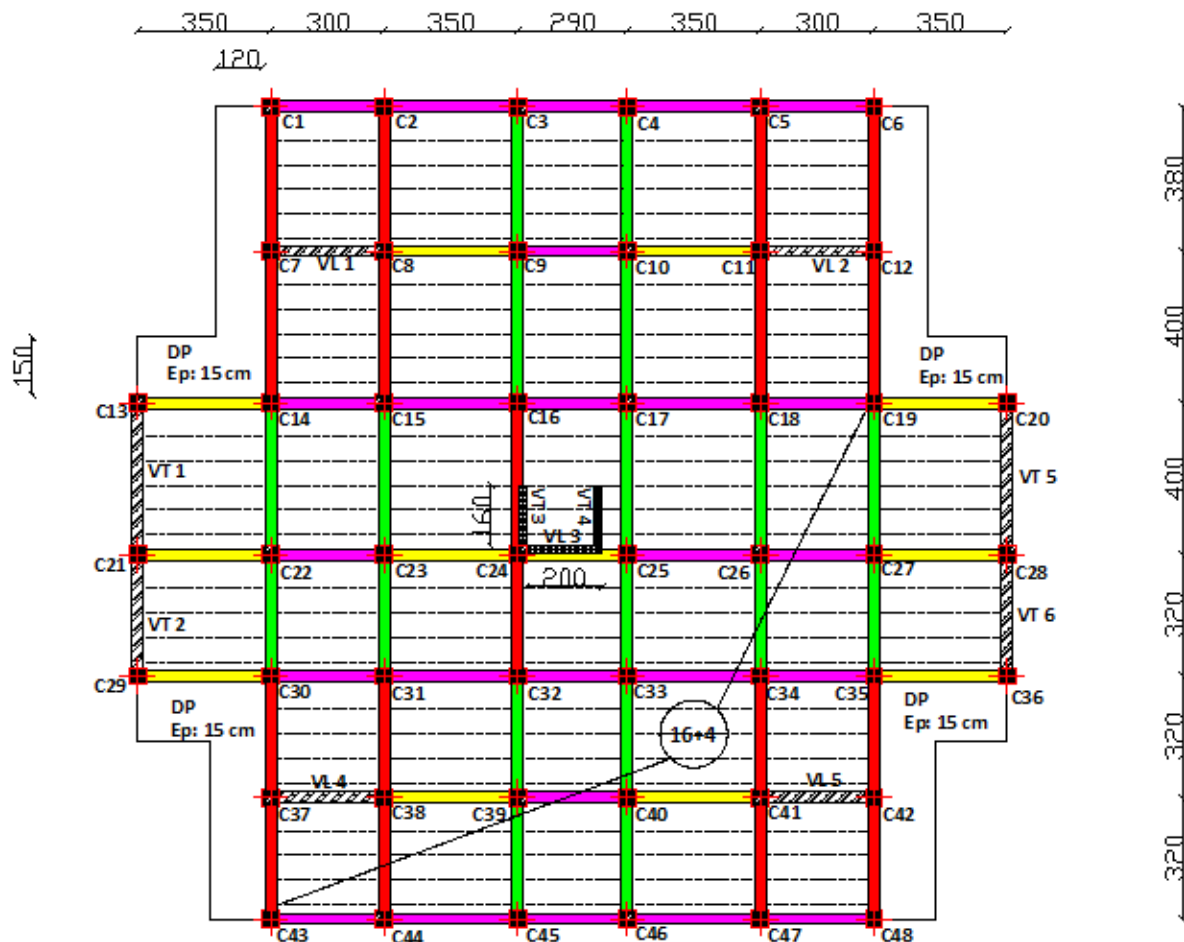


Figure IV.1 : Figure montrant le groupe des poutres pour le ferrailage

Le code couleur représente les éléments suivants :

- En rouge les poutres principales proches des voiles
- En Vert les poutres principales loin des voiles
- En Jaune les poutres secondaires proches des voiles
- En violet les poutres secondaires loin des voiles

I.1.1- Poutres principales :

a.1- Armatures longitudinales :

Tableau IV.1 : Ferrailage des poutres principales

Groupe	Localisation	M _{max}	Combinaison	A [cm ²] calculée
PP proches	Travée	65.84	G + Q ± E	6.39
	Appuis sup.	37.143	0.8 G ± E	3.5
	Appuis inf.	-113.717	G + Q ± E	11.68
PP loin	Travée	42.631	0.8 G ± E	4.04
	Appuis sup.	6.172	0.8 G ± E	0.56
	Appuis inf.	-90.047	G + Q ± E	8.98

a.2- Armatures transversales :

Le calcul de la quantité d'armatures transversales pour les poutres est donné par l'article 7.5.2.2 du RPA 99/2003[2] :

$A_t = 0.003 S.b$

Or aucune allusion à l'effort tranchant n'est faite dans cet article ce qui implique donc une quantité d'armatures identique dans les différentes variantes, et pour le besoin de départager les différentes variantes le choix a été d'utiliser le BAEL et non le RPA.

Le calcul des armatures transversales se fera de sorte que l'espacement entre cadres soit constant et égal à 10 cm et ce pour toutes les variantes.

Pour le calcul des armatures transversales, la formule utilisée pour le calcul est celle du BAEL article A.5.1,23 [18] :

$$St \leq \frac{0.9 f_e A_t}{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}$$

L'espacement choisit est de 10 cm constant et k=1 pour toutes les poutres et pour toutes les variantes afin d'avoir un moyen de comparaison.

f_e : Limite d'élasticité longitudinale de l'acier (400MPa)

A_t : Espacement entre armatures transversales (10cm)

b : Largeur de la section (ici elle est prise 30cm)

f_{t28} : Résistance du béton à la traction (2.1 MPa)

$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$

τ_u : Contraintes tangentielles dans la poutre

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec : $d = 0.9 h$

h :Hauteur de la section

a.2.1- Poutres proches des voiles :

$V_u = 108.9 \text{ KN (ELU)}$ (pris à partir du tableau III.7)

$\tau_u = \frac{108.9 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 350} = 1.15 \text{ MPa}$

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$A_t = 0.43 \text{ cm}^2$

a.2.1- Poutres loin des voiles :

$V_u = 83.41 \text{ KN (ELU)}$ (pris à partir du tableau III.8)

$\tau_u = \frac{83.41 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 350} = 0.88 \text{ MPa}$

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$A_t = 0.208 \text{ cm}^2$

I.1.2- Poutres secondaires

b.1- Armatures longitudinales :

Tableau IV.2 : Ferrailage des poutres secondaires

Groupe	Localisation	M.max	Combinaison	A [cm ²] calculée
PS proches	Travée	54.5	G + Q± E	5.22
	Appuis sup.	74.728	G + Q± E	7.32
	Appuis inf.	-88.445	G + Q± E	8.8
PS loin	Travée	45.84	G + Q± E	4.39
	Appui sup.	60.076	G + Q± E	5.85
	Appui inf.	-67.395	G + Q± E	6.63

b.2- Armatures transversales :

Pour le calcul des armatures transversales, la formule utilisée pour le calcul est celle du BAEL article A.5.1,23 [18] :

$$St \leq \frac{0.9 f_e A_t}{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}$$

L'espacement choisit est de 10 cm constant et k=1 pour toutes les poutres et pour toutes les variantes afin d'avoir un moyen de comparaison.

f_e : Limite d'élasticité longitudinale de l'acier (400MPa)

A_t : Espacement entre armatures transversales (10cm)

b : Largeur de la section (ici elle est prise 30cm)

f_{t28} : Résistance du béton à la traction (2.1 MPa)

f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.1 MPa

τ_u : Contraintes tangentielles dans la poutre

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

$$d = 0.9h$$

h :Hauteur de la section

b.2.1- Poutres proches des voiles :

V_u = 122.7 KN (G + Q± E) (pris à partir du tableau III.9)

$$\tau_u = \frac{122.7 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 300} = 1.51 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}{0.9 f_e}$$

A_t = 0.73 cm²

b.2.1- Poutres loin des voiles :

V_u = 51.59 KN(G + Q± E) (pris à partir du tableau III.10)

$$\tau_u = \frac{51.59 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 300} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$A_t = 0.0083 \text{ cm}^2$

I.2- Poteaux :

a.1- Armatures longitudinales

Tableau IV.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Sections	sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	A _{inf} [cm ²]	A _{sup} [cm ²]
45x45	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1875.32	1.18	G + Q ± E	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1875.32	48.991	G + Q ± E	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	901.48	2.341	0.8G ± E	11.41	11.12
	N ^{min} → M3 ^{corr}	901.48	19.302	0.8G ± E	12.47	10.06
	M2 ^{max} → N ^{corr}	865.01	55.249	G + Q ± E	0	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-1280.17	101.12	G + Q ± E	0	0
40x40	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1004.77	5.691	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1004.77	1.364	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	391.18	0.781	0.8G ± E	4.95	4.83
	N ^{min} → M3 ^{corr}	391.18	2.473	0.8G ± E	5.07	4.71
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-366.03	70.59	G + Q ± E	0.4	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-686.94	85.909	G + Q ± E	0	0
35x35	N ^{max} → M2 ^{corr}	-336.37	3.523	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-336.37	7.137	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	3.61	9.44	0.8G ± E	0.78	0
	N ^{min} → M3 ^{corr}	3.61	14.961	0.8G ± E	1.21	0
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-134.76	66.475	G + Q ± E	3.72	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-98.18	61.739	G + Q ± E	3.75	0

a.2- Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule 7.1 de l’article 7.4.2.2 du RPA 99/2003 [2] :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_{1f_e}}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l’élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales dont la valeur est normalement déterminée dans la formule (7.1) mais sera prise comme **constante et égale à 10 cm** dans le travail présent.

λ_g est l’élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b dimensions de la section droite du Poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Pour les 3 premiers étages : $\lambda_g = \frac{306}{45} = 6.8$

Pour les étages avec des poteaux de 40x40 : $\lambda_g = \frac{306}{40} = 7.65$

Pour les étages avec des poteaux de 35x35 : $\lambda_g = \frac{306}{35} = 8.74$

Dans tous les cas λ_g > 5 donc **ρ sera pris égal à 2.5**

$$A_t = \frac{\rho \cdot t \cdot V_u}{h_{1f_e}}$$

Tableau IV.4 : Ferrailage transversale des poteaux

	λ_g	ρ	V_u (KN)	A_t (cm ²)
RDC Etages 1 et 2	6.8	2.5	63.14	0.88
Etages 3,4,5 et 6	7.65	2.5	70.17	1.09
Etages 7 et 8	8.74	2.5	59.49	1.06

I.3- Voiles :

d.1- Armatures verticales :

Méthode de calcul :

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

a. Déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

Les contraintes maximales et minimales sont déduites directement du logiciel ETABS (S22 en [KN/m²])

b. Décomposer le diagramme obtenu en bandes de largeur « d »

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3} \right) \text{ (Art. 7.7.4 du RPA 99)[2].}$$

Où :

h_e : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

l' : Longueur de la zone comprimée. Tel que :

Pour une S.E.C : $l' =$ Longueur totale du voile

Pour une S.P.C : $l' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$ (Théorème de Thalès) .

Pour une S.E.T : $l' = 0$ m.

c. Déterminer les efforts normaux ultimes :

Les efforts normaux ultimes sont déterminés en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque bande. Par exemple :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Où :

e : Epaisseur du voile

σ_1 est déterminée à l'aide du théorème de Thalès.

d. Calcul des sections d'armature :

Trois cas possible :

1^{er} cas : Section entièrement comprimée

Dans ce cas les armatures sont calculées par la formule :

$$A_v = \frac{N_u - Bfbc}{\sigma_s}$$

Mais pour la section entièrement comprimée les armatures ne sont pas nécessaires, le béton seul peut reprendre les contraintes de compression

2^{ème} cas : Section entièrement tendue

$$A_v = \frac{Nu}{\sigma_s}$$

3^{ème} cas : Section partiellement tendue :

Pour la section entièrement comprimée les armatures ne sont pas nécessaires, le béton seul peut reprendre les contraintes de compression, et pour la section tendue la formule utilisée est la suivante :

$$A_v = \frac{Nu}{\sigma_s}$$

d.2- Armatures horizontales et transversales :

Les armatures horizontales seront prises de façon forfaitaire et égal au ¼ des armatures horizontales, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre.

Dans le cas présent on ne s'intéressera pas aux armatures transversales, la comparaison se fera uniquement sur la base des armatures verticales et horizontales.

Tableau IV.5 : Ferrailage des voiles VT1 et VT5

Zones		I	II	III
L[m]		3.55	3.55	3.55
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		9967.76	5337.49	1619.12
σ_{min} [KN/m ²]		-12725.01	-7004.52	-2700.55
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		1.990668636	2.014748489	2.219371503
L _t [m]		1.559331364	1.535251511	1.330628497
d[m]		1.55933136	1.53525151	1.3306285
Bande 1	N _{u1} [KN]	1554.30	819.44	215.44
	Av ₁ [cm ²]	38.85	20.48	5.39
Bande 2	N _{u2} [KN]			
	Av ₂ [cm ²]			

Tableau IV.6 : Ferrailage des voiles VT2 et VT6

Zones		I	II	III
L[m]		2.75	2.75	2.75
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		-9965.41	-5314.06	-1689.12
σ_{min} [KN/m ²]		12400.85	6756.54	2798.1
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		1.524722394	1.539317432	1.714820089
L _t [m]		1.225277606	1.210682568	1.035179911
d[m]		1.22527761	1.21068257	1.03517991
Bande 1	N _{u1} [KN]	-1221.039371	-643.3639805	-174.8543091
	Av ₁ [cm ²]	30.52	16.08	4.37
Bande 2	N _{u2} [KN]			
	Av ₂ [cm ²]			

Tableau IV.7 : Ferrailage des voiles VL1, VL2, VL4, VL5

Zones		I	II	III
L[m]		2.55	2.55	2.55
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		-7313.51	-2677.22	-2617.02
σ_{min} [KN/m ²]		11368.59	5568.91	3129.01

Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		1.551747635	1.722107279	1.388606655
L _t [m]		0.998252365	0.827892721	1.161393345
d[m]		0.99825237	0.82789272	1.16139335
Bande 1	N _{u1} [KN]	-730.0728654	-221.6450949	-303.9389611
	Av ₁ [cm ²]	18.25	5.541	7.60
Bande 2	N _{u2} [KN]			
	Av ₂ [cm ²]			

II. Ferrailage de la seconde variante :

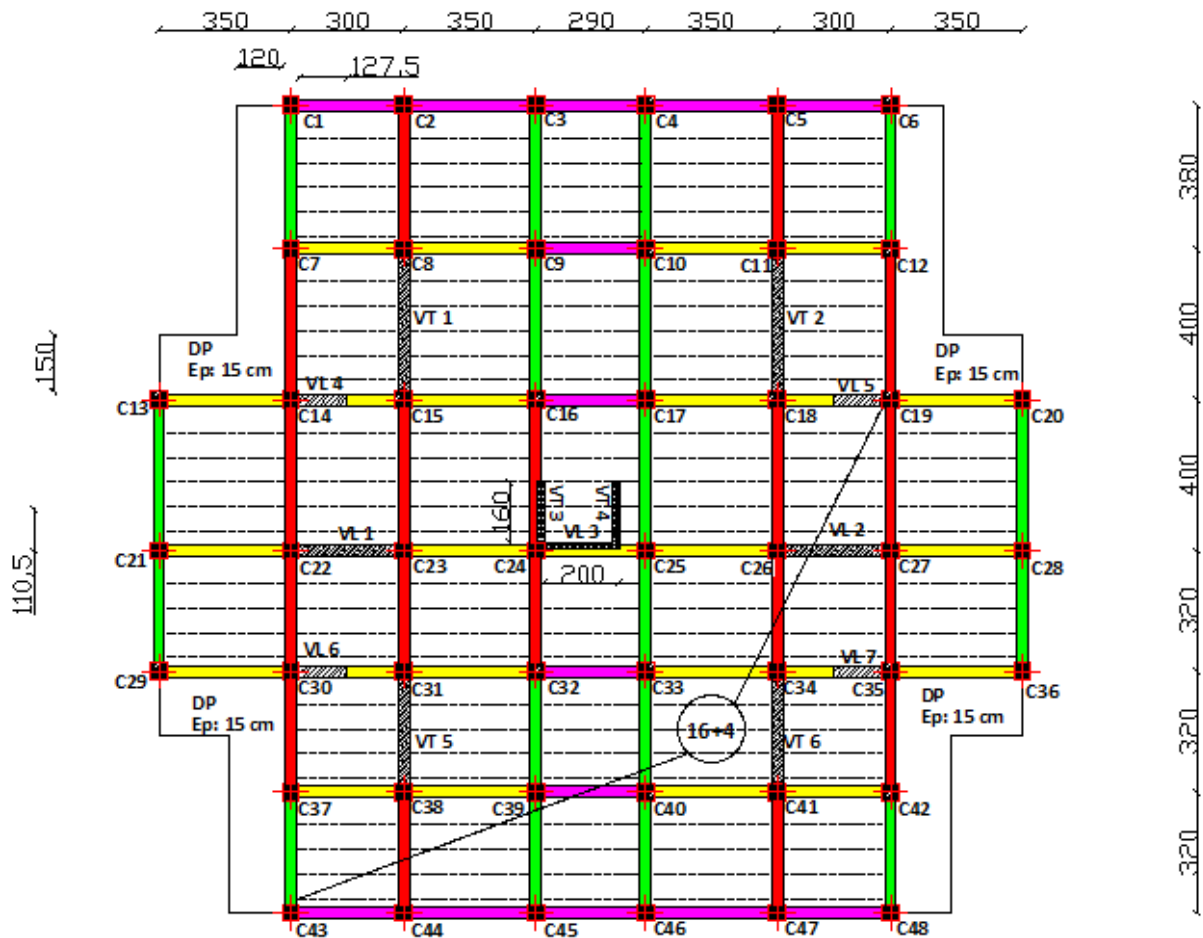


Figure IV.2 : Figure montrant le groupe des poutres pour le ferrailage.

II.1- Poutres :

II.1.1- Poutres principales:

a.1- Armatures longitudinales :

Tableau IV.8: Ferrailage des poutres principales

Groupe	Localisation	M _{max}	Combinaison	A _{calculée} [cm ²]
PP proches	Travée	64.113	0.8G ± E	6.21
	Appuis sup.	33.92	0.8G ± E	3.18
	Appuis inf.	-140.428	G + Q ± E	14.97

PP loin	Travée	43.671	G + Q± E	4.14
	Appuis sup.	18.914	0.8G± E	1.75
	Appuis inf.	-84.157	G + Q± E	8.33

a.2- Armatures transversales :

a.2.1- Poutres proches des voiles :

$V_u = 129.87 \text{ KN (G + Q±E)}$ (pris à partir du tableau III.20)

$$\tau_u = \frac{129.87 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 350} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{b\gamma_s(\tau_u - 0.3kf_{t28})}{0.9 f_e}$$

$A_t = 0.62 \text{ cm}^2$

a.2.2- Poutres loin des voiles :

$V_u = 83.72 \text{ KN (G + Q±E)}$ (pris à partir du tableau III.21)

$$\tau_u = \frac{83.72 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 350} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{b\gamma_s(\tau_u - 0.3kf_{t28})}{0.9 f_e}$$

$A_t = 0.22 \text{ cm}^2$

II.1-2- Poutres secondaires :

a.1- Armatures longitudinales :

Tableau IV.9 : Ferrailage des poutres secondaires

Groupe	Localisation	M _{max}	Combinaison	A calculée [cm ²]
PP proches	Travée	76.77	0.8 G± E	7.65
	Appuis sup.	132.829	G + Q± E	14.48
	Appuis inf.	-132.206	G + Q± E	14.4
PP loin	Travée	32.089	G + Q± E	3.02
	Appuis sup.	45.746	0.8 G± E	4.38
	Appuis inf.	-58.789	G + Q± E	5.72

a.2- Armatures transversales :

a.2.1- Poutres proches des voiles :

$V_u = 154.99 \text{ KN (G + Q± E)}$ (pris à partir du tableau III.22)

$$\tau_u = \frac{154.99 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 300} = 1.91 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{b\gamma_s(\tau_u - 0.3kf_{t28})}{0.9 f_e}$$

$A_t = 1.07 \text{ cm}^2$

a.2.2- Poutres loin des voiles :

$V_u = 54.5 \text{ KN (G + Q± E)}$ (pris à partir du tableau III.23)

$$\tau_u = \frac{54.5 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 300} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{b\gamma_s(\tau_u - 0.3k f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$$A_t = 0.033 \text{ cm}^2$$

II.3- Poteaux :

a.1- Armatures longitudinales

Tableau IV.10 : Ferrailage des poteaux

Sections	sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	A _{inf} [cm ²]	A _{sup} [cm ²]
45x45	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1916.62	3.665	G + Q ± E	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1916.62	58.632	G + Q ± E	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	981.25	2.941	0.8G ± E	12.45	12.08
	N ^{min} → M3 ^{corr}	981.25	26.039	0.8G ± E	13.89	10.64
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-846.92	77.127	G + Q ± E	0	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-1222.27	119.428	G + Q ± E	0	0
40x40	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1002.72	4.809	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1002.72	3.758	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	321.36	8.339	0.8G ± E	4.61	3.42
	N ^{min} → M3 ^{corr}	321.36	66.216	0.8G ± E	8.7	0
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-343.6	84.065	G + Q ± E	1.69	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-582.81	95.565	G + Q ± E	0	0
35x35	N ^{max} → M2 ^{corr}	-336.64	4.238	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-336.64	6.82	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	38.84	3.549	0.8G ± E	0	0
	N ^{min} → M3 ^{corr}	38.84	35.076	0.8G ± E	2.26	0
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-125.67	73.538	G + Q ± E	4.44	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-108.76	49.923	G + Q ± E	2.61	0

a.2- Armatures transversales :

Tableau IV.11 : Ferrailage transversale des poteaux

	λ _g	ρ	V _u (KN)	A _t (cm ²)
RDC Etages 1 et 2	6.8	2.5	75.7	1.05
Etages 3,4,5 et 6	7.65	2.5	62.89	0.98
Etages 7 et 8	8.74	2.5	53.12	0.95

II.3- Voiles :

Comme énoncé plus haut, il sera uniquement question des armatures verticales dont le mode opératoire a été énoncé précédemment.

Tableau IV.12 : Ferrailage des voiles VL1 et VL2

Zones	I	II	III
L[m]	2.55	2.55	2.55
e[m]	0.2	0.2	0.2
σ _{max} [KN/m ²]	-7791.27	-2740.47	-5134.46
σ _{min} [KN/m ²]	12290.34	5526.97	5756.91
Nature de la section	SPC	SPC	SPC

L _c [m]		1.560650117	1.704732481	1.34786721
L _t [m]		0.989349883	0.845267519	1.20213279
d[m]		0.98934988	0.84526752	0.6010664
Bande 1	N _{u1} [KN]	-770.8292063	-231.6430279	-462.9227043
	Av ₁ [cm ²]	19.27	5.79	11.57
Bande 2	N _{u2} [KN]			-154.3075681
	Av ₂ [cm ²]			3.86

Tableau IV.13 : Ferrailage des voiles VT1 et VT2

Zones		I	II	III
L[m]		3.55	3.55	3.55
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		-8951.41	-2631.91	-3915.36
σ_{min} [KN/m ²]		13367.98	5779.07	3851.23
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		2.126237724	2.439156733	1.760343536
L _t [m]		1.423762276	1.110843267	1.789656464
d[m]		1.423762276	1.110843267	0.894828232
Bande 1	N _{u1} [KN]	1274.47	292.36	525.54
	Av ₁ [cm ²]	31.86	7.31	13.14
Bande 2	N _{u2} [KN]			175.18
	Av ₂ [cm ²]			4.38

Tableau IV.14 : Ferrailage des voiles VT5, VT6

Zones		I	II	III
L[m]		2.75	2.75	2.75
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		-7365.27	-2681.93	-4293.64
σ_{min} [KN/m ²]		11483.66	5115.16	4317.15
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		1.675430117	1.804094861	1.378754156
L _t [m]		1.074569883	0.945905139	1.371245844
d[m]		1.074569883	0.945905139	0.685622922
Bande 1	N _{u1} [KN]	791.45	253.68	441.57
	Av ₁ [cm ²]	19.79	6%.34	11.04
Bande 2	N _{u2} [KN]			147.2
	Av ₂ [cm ²]			3.68

Tableau IV.15 : Ferrailage des voiles VL4, VL5, VL6 et VL7

Zones		I	II	III
L[m]		1.275	1.275	1.275
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		-3901.86	-2433.07	-3588.86
σ_{min} [KN/m ²]		8323.72	4749.73	4373.02
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		0.868076852	0.843112122	0.70028693
L _t [m]		0.406923148	0.431887878	0.57471307
d[m]		0.406923148	0.431887878	0.287356535
Bande 1	N _{u1} [KN]	-158.76	-105.08	-154.7
	Av ₁ [cm ²]	3.97	2.63	3.87
Bande 2	N _{u2} [KN]			51.56
	Av ₂ [cm ²]			1.29

III- Ferrailage de la troisième variante :

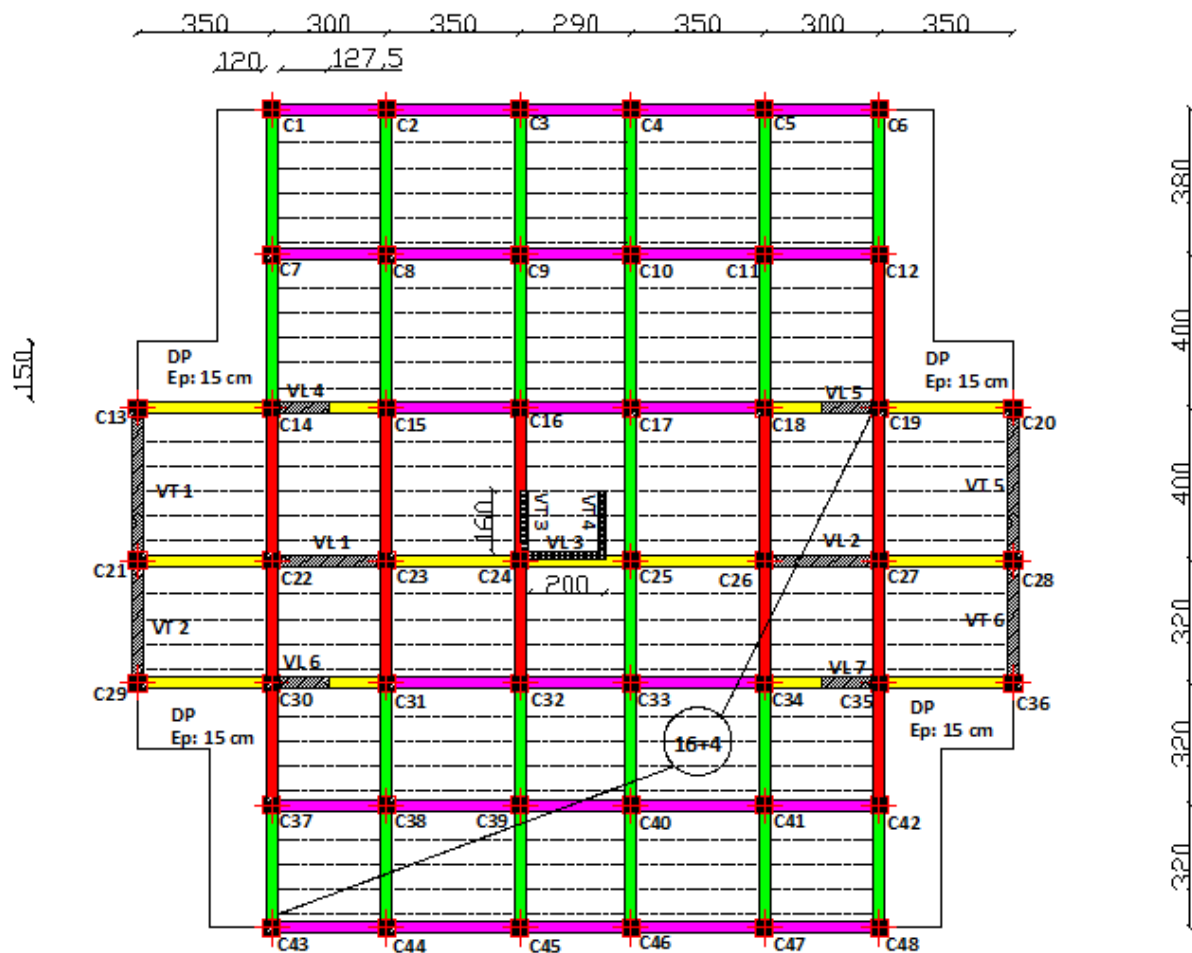


Figure IV.3 : Figure montrant le groupe des poutres pour le ferrailage

III.1- Poutres :

III.1.1- Poutres principales:

a.1- Armatures longitudinales :

Tableau IV.16 : Ferrailage des poutres principales

Groupe	Localisation	M _{-max}	Combinaison	A _{calculée} [cm ²]
PP proches	Travée	65.641	G + Q ± E	5.32
	Appuis sup.	35.804	0.8G ± E	2.83
	Appuis inf.	-113.666	G + Q ± E	9.65
PP loin	Travée	39.154	0.8G ± E	3.11
	Appuis sup.	13.345	G + Q ± E	1.04
	Appuis inf.	-73.115	G + Q ± E	5.97

a.2- Armatures transversales :

Même principe que les variantes précédentes, la formule utilisée pour le calcul est :

$$St \leq \frac{0.9 f_e A_t}{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}$$

a.2.1- Poutres proches des voiles :

$V_u = 108.78 \text{ KN (G + Q} \pm \text{ E)}$ (pris à partir du tableau III.32)

$\tau_u = \frac{108.78 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 350} = 1.15 \text{ MPa}$

$A_t \geq \frac{b\gamma_s(\tau_u - 0.3kf_{t28})}{0.9 f_e}$

$A_t = 0.434\text{cm}^2$

a.2.2- Poutres loin des voiles :

$V_u = 73.47 \text{ KN (ELU)}$ (pris à partir du tableau III.33)

$\tau_u = \frac{73.47 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 350} = 0.78 \text{ MPa}$

$A_t \geq \frac{b\gamma_s(\tau_u - 0.3kf_{t28})}{0.9 f_e}$

$A_t = 0.125\text{cm}^2$

III.1.2- Poutres secondaires :

b.1- Armatures longitudinales :

Tableau IV.17 : Ferrailage des poutres secondaires

Groupe	Localisation	M _{max}	Combinaison	A calculée [cm ²]
PS proches	Travée	61.18	G + Q ± E	5.97
	Appuis sup.	87.583	0.8 G ± E	8.86
	Appuis inf.	-124.135	G + Q ± E	13.32
PS loin	Travée	38.663	G + Q ± E	3.67
	Appuis sup.	50.551	G + Q ± E	4.87
	Appuis inf.	-60.487	G + Q ± E	5.9

b.2- Armatures transversales :

b.2.1- Poutres proches des voiles :

$V_u = 146.49 \text{ KN (G + Q} \pm \text{ E)}$ (pris à partir du tableau III.34)

$\tau_u = \frac{146.49 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 300} = 1.81 \text{ MPa}$

$A_t \geq \frac{b\gamma_s(\tau_u - 0.3kf_{t28})}{0.9 f_e}$

$A_t = 0.983 \text{ cm}^2$

b.2.2- Poutres loin des voiles :

$V_u = 58.51 \text{ KN (G + Q} \pm \text{ E)}$ (pris à partir du tableau III.35)

$\tau_u = \frac{58.51 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 300} = 0.722 \text{ MPa}$

$A_t \geq \frac{b\gamma_s(\tau_u - 0.3kf_{t28})}{0.9 f_e}$

$A_t = 0.077\text{cm}^2$

III.2- Poteaux :

c.1- Armatures longitudinales

Tableau IV.18 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Sections	sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	A _{inf} [cm ²]	A _{sup} [cm ²]	A _{totale} [cm ²]
45x45	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1980.38	1.908	G + Q ± E	0	0	
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1980.38	60.251	G + Q ± E	0	0	
	N ^{min} → M2 ^{corr}	1034.76	3.078	0.8G ± E	13.13	12.74	
	N ^{min} → M3 ^{corr}	1034.76	26.531	0.8G ± E	14.59	11.28	
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-855.68	55.421	G + Q ± E	0	0	
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-1269.61	123.552	G + Q ± E	0	0	
40x40	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1056.54	4.881	G + Q ± E	0	0	
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1056.54	0.463	G + Q ± E	0	0	
	N ^{min} → M2 ^{corr}	350.78	7.879	0.8G ± E	4.95	3.82	
	N ^{min} → M3 ^{corr}	350.78	68.851	0.8G ± E	9.27	0	
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-343.6	84.065	G + Q ± E	1.69	0	
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-582.81	95.565	G + Q ± E	0	0	
35x35	N ^{max} → M2 ^{corr}	-357.94	4.154	ELU	0	0	
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-357.94	0.78	ELU	0	0	
	N ^{min} → M2 ^{corr}	35.78	3.791	0.8G ± E	0.76	0.13	
	N ^{min} → M3 ^{corr}	35.78	37.802	0.8G ± E	3.44	0	
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-125.67	73.538	G + Q ± E	4.44	0	
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-77.89	67.986	G + Q ± E	4.53	0	

c.2- Armatures transversales :

Tableau IV.19 : Ferrailage transversal des poteaux

	λ _g	ρ	V _u (KN)	A _t (cm ²)
RDC Etages 1 et 2	6.8	2.5	78.25	1.09
Etages 3,4,5 et 6	7.65	2.5	63.54	0.99
Etages 7 et 8	8.74	2.5	49.06	0.87

III.3- Voiles :

Tableau IV.20 : Ferrailage des voiles VL1 et VL2

Zones		I	II	III
L[m]		2.55	2.55	2.55
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ _{max} [KN/m ²]		7777.62	1829.09	-2441.88
σ _{min} [KN/m ²]		-12425.91	-5425.64	3112.23
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		1.56834328	1.907084344	1.428885366
L _t [m]		0.98165672	0.642915656	1.121114634
d[m]		0.98165672	0.642915656	0.560557317
Bande 1	N _{u1} [KN]	763.49	117.59	-205.3
	Av ₁ [cm ²]	19.09	2.94	5.13
Bande 2	N _{u2} [KN]			68.44
	Av ₂ [cm ²]			1.71

Tableau IV.21 : Ferrailage des voiles VT1 et VT5

Zones		I	II	III
L[m]		3.55	3.55	3.55
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		-10128.11	-5430.62	-2496.7
σ_{min} [KN/m ²]		12392.75	6808.45	2916.41
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		1.953489454	1.974823046	1.912626106
L _t [m]		1.596510546	1.575176954	1.637373894
d[m]		0.98165672	0.787588477	0.818686947
Bande 1	N _{u1} [KN]	994.32	427.71	306.6
	Av ₁ [cm ²]	24.86	10.92	7.66
Bande 2	N _{u2} [KN]			102.20
	Av ₂ [cm ²]			2.55

Tableau IV.22 : Ferrailage des voiles VT2 et VT6

Zones		I	II	III
L[m]		2.75	2.75	2.75
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		-9964.47	-5297.27	-2511.22
σ_{min} [KN/m ²]		12278.96	6703.76	2897.47
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		1.518072527	1.536146481	1.473192677
L _t [m]		1.231927473	1.213853519	1.276807323
d[m]		0.615963737	0.60692676	0.638403662
Bande 1	N _{u1} [KN]	-613.78	-321.51	-240.48
	Av ₁ [cm ²]	15.34	8.04	6.01
Bande 2	N _{u2} [KN]			80.16
	Av ₂ [cm ²]			2.00

Tableau IV.23 : Ferrailage des voiles VL4, VL5, VL6, VL7.

Zones		I	II	III
L[m]		1.275	1.275	1.275
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		3854.8	-1330.68	-2792.99
σ_{min} [KN/m ²]		-8923.42	4421.97	3608.42
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		0.890371311	0.980072097	0.718706582
L _t [m]		0.384628689	0.294927903	0.556293418
d[m]		0.384628689	0.294927903	0.278146709
Bande 1	N _{u1} [KN]	148.27	39.24	116.52
	Av ₁ [cm ²]	3.71	0.98	2.91
Bande 2	N _{u2} [KN]			38.84
	Av ₂ [cm ²]			0.97

IV- Ferrailage de la quatrième variante :

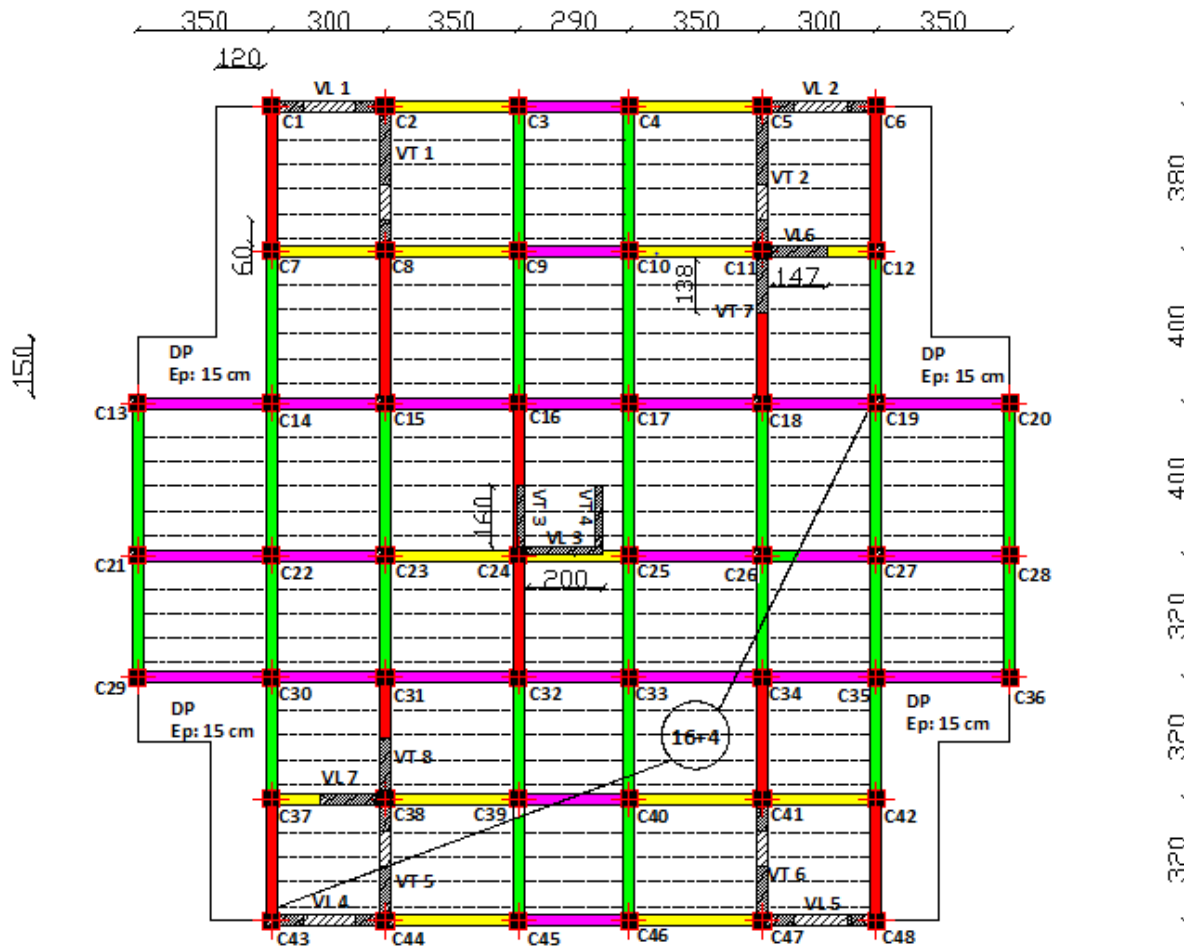


Figure IV.4 : Groupe des poutres pour le ferrailage de la quatrième variante

IV.1- Poutres :

IV.1.1- Poutres principales:

a.1- Armatures longitudinales :

Tableau IV.24 : Ferrailage des poutres principales

Groupe	Localisation	M _{max}	Combinaison	A [cm ²] calculée
PP proches	Travée	129.934	0.8G ± E	11.68
	Appuis sup.	38.029	G + Q ± E	3.12
	Appuis inf.	-180.741	0.8G ± E	17.36
PP loin	Travée	51.214	0.8G ± E	4.25
	Appuis sup.	19.882	0.8G ± E	1.6
	Appuis inf.	-71.629	G + Q ± E	6.05

a.2- Armatures transversales :

Même principe que les variantes précédentes, la formule utilisée pour le calcul est :

$$St \leq \frac{0.9 f_e A_t}{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}$$

D'où : $A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}{0.9 f_e}$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$

a.2.1- Poutres proches des voiles :

$V_u = 197.95 \text{ KN (G + Q} \pm \text{ E)}$ (pris à partir du tableau III.40)

$\tau_u = \frac{197.95 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 350} = 2.09 \text{ MPa}$

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$A_t = 1.217 \text{ cm}^2$

a.2.2- Poutres loin des voiles :

$V_u = 77.17 \text{ KN (ELU)}$ (pris à partir du tableau III.41)

$\tau_u = \frac{77.17 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 350} = 0.817 \text{ MPa}$

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$A_t = 0.16 \text{ cm}^2$

IV.1.2- Poutres secondaires :

b.1- Armatures longitudinales :

Tableau IV.25 : Ferrailage des poutres secondaires

Groupe	Localisation	M _{max}	Combinaison	A calculée [cm ²]
PS proches	Travée	40.966	G + Q _± E	3.9
	Appuis sup.	89.608	0.8 G _± E	9.09
	Appuis inf.	-111.27	G + Q _± E	11.68
PS loin	Travée	25.23	G + Q _± E	2.36
	Appuis sup.	53.336	G + Q _± E	5.38
	Appuis inf.	-60.749	G + Q _± E	6.19

b.2- Armatures transversales :

b.2.1- Poutres proches des voiles :

$V_u = 225.3 \text{ KN (G + Q} \pm \text{ E)}$ (pris à partir du tableau III.42)

$\tau_u = \frac{225.3 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 300} = 2.78 \text{ MPa}$

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$A_t = 1.79 \text{ cm}^2$

b.2.2- Poutres loin des voiles :

$V_u = 51.04 \text{ (G + Q} \pm \text{ E)}$ (pris à partir du tableau III.43)

$$\tau_u = \frac{51.04 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 300} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{b\gamma_s(\tau_u - 0.3k f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$$A_t = 0 \text{ cm}^2$$

IV.2- Poteaux :

c.1- Armatures longitudinales

Tableau IV.26 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Sections	sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	A _{inf} [cm ²]	A _{sup} [cm ²]	A _{totale} [cm ²]
45x45	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1575.7	3.181	G + Q ± E	0	0	
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1575.7	48.831	G + Q ± E	0	0	
	N ^{min} → M2 ^{corr}	555.88	2.371	0.8G ± E	7.1	6.8	
	N ^{min} → M3 ^{corr}	555.88	15.719	0.8G ± E	7.93	5.97	
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-1085.49	98.09	G + Q ± E	0	0	
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-1123.88	83.543	G + Q ± E	0	0	
40x40	N ^{max} → M2 ^{corr}	-997.58	5.473	ELU	0	0	
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-997.58	0.182	ELU	0	0	
	N ^{min} → M2 ^{corr}	350.31	12.954	0.8G ± E	5.3	3.45	
	N ^{min} → M3 ^{corr}	350.31	30.765	0.8G ± E	6.58	2.18	
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-399.77	111.854	G + Q ± E	3.34	0	
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-665.74	79.827	G + Q ± E	0	0	
35x35	N ^{max} → M2 ^{corr}	-334.03	3.911	ELU	0	0	
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-334.03	6.278	ELU	0	0	
	N ^{min} → M2 ^{corr}	64.78	11.298	0.8G ± E	1.74	0	
	N ^{min} → M3 ^{corr}	64.78	23.125	0.8G ± E	2.66	0	
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-123.15	93.554	G + Q ± E	6.50	0	
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-63.84	60.085	G + Q ± E	4.03	0	

c.2- Armatures transversales :

Tableau IV.27 : Ferrailage transversal des poteaux

Section	λ _g	ρ	V _u (KN)	A _t (cm ²)
45x45	6.8	2.5	64.53	0.90
40x40	7.65	2.5	75.35	1.16
35x35	8.74	2.5	65.31	1.17

IV.3- Voiles :

d.1- Trumeaux :

Tableau IV.28 : Ferrailage des voiles VT1 et VT2

Zones	I	II	III
L[m]	1.67	1.67	1.67
e[m]	0.2	0.2	0.2
σ _{max} [KN/m ²]	-7089.6	-2875.54	-2860.7
σ _{min} [KN/m ²]	11135.01	5487.15	5182.46
Nature de la section	SPC	SPC	SPC
L _c [m]	1.020349226	1.0957647	1.076033325
L _t [m]	0.649650774	0.5742353	0.593966675

d[m]		0.649650774	0.5742353	0.593966675
Bande 1	N _{u1} [KN]	460.58	165.12	169.92
	Av ₁ [cm ²]	11.51	4.13	4.25
Bande 2	N _{u2} [KN]			
	Av ₂ [cm ²]			

Tableau IV.29 : Ferrailage des voiles VL6 et VL7

Zones		I	II	III
L[m]		1.47	1.47	1.47
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		-5921.45	-1718.06	-1143.34
σ_{min} [KN/m ²]		9311.58	4050.37	1684.72
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		0.898575175	1.032177542	0.875702213
L _t [m]		0.571424825	0.437822458	0.594297787
d[m]		0.571424825	0.437822458	0.594297787
Bande 1	N _{u1} [KN]	-338.37	-75.22	-67.95
	Av ₁ [cm ²]	8.46	1.88	1.70
Bande 2	N _{u2} [KN]			
	Av ₂ [cm ²]			

Tableau IV.30 : Ferrailage des voiles VT7 et VT8

Zones		I	II	III
L[m]		1.38	1.38	1.38
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		-9259.16	-2875.95	-741.45
σ_{min} [KN/m ²]		12808.04	5234.96	1384.64
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		0.800966829	0.890682402	0.898740505
L _t [m]		0.579033171	0.489317598	0.481259495
d[m]		0.289516586	0.489317598	0.481259495
Bande 1	N _{u1} [KN]	-268.07	-140.73	-35.68
	Av ₁ [cm ²]	6.70	3.52	0.89
Bande 2	N _{u2} [KN]			
	Av ₂ [cm ²]			

Tableau IV.31 : Ferrailage des voiles VL1, VL2, VL4 et VL5

Zones		I	II	III
L[m]		0.8	0.8	0.8
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		-11034.12	-6185.07	-2859.03
σ_{min} [KN/m ²]		14522.12	8338.64	3591.96
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		0.45459332	0.459311842	0.445446048
L _t [m]		0.34540668	0.340688158	0.354553952
d[m]		0.17270334	0.170344079	0.177276976
Bande 1	N _{u1} [KN]	190.56	105.36	76.03
	Av ₁ [cm ²]	4.76	2.63	1.90
Bande 2	N _{u2} [KN]	0	52.66	25.35
	Av ₂ [cm ²]	0	0	0.63

d.2- Linteaux :

Le ferrailage des linteaux est donné par l'article 7.7.3 du RPA 99/2003 [2], et se base sur les contraintes tangentielles se trouvant au niveau du linteau, deux cas possibles :

- $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$: les linteaux sont calculés en flexion simple, on devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion
 - Des aciers transversaux
 - Des aciers en partie courante (de peau)

Armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e} \quad \text{avec } z = h - 2d'$$

h : hauteur totale du linteau

d' : Distance d'enrobage

M : Moment dû à l'effort tranchant V

Armatures transversales :

Deux sous cas :

Premier sous cas : Linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$S \leq \frac{A_t f_e z}{V}$$

V : Effort tranchant dans la section considérée.

l : Portée du linteau

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

Z = h - 2d'

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

Deuxième sous cas : Linteaux courts : ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

V = min (V₁, V₂)

V₂ = 2V_u calcul

et V₁ = $\frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$$

Avec : z = h - 2 d'

- $\tau_b > 0.06 f_{c28}$: Des armatures diagonales sont ajoutées pour reprendre les bielles diagonales (de traction et de compression) pour reprendre les efforts (M,V)

$$A_d = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha} \quad \text{avec } \tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} \quad \text{et } V \text{ n'est pas majoré}$$

$$A_l \geq 0.0015 bh$$

$$A_c \geq 0.0020 bh$$

$$A_t \geq 0.0015 \text{ bs} \quad \text{si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.0025 \text{ bs} \quad \text{si } \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

Ferraillage des linteaux longitudinaux :

A partir du logiciel ETABS on peut tirer les contraintes de cisaillement :

$\tau_b = 4.09 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \implies$ Notre linteau travaille en flexion et en cisaillement.

$$A_d = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{26-2(2.5)}{140} = 0.15 \implies \alpha = 8.53^\circ \implies \sin \alpha = 0.15$$

$$A_d = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha} = \frac{191.41 \cdot 1000}{2 \cdot 400 \cdot 0.15} = 15.95 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.0015 bh = 0.0015 (200)(260) = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_c \geq 0.0020 bh = 0.0020 (200) (260) = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 4.09 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.0025 \text{ bs} \quad \text{avec } S \leq \frac{h}{4} = \frac{460}{4} = 11.5 \text{ cm} = 11 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t = 0.0025 (200) (110) = 0.55 \text{ cm}^2$$

Ferraillage des linteaux transversaux :

Tout comme les linteaux longitudinaux, c'est à partir du logiciel ETABS que l'on tire les contraintes de cisaillement :

$\tau_b = 1.501 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \implies$ Notre linteau travaille en flexion et en cisaillement.

$$A_d = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{61-2(2.5)}{94} = 0.596 \implies \alpha = 30.78^\circ \implies \sin \alpha = 0.51$$

$$A_d = \frac{298.76 \cdot 1000}{2 \cdot 400 \cdot 0.51} = 7.32 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.0015 bh = 0.0015 (200) (610) = 1.83 \text{ cm}^2$$

$$A_c \geq 0.0020 bh = 0.0020 (200) (610) = 2.44 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 1.501 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.0025 \text{ bs} \quad \text{avec } S \leq \frac{h}{4} = \frac{610}{4} = 15.25 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t = 0.0025 (200) (150) = 0.75 \text{ cm}^2$$

V- Ferrailage de la cinquième variante :

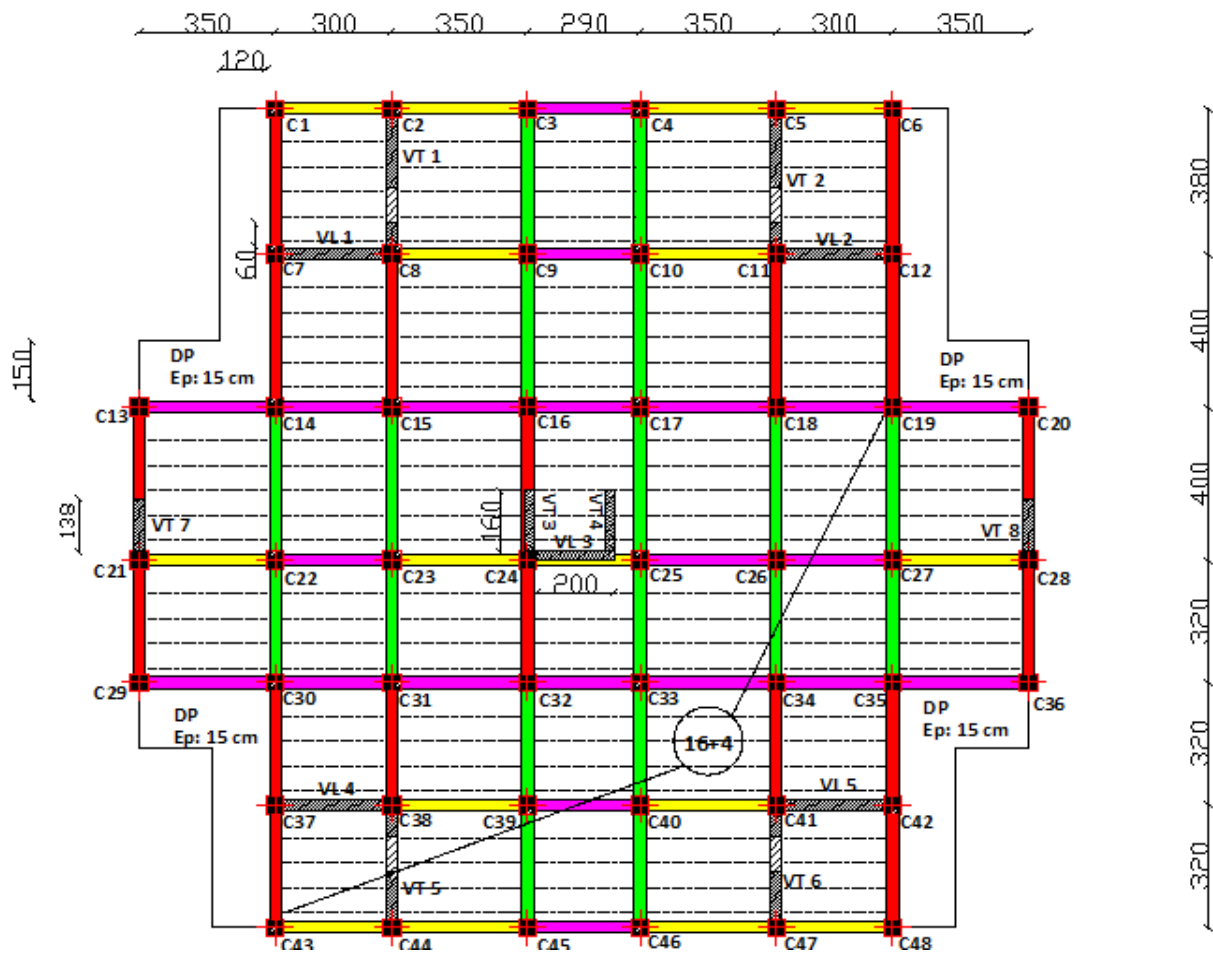


Figure IV.5 : Groupe des poutres pour le ferrailage de la cinquième variante

V.1- Poutres :

V.1.1- Poutres principales:

a.1- Armatures longitudinales :

Tableau IV.32 : Ferrailage des poutres principales

Groupe	Localisation	M _{max}	Combinaison	A [cm ²] calculée
PP proches	Travée	88.954	G + Q ± E	7.37
	Appuis sup.	46.49	G + Q ± E	3.71
	Appuis inf.	-132.273	G + Q ± E	11.45
PP loin	Travée	45.727	0.8G ± E	3.65
	Appuis sup.	9.529	G + Q ± E	0.74
	Appuis inf.	-77.377	G + Q ± E	6.34

a.2- Armatures transversales :

Même principe que les variantes précédentes, la formule utilisée pour le calcul est :

$$St \leq \frac{0.9 f_e A_t}{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}$$

Avec :
$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

a.2.1- Poutres proches des voiles :

$V_u = 125.35$ KN (ELU) (pris à partir du tableau III.48)

$$\tau_u = \frac{125.35 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 350} = 1.33$$
 MPa

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$A_t = 0.583$ cm²

a.2.2- Poutres loin des voiles :

$V_u = 77.86$ KN (ELU) (pris à partir du tableau III.49)

$$\tau_u = \frac{77.86 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 350} = 0.82$$
 MPa

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$A_t = 0.158$ cm²

IV.1.2- Poutres secondaires :

b.1- Armatures longitudinales :

Tableau IV.33 : Ferrailage des poutres secondaires

Groupe	Localisation	M _{.max}	Combinaison	A calculée [cm ²]
PS proches	Travée	30.247	G + Q ± E	2.84
	Appuis sup.	80.619	0.8 G ± E	8.08
	Appuis inf.	-107.251	G + Q ± E	11.19
PS loin	Travée	21.975	G + Q ± E	2.05
	Appuis sup.	43.12	G + Q ± E	4.11
	Appuis inf.	-54.074	G + Q ± E	5.23

b.2- Armatures transversales :

b.2.1- Poutres proches des voiles :

$V_u = 214.43$ KN (G + Q ± E) (pris à partir du tableau III.50)

$$\tau_u = \frac{214.43 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 300} = 2.65$$
 MPa

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$A_t = 1.683$ cm²

b.2.2- Poutres loin des voiles :

$V_u = 57.12$ (G + Q ± E) (pris à partir du tableau III.51)

$$\tau_u = \frac{57.12 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 300} = 0.705 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 k f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$$A_t = 0.0625 \text{ cm}^2$$

V.2- Poteaux :

c.1- Armatures longitudinales

Tableau IV.34 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Sections	sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	A _{inf} [cm ²]	A _{sup} [cm ²]
45x45	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1550.19	0.981	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1550.19	0.596	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	513.85	2.281	0.8G ± E	6.57	6.28
	N ^{min} → M3 ^{corr}	513.85	12.324	0.8G ± E	7.19	5.65
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-900.9	70.414	G + Q ± E	0	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-1116.38	80.502	G + Q ± E	0	0
40x40	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1002.57	6.111	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1002.57	1.463	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	279.88	5.529	0.8G ± E	3.89	3.1
	N ^{min} → M3 ^{corr}	279.88	47.581	0.8G ± E	6.9	0.1
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-369.95	81.742	G + Q ± E	1.21	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-671.55	78.084	G + Q ± E	0	0
35x35	N ^{max} → M2 ^{corr}	-333.66	3.222	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-333.66	7.669	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	52.34	2.236	0.8G ± E	0.84	0.47
	N ^{min} → M3 ^{corr}	52.34	47.322	0.8G ± E	4.43	0
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-134.06	73.761	G + Q ± E	4.36	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-102.15	58.876	G + Q ± E	3.45	0

c.2- Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule 7.1 de l’article 7.4.2.2 du RPA 99/2003 [2] :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l’élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales dont la valeur est normalement déterminée dans la formule (7.1) mais sera prise comme **constante et égale à 10 cm** dans le travail présent.

λ_g est l’élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b dimensions de la section droite du Poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Pour les 3 premiers étages : $\lambda_g = \frac{306}{45} = 6.8$

Pour les étages avec des poteaux de 40x40 : $\lambda_g = \frac{306}{40} = 7.65$

Pour les étages avec des poteaux de 35x35 : $\lambda_g = \frac{306}{35} = 8.74$

Dans tous les cas $\lambda_g > 5$ donc ρ sera pris égal à 2.5

$$A_t = \frac{\rho \cdot t \cdot V_u}{h_{1fe}}$$

Tableau IV.35 : Ferrailage transversal des poteaux

Section	λ_g	ρ	V_u (KN)	A_t (cm ²)
45x45	6.8	2.5	50.33	0.70
40x40	7.65	2.5	63.15	0.88
35x35	8.74	2.5	53.97	0.75

V.3- Voiles :

d.1- Trumeaux :

Tableau IV.36 : Ferrailage des voiles VL₁, VL₂, VL₄ et VL₅

Zones		I	II	III
L[m]		2.55	2.55	2.55
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		9639.29	4046.2	3002.57
σ_{min} [KN/m ²]		-13038.09	-6354.29	-3533.44
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		1.466092181	0.778974813	1.378558478
L _t [m]		1.083907819	0.496025187	1.171441522
d[m]		0.54195391	0.496025187	0.585720761
Bande 1	N _{u1} [KN]	522.405	200.70	175.87
	Av ₁ [cm ²]	13.06	5.02	4.40
Bande 2	N _{u2} [KN]			
	Av ₂ [cm ²]			

Tableau IV.37 : Ferrailage des voiles VT₁ et VT₂

Zones		I	II	III
L[m]		1.205	1.205	1.205
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		-8419.27	-3538.4	3417.28
σ_{min} [KN/m ²]		11803.05	5815.91	-3808.38
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		0.703315705	0.749191715	0.635111242
L _t [m]		0.501684295	0.455808285	0.569888758
d[m]		0.250842148	0.455808285	0.284944379
Bande 1	N _{u1} [KN]	211.19	161.28	146.06
	Av ₁ [cm ²]	5.28	4.03	3.65
Bande 2	N _{u2} [KN]			48.69
	Av ₂ [cm ²]			1.22

Tableau IV.38 : Ferrailage des voiles VT₅ et VT₆

Zones		I	II	III
L[m]		0.905	0.905	0.905
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		-9369.74	-3989.45	3460.11
σ_{min} [KN/m ²]		12975.6	6421.89	-3800.46
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		0.525519773	0.558219254	0.473711609
L _t [m]		0.379480227	0.346780746	0.431288391
d[m]		0.189740114	0.346780746	0.215644196
Bande 1	N _{u1} [KN]	177.78	138.34	111.92
	Av ₁ [cm ²]	4.44	3.46	2.79
Bande 2	N _{u2} [KN]			37.31
	Av ₂ [cm ²]			0.93

Tableau IV.39 : Ferrailage des voiles VT7 et VT8

Zones		I	II	III
L[m]		1.38	1.38	1.38
e[m]		0.2	0.2	0.2
σ_{max} [KN/m ²]		-4771.21	-3091.67	-2827.99
σ_{min} [KN/m ²]		8323.94	4387.83	4611.46
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
L _c [m]		0.877197833	0.809573554	0.855414688
L _t [m]		0.502802167	0.570426446	0.524585312
d[m]		0.502802167	0.285213223	0.524585312
Bande 1	N _{u1} [KN]	239.90	88.18	148.35
	Av ₁ [cm ²]	6.00	2.20	3.71
Bande 2	N _{u2} [KN]			
	Av ₂ [cm ²]			

d.2- Linteaux :

Le principe étant identique que celui fait précédemment, les efforts sont tirés du logiciel ETABS, de plus tous les linteaux sont ferrillés de la même façon car ils présentent les mêmes dimensions :

$\tau_b = 3,8 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \implies$ Notre linteau travaille en flexion et en cisaillement.

$$A_d = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{61-2(2.5)}{94} = 0,596 \implies \alpha = 30,78^\circ \implies \sin \alpha = 0,51$$

$$A_d = \frac{158.85 \cdot 1000}{2 \cdot 400 \cdot 0.51} = 3,89 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0,0015 bh = 0.0015 (200) (610) = 1,83 \text{ cm}^2$$

$$A_c \geq 0,0020 bh = 0.0020 (200) (610) = 2,44 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 3.8 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.0025 \text{ bs} \quad \text{avec } S \leq \frac{h}{4} = \frac{610}{4} = 15,25 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$
$$\Rightarrow A_t = 0.0025 (200) (150) = 0,75 \text{ cm}^2$$

VI- Quantification du ferrailage :

La quantification du ferrailage se fera sans tenir compte des :

- Sections adoptées
- Sections minimales

Le but étant de quantifier le ferrailage « nécessaire » pour reprendre les efforts. On utilisera la section calculée qui sera multipliée par la longueur de la barre pour donner le volume d'aciers nécessaire pour le ferrailage.

Le calcul de la longueur totale des barres dans la structure sera détaillé suivant les différents éléments structuraux dans les différentes variantes.

VI.1- Première variante :

1- Poutres principales :

Calcul de la longueur des barres pour le ferrailage :

En travée :

Le calcul se fait comme suit :

Somme de la longueur de toutes les travées pour un même élément structural

Longueur des chapeaux :

Pour une travée intermédiaire on prend (L/4) et pour une travée de rive on prend (L/5)

On somme les chapeaux de toutes les travées puis on multiplie par le nombre d'étages puis par 2 car les chapeaux sont ajoutés aux deux extrémités de la poutre.

1.1- Proche des voiles :

Longueur en travée :

La sommation de l'ensemble des longueurs des travées donne : **L = 50310 cm**

Chapeaux :

La sommation de l'ensemble des longueurs des chapeaux donne : **L = 22959cm**

La section d'armatures trouvée est de 6,39 cm² en travée et 11,68 cm² en appui, ce qui nous donne une quantité de : $2(50310 \times 6,39 + 22959 \times 5,29) = \mathbf{885.868,02cm^3}$

1.2- Loin des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 62010 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 28773cm**

La section d'armatures trouvée est de 4,04 cm² en travée et 8,98 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $2(62010 \times 4,04 + 28773 \times 4,94) = \mathbf{785318,04cm^3}$

1.3- Armatures transversales :

Pour les armatures transversales un simple cadre sera utilisé d'une longueur de $L = 2(30 \times 25) + 15 = 125$ cm c'est-à-dire les dimensions de la poutre moins l'enrobage de part et d'autre de la poutre. Cette longueur sera multipliée par le nombre de cadres puis par la section d'armatures calculée.

a. Proche des voiles :

On a 4 travées de 335 cm, 5 travées de 355 cm et 9 travées de 275 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre on arrive à 532 cadres pour un étage et 4788 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 0,43$ cm²

La quantité totale sera alors de : $125 \times 4788 \times (0,43/2) = 128677,5$ cm³

b. Loin des voiles :

On a 2 travées de 335 cm, 9 travées de 355 cm et 9 travées de 275 cm. En procédant de la même façon que précédemment le nombre de cadres pour un étage est de 604 cadres et est de 5436 cadres pour toute la structure. Il est a rappelé que $A_t = 0,208$ cm²

La quantité totale sera alors de : $125 \times 5436 \times (0,208/2) = 70668$ cm³

2- Poutres secondaires :

2.1- proches des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 32400 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 14553cm**

La section d'armatures trouvée est de 7,32 cm² en travée et 8,8 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $32400 \times 7,32 \times 2 + 14553 \times 1,48 \times 2 = 517412,88$ cm³

2.2- Loin des voiles :

Longueur en travée :

Après calcul de l'ensemble des travées puis sommation le résultat donné est de : **L= 70065 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 33196,5 cm**

La section d'armatures trouvée est de 5,85 cm² en travée et 6,63cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $70065 \times 5.85 \times 2 + 33196.5 \times 0.78 \times 2 = 871547,04$ cm³

2.3- Armatures transversales :

Même chose que pour les poutres principales sauf que la longueur du cadre change est passe à $L = 2(25+25) + 15 = 115$ cm

a. proches des voiles :

Il y a 11 travées de 305 cm et une seule de 245 cm ce qui donne le nombre de 342 cadres pour un étage et 3078 cadres pour l'ensemble de la structure. Sachant que $A_t = 0,73 \text{ cm}^3$ La quantité totale sera alors de : $115 \times 3078 \times (0,73/2) = 129199,05 \text{ cm}^3$

b. Loin des voiles :

Il y a 8 travées de 305 cm, 6 travées de 245 cm et 14 travées de 255 ce qui donne le nombre de 706 cadres pour un étage et 6354 cadres pour l'ensemble de la structure. Sachant que $A_t = 0,0083 \text{ cm}^3$

La quantité totale sera alors de : $115 \times 6354 \times (0,0083/2) = 3032,4465 \text{ cm}^3$

3- Poteaux :

3.1. Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage se fait suivant trois niveaux suivant les dimensions des poteaux. La quantification va s'effectuée de la manière suivante :

La longueur des barres sera de 306 cm (hauteur d'étage) + longueur de recouvrement pour les barres d'attentes d'une valeur de 100 cm pour les 3 premiers étages et de 80 cm pour les 4 étages suivants et 70 cm pour les 2 derniers étages.

Quantité de ferrailage = nombre de poteaux x [longueur des barres x section de ferrailage] x nombre d'étages

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les deux directions de façon symétrique, dans les 6 combinaisons de calcul une section max suivant M_2 et une autre suivant M_3 seront sommés puis multipliés par 2

Tableau IV.40 : Quantification du ferrailage longitudinal des poteaux

Section	Ferrailage [cm ²]	longueur [cm]	Quantité de ferrailage [cm ³]
45x45	47.76	406	2792240.64
40x40	27.88	386	2066242.56
35x35	14.94	376	539274.24
Somme			5.397.757,44

3.2- Ferrailage transversal :

Concernant les poteaux, la longueur libre d'un poteau est de $306 - 30 = 276 \text{ cm}$

En retranchant la zone au nu d'appui : $276 - 10 = 266 \text{ cm}$

Comme l'espacement entre cadres est constant (10 cm) alors le nombre de cadres pour un poteau est égal à 52 cadres. En ajoutant 4x2 cadres à la tête du poteau en zone au nu d'appui le nombre de cadres passe à 60 cadres.

Le nombre de poteaux pour un étage est de 48 poteaux, ce qui nous donne 2880 cadres pour un étage. En comptant tous les étages le nombre de cadres est de **25920 cadres**.

Pour les armatures transversales la longueur des barres sera de :

2 * (dimension du poteau – enrobage de part et d’autre)

Poteaux 45x45 : $2*(40+40) + 15 = 175$ cm

Poteaux 40x40 : $2*(35+35) + 15 = 155$ cm

Poteaux 35x35 : $2*(30+30) + 15 = 135$ cm

Tableau IV.41 : Quantification du ferrailage transversal des poteaux

Section	Ferrailage [cm ²]	cadres	Longueur [cm]	quantité [cm ³]
45x45	0.88	8640	175	332640
40x40	1.09	11520	155	486576
35x35	1.06	5760	135	206064
Somme				1.025.280

4. Voiles :

4.1. Ferrailage vertical :

Le calcul se fait de la manière suivante :

1. Calcul de la quantité pour un voile sachant que précédemment le calcul du ferrailage des voiles ne s’est fait que pour une bande.
2. Calcul de la longueur des barres : La longueur des barres se fera de la même façon que pour les poteaux.

Des barres de recouvrement sont ajoutées aux voiles suivant les différents étages :

Pour les 3 premiers niveaux (zone I) : $L = 306 + 100 = 406$ cm

Pour les 4 niveaux suivants (zone II) : $L = 306 + 80 = 386$ cm

Pour les 2 derniers niveaux (zone III) : $L = 306 + 70 = 376$ cm

3. Calcul de la quantité de ferrailage globale :

Nombre de voiles x nombre d’étages x [longueur des barres x section de ferrailage du voile complet]

VT1 et VT5 :

Zone I : En tout 3 bandes au total de 38,85 cm²/bande ce qui donne : $A = 116,55$ cm²

Zone II : En tout 3 bandes de 20,48 cm² par bande donnant ainsi : $A = 61,44$ cm²

Zone III : En tout 3 bandes de 5,39 cm² par bande ce qui donne : $A = 16,17$ cm²

VT2 et VT6 :

Zone I : En tout 3 bandes au total de 30,52 cm²/bande ce qui donne : $A = 91,56$ cm²

Zone II : En tout 3 bandes de 16,08 cm² par bande donnant ainsi : $A = 48,24$ cm²

Zone III : En tout 3 bandes de 4,37 cm² par bande ce qui donne : $A = 13,11$ cm²

VL :

Zone I : En tout 3 bandes au total de 18,25 cm²/bande ce qui donne : $A = 54,75$ cm²

Zone II : En tout 3 bandes de 5,541 cm² par bande donnant ainsi : $A = 16,623$ cm²

Zone III : En tout 3 bandes de 7,60 cm² par bande ce qui donne : $A = 22,8$ cm²

Tableau IV.42 : Ferrailage vertical des voiles

	Ferrailage [cm ²]	Longueur [cm]	Nombre de voiles	de Nombre d'étages	Quantité [cm ³]
VT₁ et VT₅					
Zone I	116.55	406	2	3	283915,8
Zone II	61.44	386	2	4	189726,72
Zone III	16.17	376	2	2	24319,68
VT₂ et VT₆					
Zone I	91.56	406	2	3	223040,16
Zone II	48.24	386	2	4	148965,12
Zone III	13.11	376	2	2	19717,44
Voiles VL_{1, 2, 4, 5}					
Zone I	54.75	406	4	3	266742
Zone II	16.623	386	4	4	102663,648
Zone III	22.8	376	4	2	68582,4
Somme globale					1.327.672,968

4.2 Ferrailage horizontal :

Le ferrailage horizontal des voiles se fait de façon conventionnelle suivant l'article A.8.2,4 1 du BAEL 91/99 [18] :

$$A_h = \frac{1}{4} A_{\text{adoptée}}$$

La quantification se fait de la manière suivante :

1. On prend pour une bande de 1 mètre forfaitairement $\frac{1}{4}$ de la section verticale calculée
2. On détermine la longueur du voile, sachant que la longueur est calculée entre les 2 poteaux entre lesquelles le voile se trouve en retirant la distance d'enrobage de part et d'autre.
3. On calcul via la formule :

Quantité = Section de ferrailage pour un mètre x longueur du voile x nombre de bandes (3)

Tableau IV.43 : Ferrailage horizontal des voiles

	Ferrailage [cm ²]	Longueur [cm]	Nombre de voiles	de Nombre d'étages	Quantité [cm ³]
VT₁ et VT₅					
Zone I	29.14	440	2	3	230788,8
Zone II	15.36	440	2	4	162201,6
Zone III	4.04	440	2	2	21331,2
VT₂ et VT₆					
Zone I	22.89	360	2	3	148327,2
Zone II	12.06	360	2	4	104198,4
Zone III	3.28	360	2	2	14169,6
Voiles VL_{1, 2, 4, 5}					
Zone I	13.69	340	4	3	167565,6
Zone II	4.16	340	4	4	67891,2
Zone III	5.7	340	4	2	46512
Somme globale					962.985,6

Tableau IV.44 : Quantification du ferrailage de la première variante

Eléments	Quantité [cm ³]			
	Ferrailage calculé		Ferrailage avec cadres $\phi 8$	
PP proches des voiles longitudinal	885.868,02	1.870.531,56 (15,45 %)	885.868,02	2.955.576,06 (17,17 %)
PP proches des voiles transversal	128.677,5		601.492,5	
PP loin des voiles longitudinal	785.318,04		785.318,04	
PP loin des voiles transversal	70.668		682.897,5	
PS proches des voiles longitudinal	517.412,88	1.521.191,42(12,57 %)	517.412,88	2.479.063,32 (14,40 %)
PS proches des voiles transversal	129.199,05		355.739,85	
PS loin des voiles longitudinal	871.547,04		871.547,04	
PS loin des voiles transversal	3032,4465		734.363,55	
Poteaux longitudinal	5.397.757,44	6.423.037,44 (53,06 %)	5.397.757,44	9.493.333,44 (55,13 %)
Poteaux transversal	1.025.280		4.095.576	
Voile vertical	1.327.672,968	2.290.658,568	1.327.672,968	2.290.658,568
Voile horizontale	962.985,6		962.985,6	
Total	12.105.418,988		17.218.631,388	

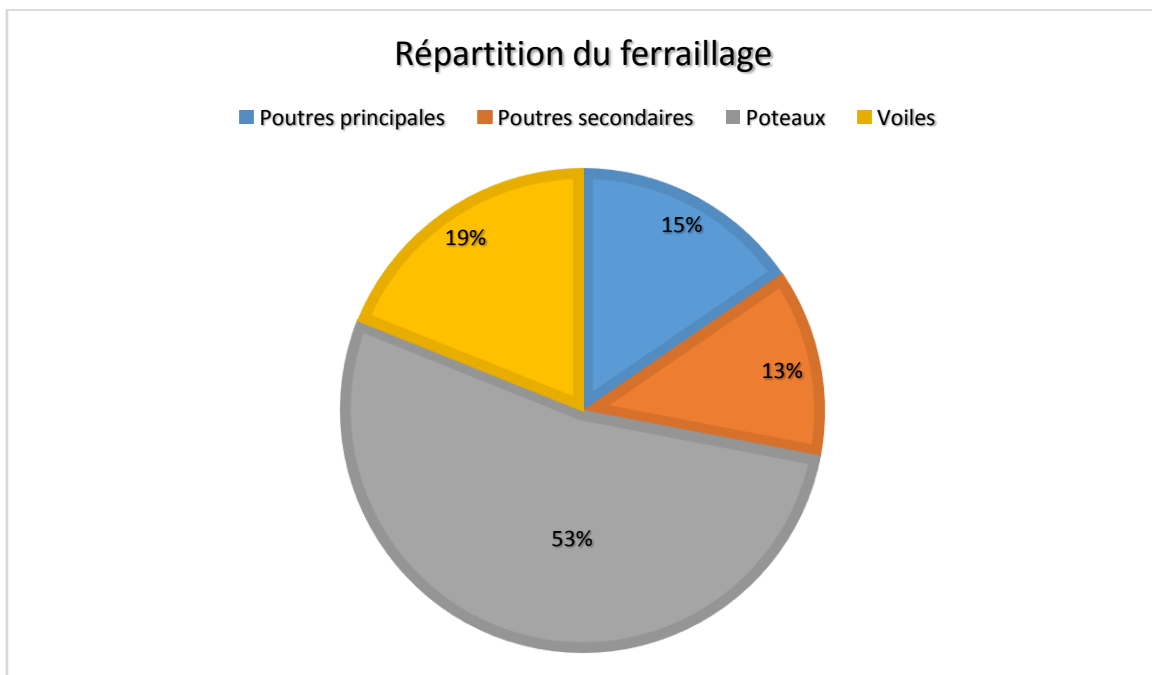


Figure IV.6 : Répartition du ferrailage entre les éléments structuraux de la variante I

Remarque importante :

Le tableau a été subdivisé en deux grandes parties ; la première partie représente la quantité de ferrailage calculé jusque-là, la seconde partie représente le même ferrailage mais en considérant un ferrailage transversal réalisé avec descadres $\phi=8$ mm qui est le cas le plus répandu. Il est évident que la quantité de ferrailage transversale calculée est très loin de la réalité et pour mieux apprécier la quantité réelle du ferrailage il a été décidé de calculer en parallèle un ferrailage plus « réaliste » pour voir une quantité proche de la

réalité. Néanmoins cette quantité ne servira pas de comparaison car elle est constante dans toutes les variantes, cela réduit en quelque sorte le champ de comparaison entre les différentes variantes en terme d'effort tranchant.

VI.2- Quantification du ferrailage de la seconde variante :

1. Poutres principales :

1.1- Proches des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 50670 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 24237 cm**

La section d'armatures trouvée est de 6,21 cm² en travée et 14,97 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $2(50670 \times 6,21 + 24237 \times 8,76) = 1.053.953,64\text{cm}^3$

1.2- Loin des voiles :

L'ensemble donne : **L = 61650 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 27495cm**

La section d'armatures trouvée est de 4,14 cm² en travée et 8,33 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $2(61650 \times 4,14 + 27495 \times 4,19) = 740.870,1\text{cm}^3$

1.3- armatures transversales :

Même principe qu'avec la première variante ou la longueur du cadre est $L = 2(30+25) + 15 = 125$ cm

1.3.1- Proches des voiles :

On a 2 travées de 335 cm, 7 travées de 355 cm et 9 travées de 275 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre on arrive à 536 cadres pour un étage et 4824 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 0,62$ cm²

La quantité totale sera alors de : $125 \times 4824 \times (0,62/2) = 186930\text{cm}^3$

1.3.2- Loin des voiles :

On a 4 travées de 335 cm, 7 travées de 355 cm et 11 travées de 275 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre on arrive à 652 cadres pour un étage et 5868 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 0,22$ cm²

La quantité totale sera alors de : $125 \times 5868 \times (0,22/2) = 80685$ cm³

2. Poutres secondaires :

2.1- Proches des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 69075cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 31972,5cm**

La section d'armatures trouvée est de 7,65 cm² en travée et 14,48 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $69075 \times 7,65 \times 2 + 31972,5 \times 6,83 \times 2 = 1.493.591,85\text{cm}^3$

2.2- Loin des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 37980 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 18072cm**

La section d'armatures trouvée est de 4,38 cm² en travée et 5,72 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $37980 \times 4,38 \times 2 + 18072 \times 1,34 \times 2 = 381137,76\text{cm}^3$

2.3- Armatures transversales :

2.3.1-Proches des voiles :

La longueur des barres est : $L = 2(25+25)+15 = 115 \text{ cm}$

On a 16 travées de 305 cm, 10 travées de 255 cm et une seule travée de 245 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre, on arrive à 398 cadres pour un étage et 3582 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 1,07 \text{ cm}^2$

La quantité totale sera alors de : $115 \times 3582 \times (1,07/2) = 220382,55 \text{ cm}^3$

2.3.2- Loin des voiles :

La longueur des barres est : $L = 2(25+25) +15 = 115 \text{ cm}$

On a 6 travées de 255 cm, 4 travées de 305 cm et 6 travées de 245 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre on arrive à 398 cadres pour un étage et 3636 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 0,033 \text{ cm}^2$

La quantité totale sera alors de : $115 \times 3636 \times (0,033/2) = 6899,31\text{cm}^3$

3- Poteaux :

3.1. Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage se fera évidemment comme avec la première variante.

La longueur des barres sera de 306 cm (hauteur d'étage) + longueur de recouvrement pour les barres d'attentes d'une valeur de 100 cm pour les 3 premiers étages et de 80 cm pour les 4 étages suivants et 70 cm pour les 2 derniers étages.

Quantité de ferrailage = nombre de poteaux x [longueur des barres x section de ferrailage]

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les deux directions de façon symétrique, dans les 6 combinaisons de calcul une section max suivant M_2 et une autre suivant M_3 seront sommés puis multipliés par 2.

Tableau IV.45 : Quantification du ferrailage longitudinal des poteaux

Section	Ferrailage [cm ²]	longueur [cm]	Quantité de ferrailage [cm ³]
45x45	52.68	406	3079883.52
40x40	26.62	386	1972861.44
35x35	8.76	376	316200.96
Somme			5.368.945,92

3.2- Ferrailage transversal :

Le nombre de poteaux pour un étage est de 48 poteaux, ce qui nous donne 1488 cadres pour un étage. En comptant tous les étages le nombre de cadres est de **13392 cadres**.

Tableau IV.46 : Quantification du ferrailage transversal des poteaux

Section	Ferrailage [cm ²]	cadres	Longueur [cm]	quantité [cm ³]
45x45	1.05	8640	175	396.900
40x40	0.98	11520	155	437.472
35x35	0.95	5760	135	184.680
Somme				1.019.052

4. Voiles :

4.1. Ferrailage vertical :

La méthode de calcul étant expliquée précédemment :

VL₁ et VL₂ :

Zone I : En tout 3 bandes au total de 19,27 cm²/bande ce qui donne : A = 57,81 cm²

Zone II : En tout 4 bandes de 5,79 cm² par bande donnant ainsi : A= 23,16 cm²

Zone III : En tout 3 bandes de 15,43 cm² par bande ce qui donne : A= 46,29 cm²

VT₁ et VT₂ :

Zone I : En tout 3 bandes de 31,86 cm²/bande ce qui donne : A = 95,58cm²

Zone II : En tout 3 bandes de 7,31 cm² par bande donnant ainsi : A= 21,93cm²

Zone III : En tout 2 bandes de 17,52 cm² par bande ce qui donne : A= 35,04 cm²

VT₅ et VT₆ :

Zone I : En tout 3 bandes au total de 19,79 cm²/bande ce qui donne : A = 59,37 cm²

Zone II : En tout 3 bandes de 6,34 cm² par bande donnant ainsi : A= 19,02 cm²

Zone III : En tout 2 bandes de 14,72 cm² par bande ce qui donne : A= 29,44 cm²

VL_{4, 5, 6, 7} :

Zone I : En tout 4 bandes au total de 3,97 cm²/bande ce qui donne : A = 15,88 cm²

Zone II : En tout 3 bandes de 2,63 cm² par bande donnant ainsi : A= 7,89 cm²

Zone III : En tout 3 bandes de 5,16 cm² par bande ce qui donne : A= 15,48 cm²

Tableau IV.47 : Ferrailage vertical des voiles

	Ferrailage [cm ²]	Longueur [cm]	Nombre de voiles	de Nombre d'étages	Quantité [cm ³]
VL₁ et VL₂					
Zone I	57.81	406	2	3	140825,16
Zone II	23.16	386	2	4	71518,08
Zone III	46.29	376	2	2	69620,16
VT₁ et VT₂					
Zone I	95.58	406	2	3	56612,64
Zone II	21.93	386	2	4	78002,88
Zone III	35.04	376	2	2	52700,16
VT₅ et VT₆					
Zone I	59.37	406	2	3	144625,32
Zone II	19.02	386	2	4	58733,76
Zone III	29.44	376	2	2	44277,76
Voiles VL_{4, 5, 6, 7}					
Zone I	15.88	406	4	3	77367,36
Zone II	7.89	386	4	4	48728,64
Zone III	15.48	376	4	2	46563,84
Somme globale					889.575,76

4.2 Ferrailage horizontal :

Le calcul ainsi que la quantification du ferrailage horizontal des voiles se fera de la même façon et avec les mêmes hypothèses que celles faites avec la première variante :

La longueur est calculée entre les 2 poteaux entre lesquelles le voile se trouve en retirant la distance d'enrobage de part et d'autre.

Tableau IV.48 : Ferrailage horizontal des voiles

	Ferrailage [cm ²]	Longueur [cm]	Nombre de voiles	de Nombre d'étages	Quantité [cm ³]
VL₁ et VL₂					
Zone I	43.36	340	2	3	88454,4
Zone II	17.37	340	2	4	47246,4
Zone III	34.72	340	2	2	47219,2
VT₁ et VT₂					
Zone I	71.89	440	2	3	189789,6
Zone II	16.45	440	2	4	57904
Zone III	26.28	440	2	2	46252,8
VT₅ et VT₆					
Zone I	44.53	360	2	3	96184,8
Zone II	14.26	360	2	4	41068,8
Zone III	22.08	360	2	2	31795,2
Voiles VL_{4, 5, 6, 7}					
Zone I	11.91	167.5	4	3	23939,1
Zone II	5.92	167.5	4	4	15865,6
Zone III	11.61	167.5	4	2	15557,4
Somme globale					701.277,3

En sommant les quantités calculées jusque-là on trouve :

Tableau IV.49 : Quantification du ferrailage de la seconde variante

Eléments	Quantité [cm ³]			
	Ferrailage calculé		Ferrailage avec cadres $\phi 8$	
PP proches des voiles longitudinal	1.053.953,64	2.062.438,74 (16,98 %)	1.053.953,64	3.138.006,24 (18,57 %)
PP proches des voiles transversal	186.930		606.015	
PP loin des voiles longitudinal	740.870,1		740.870,1	
PP loin des voiles transversal	80.685		737.167,5	
PS proches des voiles longitudinal	1.493.591,85	2.102.011,47 (17,31 %)	1.493.591,85	2.708.949,96 (16,03 %)
PS proches des voiles transversal	220.382,55		413.989,65	
PS loin des voiles longitudinal	381.137,76		381.137,76	
PS loin des voiles transversal	6899,31		420.230,7	
Poteaux longitudinal	5.368.945,92	6.387.997,92 (52,61 %)	5.368.945,92	9.464.521,92 (55,99 %)
Poteaux transversal	1.019.052		4.095.576	
Voile vertical	889.575,76	1.590.853,06 (13,1 %)	889.575,76	1.590.853,06 (9,41 %)
Voile horizontale	701.277,3		701.277,3	
Total	12.143.301,19		16.902.331,18	

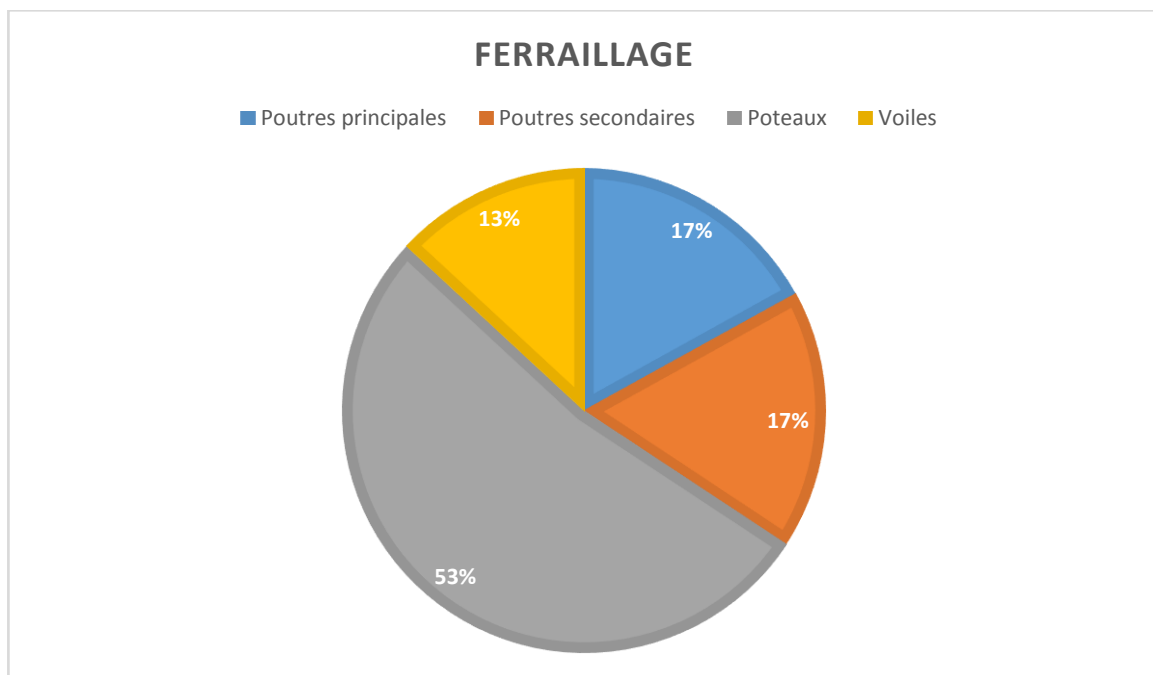


Figure IV.7 : Répartition du ferrailage entre les éléments structuraux de la variante II

VI.3- Quantification du ferrailage de latroisième variante :

1. Poutres principales :

1.1- Proches des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 36495 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 18247,5cm**

La section d'armatures trouvée est de 5,32 cm² en travée et 9,65 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $2(36495 \times 5,32 + 18247,5 \times 4,33) = 546.330,15\text{cm}^3$

1.2- Loin des voiles :

L'ensemble donne : **L = 73350 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 32247cm**

La section d'armatures trouvée est de 3,11 cm² en travée et 5,97 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $73350 \times 3,11 + 32247 \times 2,86 = 640.689,84\text{cm}^3$

1.3- armatures transversales :

1.3.1- Proches des voiles :

On a 6 travées de 335 cm, 7 travées de 275 cm par étage cela nous donne si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre, on arrive à 386 cadres pour un étage et 3474 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 0,434 \text{ cm}^2$

La quantité totale sera alors de : $125 \times 3474 \times (0,434/2) = 94232,25\text{cm}^3$

1.3.2- Loin des voiles :

On a 6 travées de 335 cm, 8 travées de 355 cm et 12 travées de 275 cm par étage cela nous donne si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre, on arrive à 776 cadres pour un étage et 6984 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 0,125 \text{ cm}^2$

La quantité totale sera alors de : $125 \times 6984 \times (0,125/2) = 54562,5\text{cm}^3$

2. Poutres secondaires :

2.1- Proches des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 33345cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 15025.5cm**

La section d'armatures trouvée est de 8,86 cm² en travée et 13,32 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $33345 \times 8,86 \times 2 + 15025,5 \times 4,46 \times 2 = 724.900,86\text{cm}^3$

2.2- Loin des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 69120 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 32724cm**

La section d'armatures trouvée est de 4,87 cm² en travée et 5,9 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $69120 \times 4,87 \times 2 + 32724 \times 1,03 \times 2 = 740.649,98 \text{ cm}^3$

2.3- Armatures transversales :

2.3.1-Proches des voiles :

La longueur des barres est : $L = 2(25+25) + 15 = 115 \text{ cm}$

On a 8 travées de 305 cm, 4 travées de 255 cm et une seule travée de 245 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre on arrive à 351 cadres pour un étage et 3159 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 0,983 \text{ cm}^2$

La quantité totale sera alors de : $115 \times 3159 \times (0,983/2) = 178554,5775 \text{ cm}^3$

2.3.2- Loin des voiles :

La longueur des barres est : $L = 2(25+25) = 100 \text{ cm}$

On a 10 travées de 255 cm, 12 travées de 305 cm et 6 travées de 245 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre on arrive à 726 cadres pour un étage et 6534 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 0,077 \text{ cm}^2$

La quantité totale sera alors de : $115 \times 6534 \times (0,077/2) = 28929,285 \text{ cm}^3$

3- Poteaux :

3.1. Ferrailage longitudinal :

Tableau IV.50 : Quantification du ferrailage longitudinal des poteaux

Section	Ferrailage [cm ²]	longueur [cm]	Quantité de ferrailage [cm ³]
45x45	55.44	406	3.241.244,16
40x40	28.44	386	2.107.745,28
35x35	17.94	376	647.562,24
Somme			5.996.551,68

3.2- Ferrailage transversal :

Le nombre de poteaux pour un étage est de 48 poteaux, ce qui nous donne 1488 cadres pour un étage. En comptant tous les étages le nombre de cadres est de **13392 cadres**.

Tableau IV.51 : Quantification du ferrailage transversal des poteaux

Section	Ferrailage [cm ²]	cadres	Longueur [cm]	quantité [cm ³]
45x45	1.09	8640	175	412.020
40x40	0.99	11520	155	441.936
35x35	0.87	5760	135	169.128
Somme				1.023.084

4- Voiles :

4.1- Ferrailage vertical :

VL₁ et VL₂ :

Zone I : En tout 3 bandes au total de 19,09 cm²/bande ce qui donne : A = 57,27 cm²

Zone II : En tout 4 bandes de 2,94 cm² par bande donnant ainsi : A= 11,76 cm²

Zone III : En tout 3 bandes de 6,84 cm² par bande ce qui donne : A= 20,52 cm²

VT₁ et VT₅ :

Zone I : En tout 4 bandes de 24,86 cm²/bande ce qui donne : A = 99,44 cm²

Zone II : En tout 5 bandes de 10,92 cm² par bande donnant ainsi : A= 54,6 cm²

Zone III : En tout 3 bandes de 10,21 cm² par bande ce qui donne : A= 30,63 cm²

VT₂ et VT₆ :

Zone I : En tout 5 bandes au total avec 15,34 cm²/bande ce qui donne : A = 76,7 cm²

Zone II : En tout 5 bandes de 8,04 cm² par bande donnant ainsi : A= 40,2 cm²

Zone III : En tout 3 bandes de 8,01 cm² par bande ce qui donne : A=24,03 cm²

VL_{4,5,6,7} :

Zone I : En tout 4 bandes au total de 3,71cm²/bande ce qui donne : A = 14,84 cm²

Zone II : En tout 5 bandes de 0,98 cm² par bande donnant ainsi : A= 4,9 cm²

Zone III : En tout 3 bandes de 3,88 cm² par bande ce qui donne : A= 11,64 cm²

Tableau IV.52 : Ferrailage vertical des voiles

	Ferrailage [cm ²]	Longueur [cm]	Nombre de voiles	de	Nombre d'étages	Quantité [cm ³]
VL₁ et VL₂						
Zone I	57.27	406	2		3	139509,72
Zone II	11.76	386	2		4	36314,88
Zone III	20.52	376	2		2	30862,08
VT₁ et VT₅						
Zone I	99.44	406	2		3	242235,84
Zone II	54.6	386	2		4	168604,8
Zone III	30.63	376	2		2	46067,52
VT₂ et VT₆						
Zone I	76.7	406	2		3	186841,2
Zone II	40.2	386	2		4	124137,6
Zone III	24.03	376	2		2	36141,12
Voiles VL_{4,5,6,7}						
Zone I	14.84	406	4		3	72300.48
Zone II	4.90	386	4		4	30262,4
Zone III	11.64	376	4		2	35013,12
Somme globale						1.148.290,76

4.2- Ferrailage horizontal :

Tableau IV.53 : Ferrailage horizontal des voiles

	Ferrailage [cm ²]	Longueur [cm]	Nombre de voiles	de	Nombre d'étages	Quantité [cm ³]
VL₁ et VL₂						
Zone I	42.95	340	2		3	87618
Zone II	8.82	340	2		4	23990,4
Zone III	15.39	340	2		2	20930,4
VT₁ et VT₅						

Zone I	74.58	440	2	3	196891,2
Zone II	40.95	440	2	4	144144
Zone III	22.97	440	2	2	40427,2
VT₂ et VT₆					
Zone I	57.53	360	2	3	124264,8
Zone II	30.15	360	2	4	86832
Zone III	18.02	360	2	2	25948,8
Voiles VL_{4,5,6,7}					
Zone I	11.13	167.5	4	3	22371,3
Zone II	3.675	167.5	4	4	9849
Zone III	8.73	167.5	4	2	11698,2
Somme globale					794.965,3

En sommant les quantités calculées jusque-là on trouve :

Tableau IV.54 : Quantification du ferrailage de la troisième variante

Eléments	Quantité [cm ³]			
	Ferrailage calculé		Ferrailage avec cadres $\phi 8$	
PP proches des voiles longitudinal	546.330,15	1.335.814,74 (11,16 %)	546.330,15	2.500.806,24 (14,61 %)
PP proches des voiles transversal	94.232,25		436.421,25	
PP loin des voiles longitudinal	640.689,84		640.689,84	
PP loin des voiles transversal	54.562,5		877.365	
PS proches des voiles longitudinal	724.900,86	1.673.034,705 (13,97 %)	724.900,86	2.585.819,315 (15,10 %)
PS proches des voiles transversal	178.554,58		365.101,425	
PS loin des voiles longitudinal	740.649,98		740.649,98	
PS loin des voiles transversal	28.929,285		755.167,05	
Poteaux longitudinal	5.996.551,68	7.019.635,68 (58,64 %)	5.996.551,68	10.092.127,68 (58,94 %)
Poteaux transversal	1.023.084		4.095.576	
Voile vertical	1.148.290,76	1.943.256,06 (16,23 %)	1.148.290,76	1.943.256,06 (11,35 %)
Voile horizontale	794.965,3		794.965,3	
11.971.741,185			17.122.009,295	

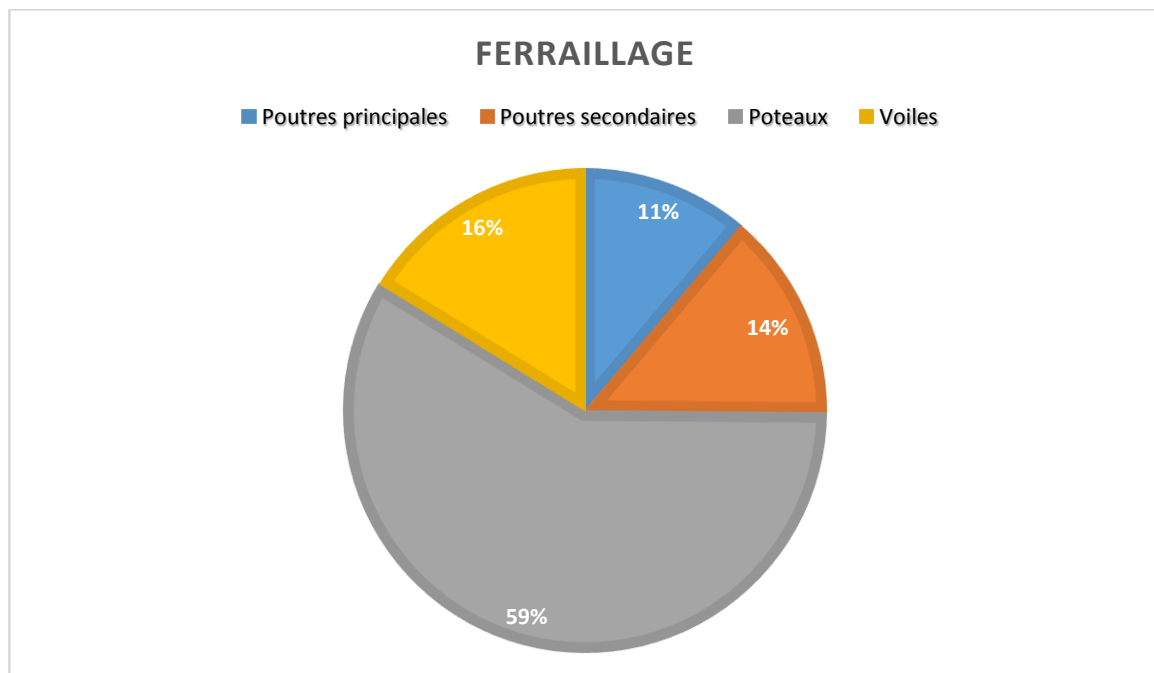


Figure IV.8 : Répartition du ferrailage entre les éléments structuraux de la variante III

VI.4- Quantification du ferrailage de la quatrième variante :

1- Poutres principales :

1.1- Proches des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 27990cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L =12897cm**

La section d'armatures trouvée est de 11,68 cm² en travée et 17,36 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $2(27990 \times 11,68 + 12897,5 \times 17,36) = \mathbf{946877,6cm^3}$

1.2- Loin des voiles :

L'ensemble donne : **L = 84330 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 38835 cm**

La section d'armatures trouvée est de 4,25 cm² en travée et 6,05 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $2(84330 \times 4,25 + 38835 \times 6,05) = \mathbf{856611cm^3}$

1.3- armatures transversales :

1.3.1- Proches des voiles :

On a 2 travées de 335 cm, 3 travées de 355 cm et 5 travées de 275 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de retirer 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre on arrive à 296 cadres pour un étage et 2664 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 1,217 \text{ cm}^2$

La quantité totale sera alors de : $125 \times 2664 \times (1,217/2) = \mathbf{202630,5cm^3}$

1.3.2- Loin des voiles :

On a 4 travées de 335 cm, 11 travées de 355 cm et 15 travées de 275 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre on arrive à 892 cadres pour un étage et 8028 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 0,16 \text{ cm}^2$

La quantité totale sera alors de : $125 \times 8028 \times (0,16/2) = \mathbf{80280cm^3}$

2- Poutres secondaires :

2.1- Proches des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 36090 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L =17127 cm**

La section d'armatures trouvée est de 3,9 cm² en travée et 11,68 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $(36090 \times 3,9) \times 2 + (17127 \times 7,78) \times 2 = 547998,12 \text{ cm}^3$

2.2- Loin des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 66375 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 30622.5 cm**

La section d'armatures trouvée est de 5,38 cm² en travée et 6,19 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $66375 \times 5,38 \times 2 + 30622,5 \times 6,19 \times 2 = 763803,45 \text{ cm}^3$

2.3- Armatures transversales :

2.3.1-Proches des voiles :

La longueur des barres est : $L = 2(25+25) + 15 = 115 \text{ cm}$

On a 9 travées de 305 cm, 4 travées de 255 cm et une seule travée de 245 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre on arrive à 380 cadres pour un étage et 3420 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 1,79 \text{ cm}^2$

La quantité totale sera alors de : $115 \times 3159 \times (1,79/2) = 325140,075 \text{ cm}^3$

2.3.2- Loin des voiles :

Aucune armature transversale ne sera « nécessaire » car le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

3- Poteaux :

3.1- Ferrailage longitudinal :

Tableau IV.55 : Quantification du ferrailage longitudinal des poteaux

Section	Ferrailage [cm ²]	longueur [cm]	Quantité de ferrailage [cm ³]
45x45	30,06	406	1757427,84
40x40	23,76	386	1760901,12
35x35	21,06	376	760181,76
Somme			4.278.510,72

3.2- Ferrailage transversal :

Le nombre de poteaux pour un étage est de 48 poteaux, ce qui nous donne 2976 cadres pour un étage. En comptant tous les étages le nombre de cadres est de **26784 cadres**.

Tableau IV.56 : Quantification du ferrailage transversal des poteaux

Section	Ferrailage [cm ²]	cadres	Longueur [cm]	quantité [cm ³]
45x45	0,90	8640	175	340200
40x40	1,16	11520	155	517824
35x35	1,17	5760	135	227448

Somme	1.085.472
--------------	------------------

4- Voiles :

4.1- Ferrailage vertical :

VT₁ et VT₂ :

Zone I : En tout 3 bandes avec 11,51 cm²/bande ce qui donne : A = 34,53 cm²
 Zone II : En tout 3 bandes de 4,13 cm² par bande donnant ainsi : A= 12,39 cm²
 Zone III : En tout 3 bandes de 4,25 cm² par bande ce qui donne : A= 12,75 cm²

VL₆ et VL₇ :

Zone I : En tout 3 bandes de 8,46 cm²/bande ce qui donne : A = 25,38 cm²
 Zone II : En tout 4 bandes de 1,88 cm² par bande donnant ainsi : A= 7,52 cm²
 Zone III : En tout 3 bandes de 1,70 cm² par bande ce qui donne : A= 5,10 cm²

VT₇ et VT₈ :

Zone I : En tout 5 bandes au total avec 6,70 cm²/bande ce qui donne : A = 33,50 cm²
 Zone II : En tout 3 bandes de 3,52 cm² par bande donnant ainsi : A= 10,56 cm²
 Zone III : En tout 3 bandes de 0,89 cm² par bande ce qui donne : A= 2,67 cm²

VL_{1, 2, 4, 5} :

Zone I : En tout 5 bandes au total de 4,76 cm²/bande ce qui donne : A = 23,8 cm²
 Zone II : En tout 5 bandes de 2,63 cm² par bande donnant ainsi : A= 13,15 cm²
 Zone III : En tout 5 bandes de 2.53 cm² par bande ce qui donne : A= 12,65 cm²

Tableau IV.57 : Ferrailage vertical des voiles

	Ferrailage [cm ²]	Longueur [cm]	Nombre de voiles	de Nombre d'étages	Quantité [cm ³]
VT₁ et VT₂					
Zone I	34,53	406	2	3	84115,08
Zone II	12,39	386	2	4	38260.32
Zone III	12,75	376	2	2	19176
VL₆ et VL₇					
Zone I	25,38	406	2	3	61825.68
Zone II	7,52	386	2	4	23221.76
Zone III	5,10	376	2	2	7670.4
VT₇ et VT₈					
Zone I	33,50	406	2	3	81606
Zone II	10,56	386	2	4	32609.28
Zone III	2,67	376	2	2	4015.68
VL_{1, 2, 4, 5}					
Zone I	23,8	406	4	3	115953.6
Zone II	13,15	386	4	4	81214.4
Zone III	12,65	376	4	2	38051.2
Somme globale					587.719,4

4.2- Ferrailage horizontal :

Tableau IV.58 : Ferrailage horizontal des voiles

	Ferrailage [cm ²]	Longueur [cm]	Nombre de voiles	de	Nombre d'étages	Quantité [cm ³]
VT₁ et VT₂						
Zone I	25.9	326	2		3	50660,4
Zone II	9.29	326	2		4	24228,32
Zone III	9.56	326	2		2	12466,24
VL₆ et VL₇						
Zone I	19.04	187	2		3	21362,88
Zone II	5.64	187	2		4	8437,44
Zone III	3.83	187	2		2	2864,84
VT₇ et VT₈						
Zone I	25.13	178	2		3	26838,84
Zone II	7.92	178	2		4	11278,08
Zone III	2.00	178	2		2	1424
VL_{1, 2, 4, 5}						
Zone I	17.85	160	4		3	34272
Zone II	9.86	160	4		4	25241,6
Zone III	9.49	160	4		2	12147,2
Somme globale						231.221,84

Tableau IV.59 : Quantification du ferrailage de la quatrième variante

Éléments	Quantité [cm ³]			
PP proches des voiles longitudinal	946.877,6	2.086.399,1 (21,06 %)	946.877,6	3.146.671,1 (21,38 %)
PP proches des voiles transversal	202.630,5		334.665	
PP loin des voiles longitudinal	856.611		856.611	
PP loin des voiles transversal	80.280		1.008.517,5	
PS proches des voiles longitudinal	547.998,12	1.636.941,645 (16,52 %)	547.998,12	2.376.940,77 (16,15 %)
PS proches des voiles transversal	325.140,075		365.101,425	
PS loin des voiles longitudinal	763.803,45		763.803,45	
PS loin des voiles transversal	0		700.037,775	
Poteaux longitudinal	4.278.510,72	5.363.982,72 (54,15 %)	4.278.510,72	8.374.086,72 (56,90 %)
Poteaux transversal	1.085.472		4.095.576	
Voile vertical	587.719,4	818.941,24 (8,27 %)	587.719,4	818.941,24 (5,57 %)
Voile horizontale	231.221,84		231.221,84	
9.906.264,705			14.716.639,83	

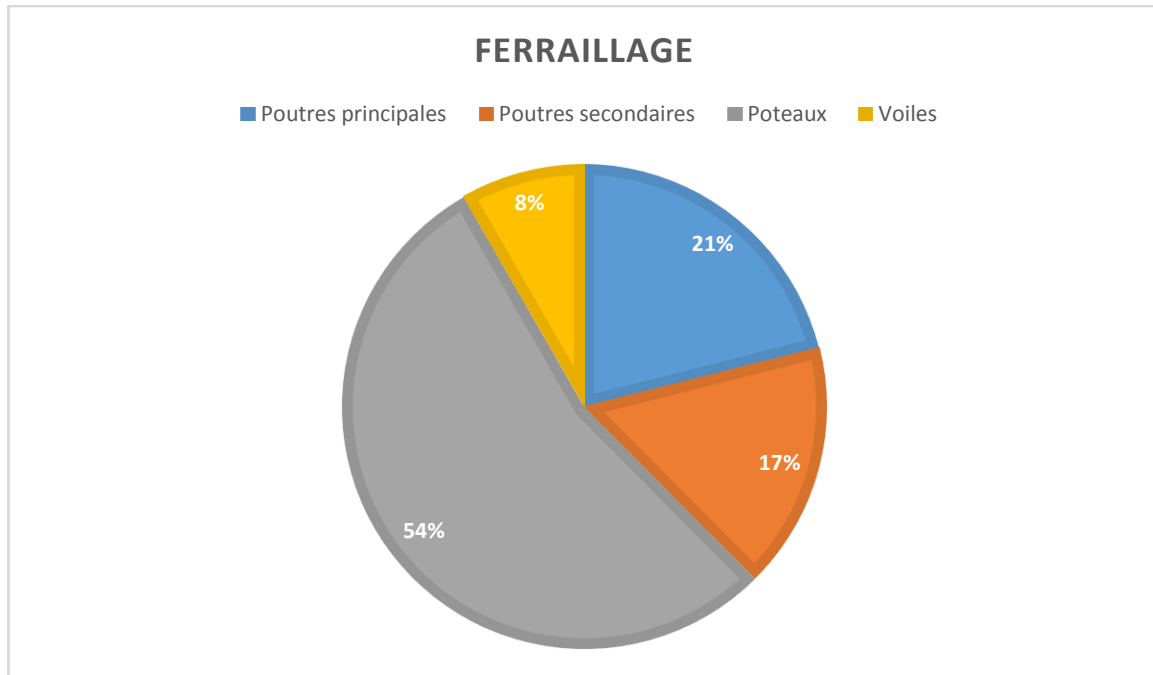


Figure IV.9 : Répartition du ferrailage entre les éléments structuraux de la variante IV

VI.5- Quantification du ferrailage de la cinquième variante :

1- Poutres principales :

1.1- Proches des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 50670 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 23103 cm**

La section d'armatures trouvée est de 7,37 cm² en travée et 11,45cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $2(50670 \times 7,37 + 23103 \times 4,08) = 935396,28\text{cm}^3$

1.2- Loin des voiles :

L'ensemble donne : **L = 66600 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 30609 cm**

La section d'armatures trouvée est de 3,65cm² en travée et 6,34 cm² en appui, cela donnera la quantité suivante : $2(66600 \times 3,65 + 30609 \times 2,69) = 650856,42\text{cm}^3$

1.3- armatures transversales :

1.3.1- Proches des voiles :

On a 2 travées de 335 cm, 7 travées de 355 cm et 9 travées de 275 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de retirer 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre on arrive à 536 cadres pour un étage et 4824 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 0,583 \text{ cm}^2$

La quantité totale sera alors de : $125 \times 4824 \times (0,583/2) = 175774,5\text{cm}^3$

1.3.2- Loin des voiles :

On a 4 travées de 335 cm, 7 travées de 355 cm et 13 travées de 275 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre on arrive à 704 cadres pour un étage et 6336 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 0,158 \text{ cm}^2$

La quantité totale sera alors de : $125 \times 6336 \times (0,158/2) = 62568 \text{ cm}^3$

2- Poutres secondaires :

2.1- Proches des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 41580 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 19323 cm**

La section d'armatures trouvée est de $2,84 \text{ cm}^2$ en travée, $11,19 \text{ cm}^2$ en appui, cela donnera la quantité suivante : $(41580 \times 2,84) \times 2 + (19323 \times 8,35) \times 2 = 558868,5\text{cm}^3$

2.2- Loin des voiles :

Longueur en travée :

L'ensemble donne : **L = 60885 cm**

Chapeaux :

L'ensemble donne : **L = 28426.5 cm**

La section d'armatures trouvée est de $4,11 \text{ cm}^2$ en travée et $5,23 \text{ cm}^2$ en appui, cela donnera la quantité suivante : $60885 \times 4,11 \times 2 + 28426,5 \times 1,12 \times 2 = 564150,06\text{cm}^3$

2.3- Armatures transversales :

2.3.1-Proches des voiles :

La longueur des barres est : $L = 2(25+25) + 15 = 115 \text{ cm}$

On a 11 travées de 305 cm, 4 travées de 255 cm et une seule travée de 245 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre on arrive à 438 cadres pour un étage et 3942 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 1,683 \text{ cm}^2$

La quantité totale sera alors de : $115 \times 3942 \times (1,683/2) = 381.477,195 \text{ cm}^3$

2.3.2- Loin des voiles :

La longueur des barres est : $L = 2(25+25) + 15 = 115 \text{ cm}$

On a 10 travées de 255 cm, 9 travées de 305 cm et 6 travées de 245 cm par étage, si on prend 10 cm d'espacement pour chaque cadre en plus de 10 cm de distance entre nu d'appui et le cadre on arrive à 639 cadres pour un étage et 5751 cadres pour toute la structure. Sachant que : $A_t = 0,0625 \text{ cm}^2$

La quantité totale sera alors de : $115 \times 5751 \times (0,0625/2) = 20667,65625\text{cm}^3$

3- Poteaux :

3.1- Ferrailage longitudinal :

Tableau IV.60 : Quantification du ferrailage longitudinal des poteaux

Section	Ferrailage [cm ²]	longueur [cm]	Quantité de ferrailage [cm ³]
45x45	27.52	406	1.608.929,28
40x40	21.58	386	1.599.336,96
35x35	17.58	376	634.567,68
Somme			3.842.833,92

3.2- Ferrailage transversal :

Le nombre de poteaux pour un étage est de 48 poteaux, ce qui nous donne 2976 cadres pour un étage. En comptant tous les étages le nombre de cadres est de **26784 cadres**.

Tableau IV.61 : Quantification du ferrailage transversal des poteaux

Section	Ferrailage [cm ²]	cadres	Longueur [cm]	quantité [cm ³]
45x45	0,70	8640	175	264600
40x40	0,88	11520	155	392832
35x35	0,75	5760	135	145800
Somme				803232

4- Voiles :

4.1- Ferrailage vertical :

VL_{1, 2, 4, 5} :

Zone I : En tout 5 bandes avec 13,06 cm²/bande ce qui donne : A = 65,3 cm²

Zone II : En tout 6 bandes de 5,02 cm² par bande donnant ainsi : A= 30,12 cm²

Zone III : En tout 5 bandes de 4,40 cm² par bande ce qui donne : A= 22 cm²

VT₁ et VT₂ :

Zone I : En tout 5 bandes de 5,28 cm²/bande ce qui donne : A = 26,4 cm²

Zone II : En tout 3 bandes de 4,03 cm² par bande donnant ainsi : A= 12,09 cm²

Zone III : En tout 3 bandes de 4,87 cm² par bande ce qui donne : A= 14,6 cm²

VT₅ et VT₆ :

Zone I : En tout 5 bandes au total avec 4,44 cm²/bande ce qui donne : A = 22,2 cm²

Zone II : En tout 3 bandes de 3,46 cm² par bande donnant ainsi : A= 10,38 cm²

Zone III : En tout 3 bandes de 3,72 cm² par bande ce qui donne : A= 11,16cm²

VT₇ et VT₈ :

Zone I : En tout 3 bandes au total de 6,00 cm²/bande ce qui donne : A = 18 cm²

Zone II : En tout 5 bandes de 2,20 cm² par bande donnant ainsi : A= 11 cm²

Zone III : En tout 3 bandes de 3,71 cm² par bande ce qui donne : A= 11,13 cm²

Tableau IV.62 : Ferrailage vertical des voiles

	Ferrailage [cm ²]	Longueur [cm]	Nombre de voiles	de	Nombre d'étages	Quantité [cm ³]
VT₁ et VT₂						
Zone I	26.40	406	2		3	64310,4
Zone II	12.09	386	2		4	37333,92
Zone III	14.60	376	2		2	21958,4
VT₅ et VT₆						
Zone I	22.20	406	2		3	54079,2
Zone II	10.38	386	2		4	32053,44
Zone III	11.16	376	2		2	16784,64
VT₇ et VT₈						
Zone I	18.00	406	2		3	43848
Zone II	11.00	386	2		4	33968
Zone III	11.13	376	2		2	16739,52
Voiles VL_{1, 2, 4, 5}						
Zone I	65.3	406	4		3	318141,6
Zone II	30.12	386	4		4	186021,12
Zone III	22.00	376	4		2	66176
Somme globale						891.414,24

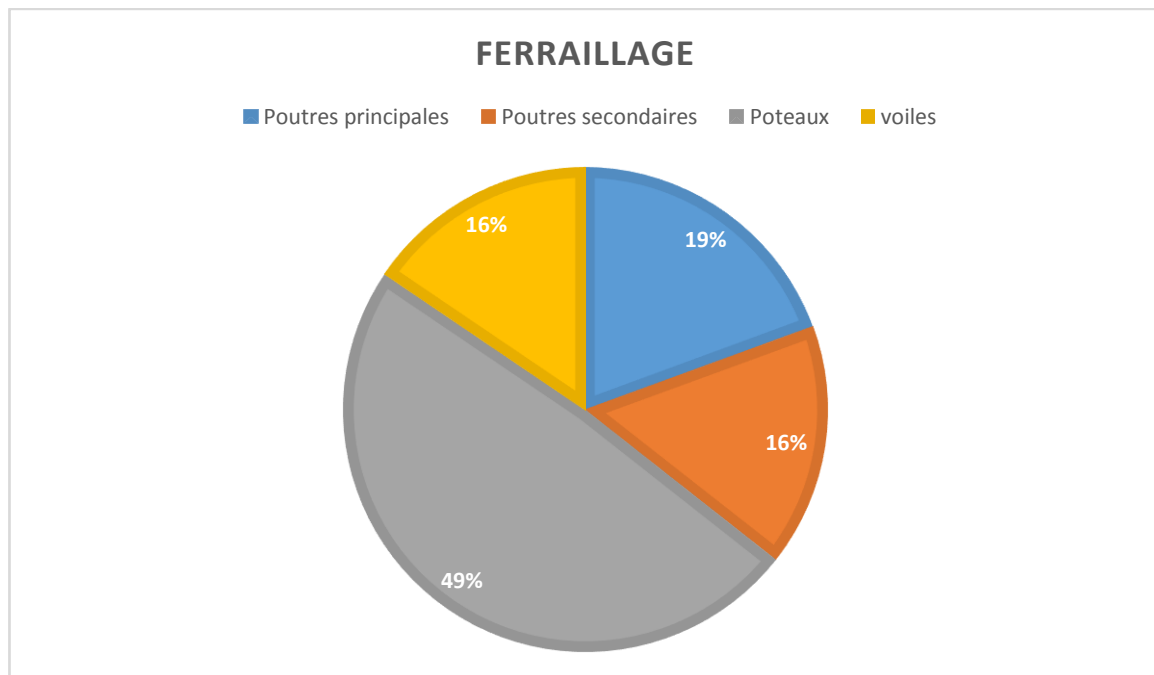
4.2- Ferrailage horizontal :

Tableau IV.63 : Ferrailage horizontal des voiles

	Ferrailage [cm ²]	Longueur [cm]	Nombre de voiles	de	Nombre d'étages	Quantité [cm ³]
VT₁ et VT₂						
Zone I	19.80	420	2		3	49896
Zone II	9.07	420	2		4	30475,2
Zone III	10.95	420	2		2	18396
VT₅ et VT₆						
Zone I	16.65	360	2		3	35964
Zone II	7.785	360	2		4	22420,8
Zone III	8.37	360	2		2	12052,8
VT₇ et VT₈						
Zone I	13.5	178	2		3	14418
Zone II	8.25	178	2		4	11748
Zone III	8.35	178	2		2	5945,2
Voiles VL 1,2,4,5						
Zone I	48.98	340	4		3	199838,4
Zone II	22.59	340	4		4	122889,6
Zone III	16.5	340	4		2	44880
Somme globale						568.924

Tableau IV.64 : Quantification du ferrailage de la cinquième variante

Éléments	Quantité [cm ³]			
PP proches des voiles longitudinal	935.396,28	1.824.595,2 (19,40 %)	935.396,28	2.988.227,7 (20,43 %)
PP proches des voiles transversal	175.774,5		606.015	
PP loin des voiles longitudinal	650.856,42		650.856,42	
PP loin des voiles transversal	62.568		795.960	
PS proches des voiles longitudinal	558.868,5	1.525.163,415 (16,22 %)	558.868,5	2.243.287,035 (15,33 %)
PS proches des voiles transversal	381.477,195		455.596,65	
PS loin des voiles longitudinal	564.150,06		564.150,06	
PS loin des voiles transversal	20.667,66		664.671,825	
Poteaux longitudinal	3.842.833,92	4.593.381,12 (48,85 %)	3.842.833,92	7.938.409,92 (54,26 %)
Poteaux transversal	750.547,2		4.095.576	
Voile vertical	891.414,24	1.460.338,24 (15,53 %)	891.414,24	1.460.338,24 (9,98 %)
Voile horizontale	568.924		568.924	
	9.403.477,975		14.630.262,895	

**Figure IV.10** : Répartition du ferrailage entre les éléments structuraux de la variante V**Tableau IV.65** : Calcul du coût du ferrailage des différentes variantes.

	Volume (m ³)	Poids (Tonnes)	Coût unitaire moyen (DA)	Coût global (DA)
Variante 1	12,105	95,02425	70.000	6.651.697,5
Variante 2	12,143	95,32255	70.000	6.672.578,5
Variante 3	11,971	93,97235	70.000	6.578.064,5
Variante 4	9,906	77,7621	70.000	5.443.347
Variante 5	9,403	73,81355	70.000	5.166.948,5

Tableau IV.66 : Calcul du coût du ferrailage en considérant le deuxième type de ferrailage

	Volume (m ³)	Poids (Tonnes)	Coût unitaire moyen (DA)	Coût global (DA)
Variante 1	17,218	135,1613	70.000	9.461.291
Variante 2	16,902	132,6807	70.000	9.287.649
Variante 3	17,122	134,4077	70.000	9.408.539
Variante 4	14,716	115,5206	70.000	8.086.442
Variante 5	14,630	114,63355	70.000	8.024.348,5

Tableau IV.67 : Quantification du ferrailage des éléments structuraux

	Poutres principales [cm ³]	Poutres secondaires [cm ³]	Poteaux [cm ³]	Voiles [cm ³]
Variante 1	1.870.531,56	1,521.191,42	6.423.037,44	2.290.658,568
Variante 2	2.062.438,74	2.102.011,47	6.387.997,92	1.590.853,06
Variante 3	1.335.814,74	1.673.034,705	7.019.635,68	1.943.256,06
Variante 4	2.086.399,1	1.636.941,645	5.363.982,72	818.941,24
Variante 5	1.824.595,2	1.525.163,415	4.593.381,12	1.460.338,24

Comparaison entre les quantités de ferrailage des 5 variantes :

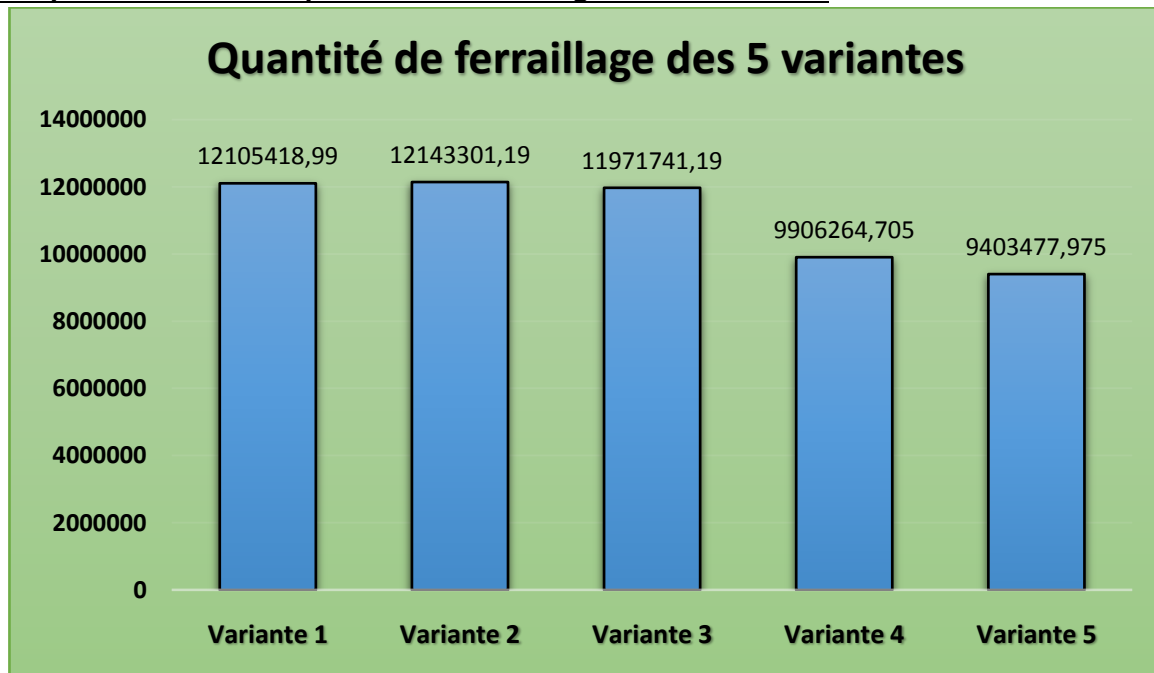


Figure IV.11 : Résumé de la quantité de ferrailage des 5 variantes

Interprétation :

On constate une différence assez nette entre les différentes variantes en terme de quantité de ferrailage. On peut à titre de comparaison voir qu'entre la variante 5 et la variante 2 une différence de $2.739.823,215\text{cm}^3$ soit presque $2,74\text{ m}^3$. Sachant que le poids volumique de l'acier est de 7.85 t/m^3 la quantité d'acier supplémentaire pour ferrailer la seconde variante est de **21.51 tonnes d'aciers** ! En prenant un coût moyen de l'acier à 70000 DA/tonne, la différence en terme de coût est de **1.505.700DA**.

Une différence assez importante obtenue en modifiant uniquement la disposition des voiles, cela interpelle l'ingénieur sur la nécessité d'un choix judicieux dans la disposition des voiles dans une structure.

Dans toutes les variantes on peut constater que c'est les poteaux qui prennent la quantité de ferrailage la plus importante et ce dans toutes les variantes, la différence réside dans la proportion. En effet on remarque que la dernière variante a un ferrailage moins dense au niveau des poteaux, cela est dû à des efforts moins importants au niveau des poteaux qui sont repris par les autres éléments structuraux et notamment les voiles.

Les résultats trouvés par [3] ont démontré que la variante optimale était obtenue par la disposition qui permettait aux voiles le pourcentage de reprise des charges sismiques la plus importante, dans le cas présent le pourcentage de reprise des charges sismiques est différent suivant les 2 axes entre les différentes variantes. La variante optimale est donnée par la disposition qui permet aux voiles la plus grande reprise des charges sismiques suivant l'axe le moins rigide de la structure, c'est-à-dire suivant l'axe x-x. En effet, dans l'étude menée par [3] la structure était doublement symétrique et régulière en plan et en élévation, donnant un taux de reprise des charges sismiques très rapproché suivant les 2 axes, mais dans le cas présent on note une différence assez nette (entre les variantes ayant le pourcentage de reprise des charges horizontales) suivant les 2 axes. L'hypothèse suivante peut être émise à partir de ce qui a été trouvé (pour cette structure) dans l'étude :

La disposition optimale des voiles est donnée par la disposition qui permet la plus grande reprise des charges sismiques suivant l'axe le moins rigide de la structure, ou bien le paramètre de reprise des charges horizontales suivant l'axe le moins rigide est le facteur prédominant.

Conclusion :

Dans le RPA 99/2003, 2 niveaux de performances sismiques pour les structures sont considérés [49]:

-Le premier lié à un séisme fréquent modéré, exigeant une rigidité et une résistance suffisante, pour limiter les dommages, assurant ainsi un comportement purement élastique.

- Le deuxième lié à un séisme majeur rare exigeant une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie suffisante, pour arriver à des déplacements inélastiques.

Dans le cas de cette structure qui est implantée en zone de forte sismicité, le niveau de performance souhaité correspond à une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie suffisante, pour arriver à des déplacements inélastiques. Or, contrairement à l'Eurocode 8 qui classe les structures en 3 classes de ductilité, le RPA 99/2003 ne mentionne aucun article sur les différents niveaux de ductilité. Il est donc évident que la ductilité mentionnée dans le RPA 99/2003, est assurée à travers les différentes dispositions constructives mentionnées pour les éléments structuraux.

Pour les variantes étudiées donc, il suffit de respecter les différentes dispositions constructives pour assurer ce niveau de performance.

On sait que le RPA 99/2003 se base principalement sur la méthode spectrale modale pour le calcul et le ferrailage des éléments structuraux. En suivant cette philosophie de calcul pour les cinq variantes, une analyse linéaire a été menée; à travers le système de notation et l'étude technico-économique.

En effectuant les différentes vérifications (déplacements inter étage, effort tranchant à la base,...) pour les 5 variantes, et en effectuant une étude comparative entre les variantes sur la base de la quantité d'acier nécessaire pour le ferrailage des éléments structuraux, une certaine économie pour la variante 5 a été observée dans le ferrailage comparativement aux autres variantes. C'est donc la disposition optimale des voiles à partir de cette analyse linéaire.

Introduction :

La première partie de ce travail s'est intéressée sur l'étude statique linéaire pour déterminer la position optimale des voiles, dans cette seconde partie la recherche de l'influence de la disposition des voiles se fera dans le domaine non-linéaire par l'évaluation de la performance sismique des structures mixtes étudiées. En cas de séisme majeur la structure peut être soumise à de fortes sollicitations entraînant la plastification de la structure et l'apparition de rotules au niveau des éléments structuraux. Pour évaluer la performance sismique des différentes variantes, cette étude va s'appuyer sur l'analyse push-over des structures en utilisant la méthode de la capacité spectrale énoncée dans l'ATC 40 [36]. Une étude comparative sera menée par la suite sur la base des critères de raideur élastique, raideur au point de performance, demande en ductilité et indice de dégradation. Le choix de la position optimale des voiles se fera sur la base de cette étude comparative.

1- Analyse push over des structures en béton armé :

1.1-Définition et origine de l'analyse :

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

L'analyse push-over est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentée jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible défini [33]. La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet d et en ordonnée l'effort tranchant à la base V .

1.2- But de l'analyse Push-over [38]:

Décrire le comportement réel de la structure

Evaluer les sollicitations et déplacements des éléments

Fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- Estimation des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie
- Détermination des sollicitations réelles des éléments fragiles
- Conséquences de la détérioration de la résistance des éléments
- Identification des zones critiques où siège de grandes déformations

1.3-Principe de la méthode (Méthode de la capacité spectrale) :

Le principe de la méthode pushover consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (push over) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme

(spectre de réponse) [33]. L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir de certaines considérations qui vont être exposées par la suite représente un point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira, et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique [34].

L'analyse push over revient donc à faire superposer entre la capacité et la demande sismique. Dans un premier temps il sera question de développer les notions de capacité et de demande sismique.

1.4- Courbe de capacité :

1.4.1- Schématisation de la courbe de capacité :

Elle traduit la capacité des structures à résister au séisme et représente l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement au sommet. Cette courbe est formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie d'une phase non linéaire qui correspond à la formation des rotules plastiques. [40]

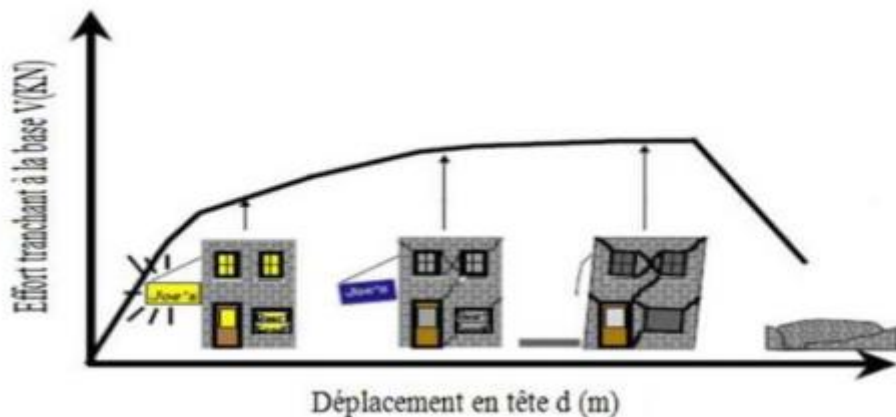


Figure V.1 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.

La courbe de capacité peut donc être divisée en 4 parties :

Partie 1 : Représente le comportement élastique de la structure.

Partie 2 : Représente l'endommagement mineur susceptible de se développer dans la structure.

Partie 3 : Représente l'endommagement avancé de la structure.

Partie 4 : Représente la ruine de la structure.

1.4.2- Transformation de la courbe :

1.4.2.1- Transformation en spectre de capacité :

Lors de l'analyse push-over la courbe obtenue représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet, c'est-à-dire une courbe sous le format (V –

S_d). Cette courbe doit faire l'objet d'une transformation vers un autre format ($S_a - S_d$) pour donner un spectre de capacité.

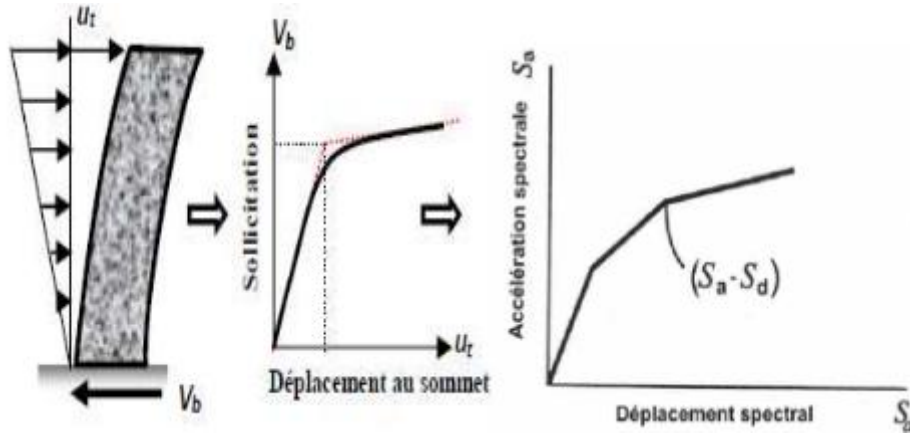


Figure V.2 : Transformation de la courbe de capacité.

Cette transformation est généralement faite par le logiciel de calcul utilisé (ETABSV9).

1.4.2.2- Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité :

Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif, elle nécessite la définition du points (a_{pi}, d_{pi}) , qui représente le point de performance d'essai estimée pour développer la demande spectrale réduite, la première estimation du point (a_{pi}, d_{pi}) est généralement définie en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall) [36].

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_{pi}, d_{pi}) à un point (a_y, d_y) qui est défini de tel façon à avoir l'égalité des surfaces A_1 et A_2 [3]

Il est à rappeler que cette partie du travail ne peut être effectué qu'après définition du spectre élastique amorti à 5% qui sera obtenu à partir du RPA 99/2003 avec certaines considérations qui seront exposées plus tard.

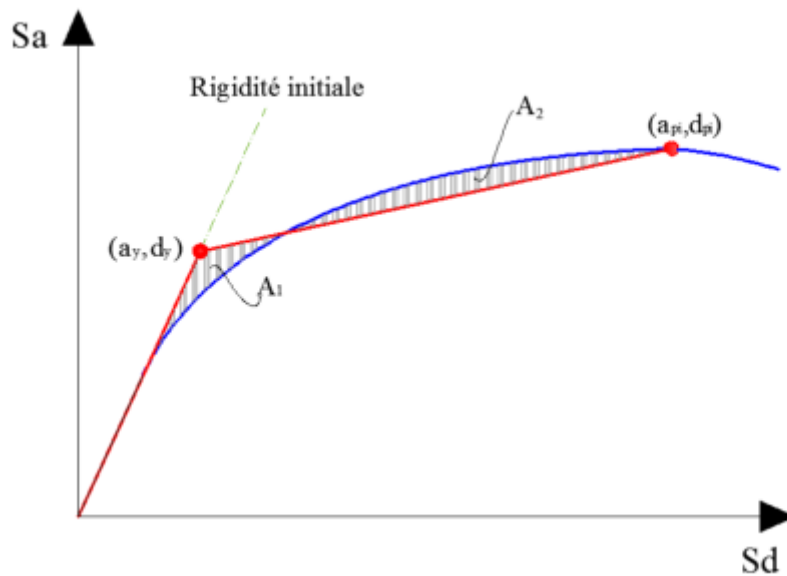


Figure V.3 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité [3]

1.4.3- Demande sismique :

La détermination de la demande sismique passe par plusieurs étapes :

- Schématisation du spectre élastique amorti à 5%.
- Transformation du spectre élastique du format $(S_a - T)$ au format $(S_a - S_d)$
- Détermination de l'amortissement effectif β_{eff} à partir de la courbe bilinéaire idéalisée.

1.4.3.1- Détermination du spectre amorti à 5% :

Pour obtenir un spectre amorti à 5% il suffit d'utiliser le spectre du RPA 99/2003 [2]

Le coefficient de comportement (R) ainsi que le facteur d'amortissement doivent être égal à l'unité.

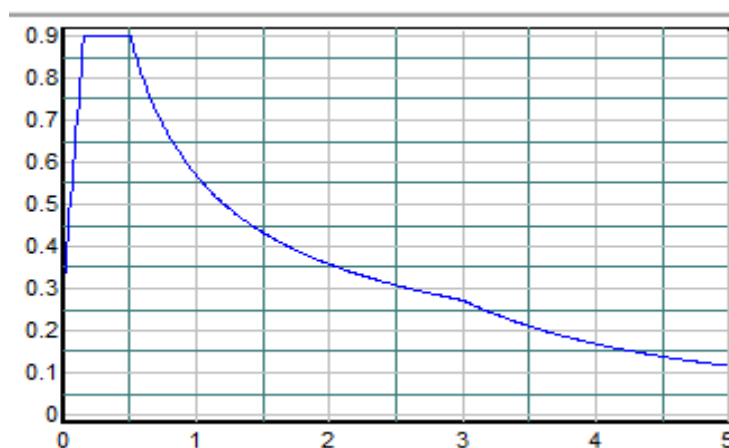


Figure V.4 : Spectre élastique amorti à 5% au format traditionnel

1.4.3.2- Transformation du spectre vers le format (S_a – S_d) :

Le spectre obtenu grâce au RPA 99/2003 est au format (S_a – T), pour le convertir vers le format (S_a – S_d) il suffit d'utiliser [36] :

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

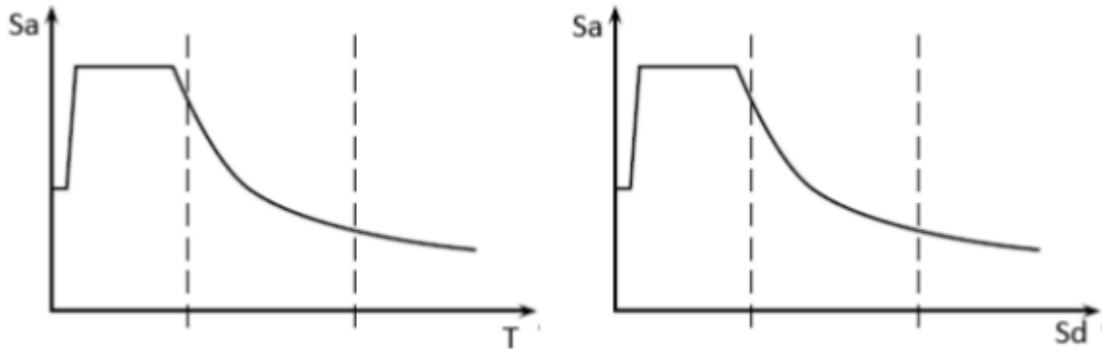


Figure V.5 :Transformation du spectre du format traditionnel vers le format (S_a – S_d) [14]

1.4.3.3- Calcul de l'amortissement effectif :

Cette partie du travail est faite après idéalisation bilinéaire du spectre de capacité.

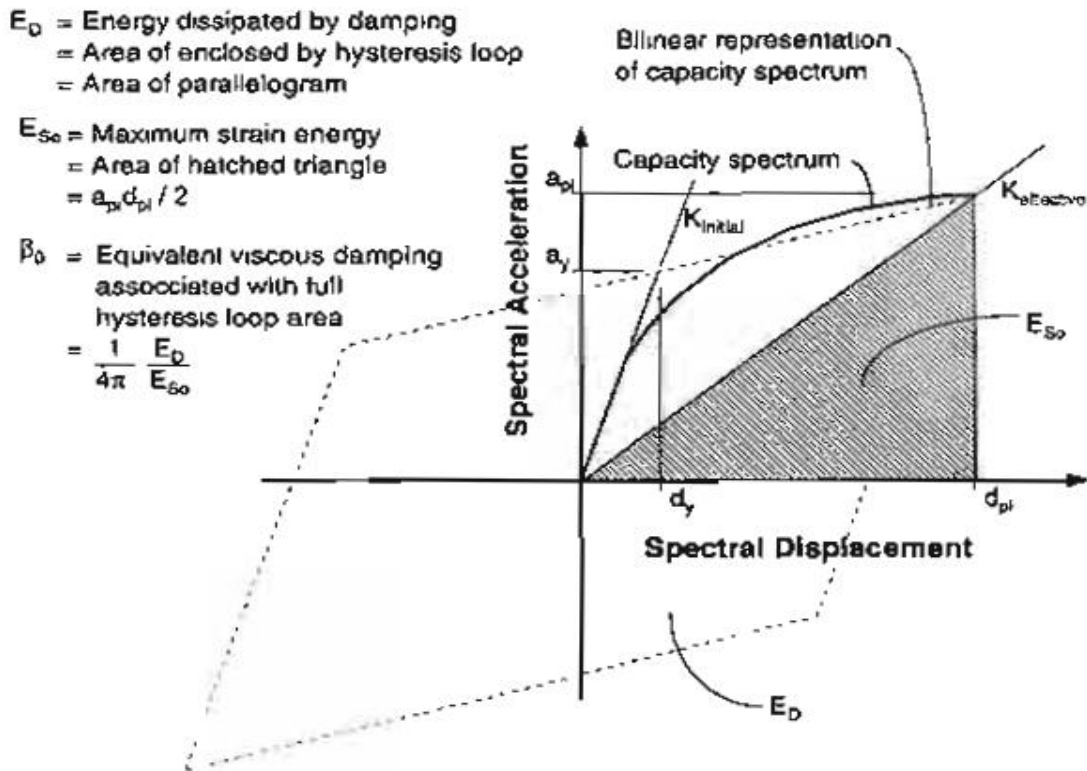


Figure V.6 : Détermination de l’amortissement pour le spectre réduit [36]

Autre l’amortissement établi précédemment dans le domaine non-linéaire, un autre amortissement qui intervient c’est l’amortissement d’hystérésis. L’amortissement est donc composé de 2 termes :

$$\beta_{\text{eff}} = \beta_0 + 5$$

L’amortissement d’hystérésis peut être calculé à l’aide de la formule (8-5) dans l’ATC 40[36]

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_d}{E_{sd}}$$

E_d : Energie dissipée par la structure pour un seul cycle de vibration.

E_{sd} : Energie de déformation maximale associée à ce cycle de vibration.

Après transformation β_0 peut être calculer grâce à la formule (8.6) de l’ATC 40 [36]:

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

Un facteur correcteur k est ensuite introduit pour mieux représenter le phénomène d’hystérésis de la structure :

$$\beta_{\text{eff}} = k\beta_0 + 5$$

Le facteur k dépend du comportement de la structure, qui elle-même dépend de la qualité de la résistance sismique de la structure et de la durée du séisme [3].

Type A : La boucle d’hystérésis est sensiblement similaire à celle de la figure V.9, le facteur k est affecté d’une valeur égale lorsque $\beta_0 \leq 16,25$.

Type B : La Boucle d’hystérésis est relativement réduite par rapport à celle de la figure V.9, le facteur k est affecté d’une valeur égale à 2/3 lorsque $\beta_0 \leq 25$.

Type C : La boucle d’hystérésis est très réduite par rapport à celle de la figure V.9, le facteur k est affecté d’une valeur égale à 1/3.

Tableau V.1 : Détermination de l’amortissement effectif de la structure

Type de comportement structurel	β_0 (%)	k
Type A	$\leq 16,25$	1.0
	$\geq 16,25$	$1.13 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0,67
	≥ 25	$0,845 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Toutes les valeurs	0,33

Le choix du type de comportement (Type A, B et C) dépend de la qualité des éléments structuraux mais aussi de la durée de l'onde sismique [3]

Tableau V.2 : Type de comportement structurel

Durée du séisme	Structures neuves	Structures existantes	Structures dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

1.4.3.4- Détermination du point de performance :

Il existe 3 méthodes pour la détermination du point de performance décrites dans l'ATC 40, les procédures « A » et « B » sont des méthodes analytiques tandis que la procédure « C » est une méthode graphique. Cette étude aura recours à la **procédure B** pour la détermination du point de performance, elle est décrite dans l'ATC 40[36] comme suit :

1. Développement du spectre élastique amorti à 5%
2. Représentation du spectre amorti à 5% ainsi qu'une famille de spectres réduits, il est commode si les spectres représentés correspondent à la valeur de l'amortissement effectif (β_{eff}) classés du spectre à 5% à la valeur maximale correspondant au type de comportement de la structure. Pour une structure dont le comportement est de type A le maximum est de 40%, pour le type B 29% et enfin pour le type C c'est 20%.
3. Transformation de la courbe de capacité dans le format $(V - S_d)$ vers un spectre de capacité dans le format $(S_a - S_d)$ et représentation du spectre de capacité avec les spectres de demande sismique.
4. Développement de la courbe d'idéalisation bilinéaire du spectre de capacité, la pente initiale du spectre de capacité représente la rigidité initiale de la structure. Le point d'intersection entre la pente du spectre de capacité et le spectre élastique amorti à 5% sera projeté sur le spectre de capacité pour donner le point (a^*, d^*) . Le segment post élastique doit être déterminé en faisant tourner le segment post élastique autour du point (a^*, d^*) en respectant l'égalité des sections A_1, A_2 .
5. Calcul de l'amortissement effectif pour différents déplacements choisis proche du point (a^*, d^*) . La pente du segment post-élastique de la courbe idéalisée est donné par l'équation :

$$\text{pente post élastique} = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} \text{ (équation 8.11 ATC 40)}$$

Pour tout point a_{pi}, d_{pi} du segment post élastique de la courbe idéalisée la pente est donnée par :

$$\text{pente post élastique} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \text{ (équation 8.12 ATC 40)}$$

Vu que la pente du segment post-élastique est constante, nous pouvons faire l'égalité des équations (8.11) et (8.12) :

$$\frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \text{ (équation 8.13 ATC 40)}$$

En résolvant l'équation nous trouverons les valeurs a_{pi} en fonction de d_{pi} :

$$a'_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y \text{ (équation 8.14 ATC 40)}$$

La valeur de a_{pi} peut être introduite dans l'équation pour calculer β_{eff} :

$$\beta_{eff} = \frac{63,7 k (a_y d_{pi} - d_y a'_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \text{ (équation 8.15 ATC 40)}$$

Résolution de l'équation 8.15 pour une série de valeurs de d_{pi} . Les valeurs du facteur k sont données par le tableau suivant :

Tableau V.3 : Détermination de l'amortissement effectif de la structure

Type de comportement structurel	β_0 (%)	k
Type A	$\leq 16,25$	1.0
	$\geq 16,25$	$1.13 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0,67
	≥ 25	$0,845 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Toutes les valeurs	0,33

Remplacer l'expression de β_{eff} par : $\beta_{eff} = \frac{63,7 k (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$

6. Pour tout point d_{pi} considéré dans l'étape 5, représenter les points (d_{pi}, β_{eff}) dans le même graphe que celui des spectres réduits et du spectre de capacité.

7. Relier entre les différents points créés dans l'étape précédente pour former une ligne. L'intersection de cette ligne avec le spectre de capacité définit le point de performance.

2- Modélisation :

2.1- Comportement non-linéaire des éléments de la structure [44]:

Les éléments constitutifs du système de contreventement des structures obéissent généralement aux mêmes lois régissant le comportement de leurs matériaux constitutifs mais à une échelle plus grande. Le comportement élastique ainsi qu'inélastique idéalisé d'une section générale est représenté sur la figure V.10 :

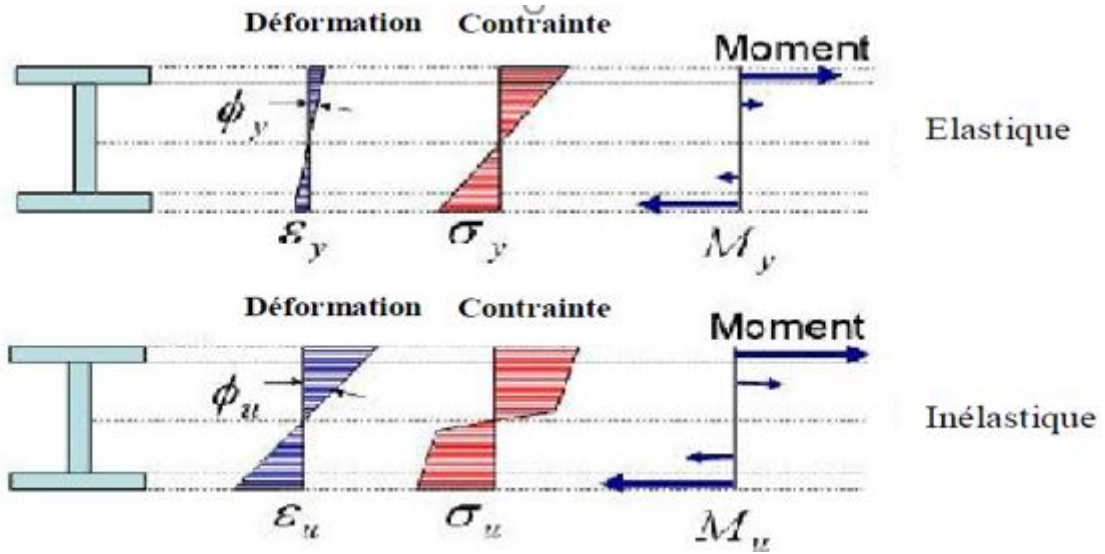


Figure V.7 :Comportement non-linéaire idéalisé d'un élément structurel[39].

Cette figure représente la distribution du moment et de la courbure au niveau d'une section générale. Généralement, le comportement sismique des éléments de la structure est exprimé par des diagrammes moment – courbure.

2.1.1- Comportement non-linéaire idéalisé des régions critiques :

Le comportement non linéaire des éléments constitutifs des structures en béton armé est pris en compte par l'introduction des modèles appropriés des diagrammes moment (M) – rotation (θ) au niveau de leurs extrémités et sur une longueur connue sous le nom de rotule plastique. La rotule plastique est une dimension fictive qui permet le calcul simplifié des déformations d'un élément de construction en cours de plastification.

L'élaboration de ces modèles pour chaque élément de la structure nécessite un ensemble des données telles que : ses dimensions, sa section transversale, son ferrailage et les caractéristiques des matériaux de construction.

Cas d'un élément poutre ou les rotules plastiques sont dues au moment de flexion.

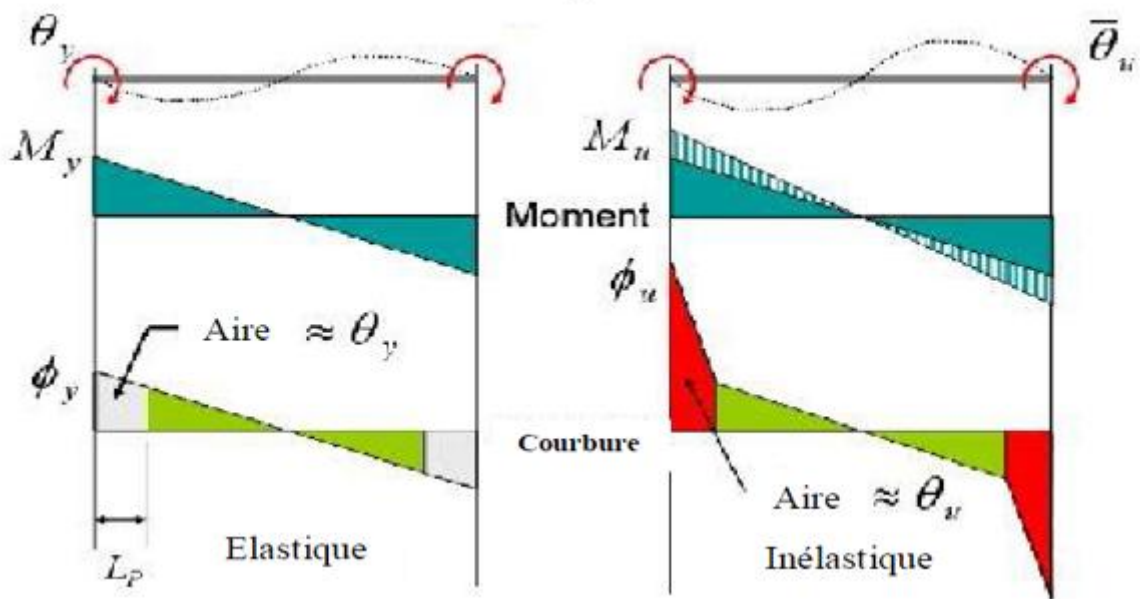


Figure V.8 :Distribution du moment-courbure au niveau des zones critiques[45].

2.2- Détermination de la courbe capacité :

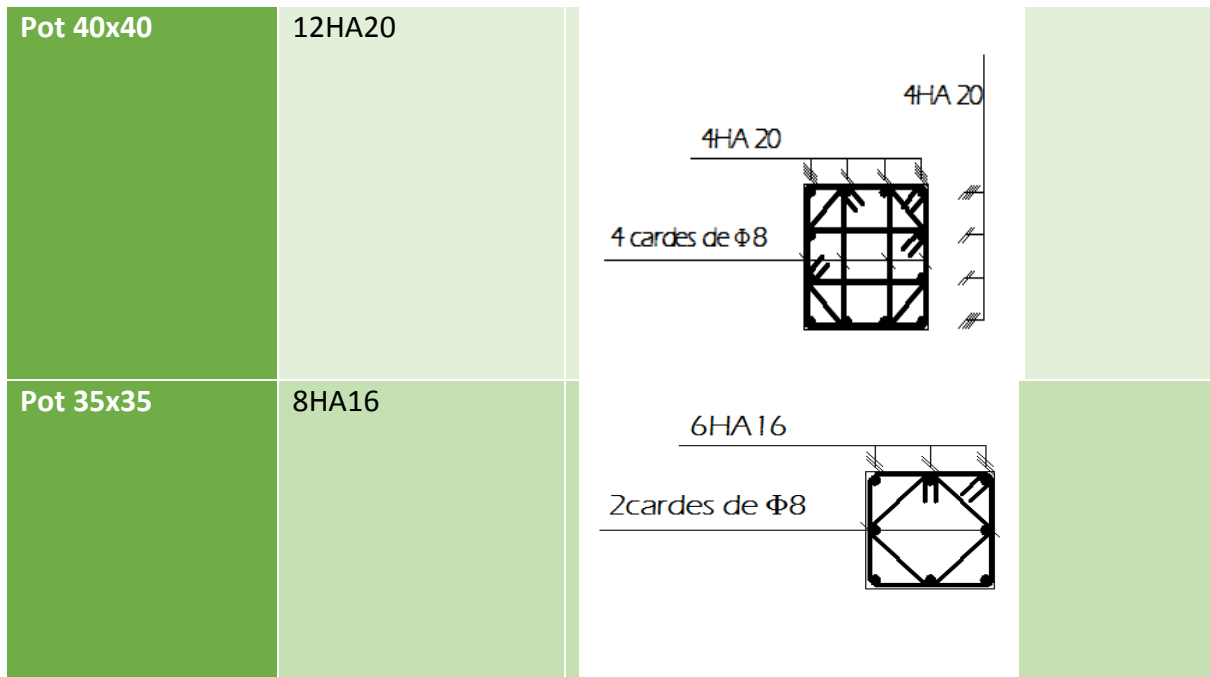
Pour effectuer cette analyse push-over, le logiciel « ETABS V9 » sera utilisé pour déterminer la courbe capacité de la structure.

2.3- Ferrailage de la structure :

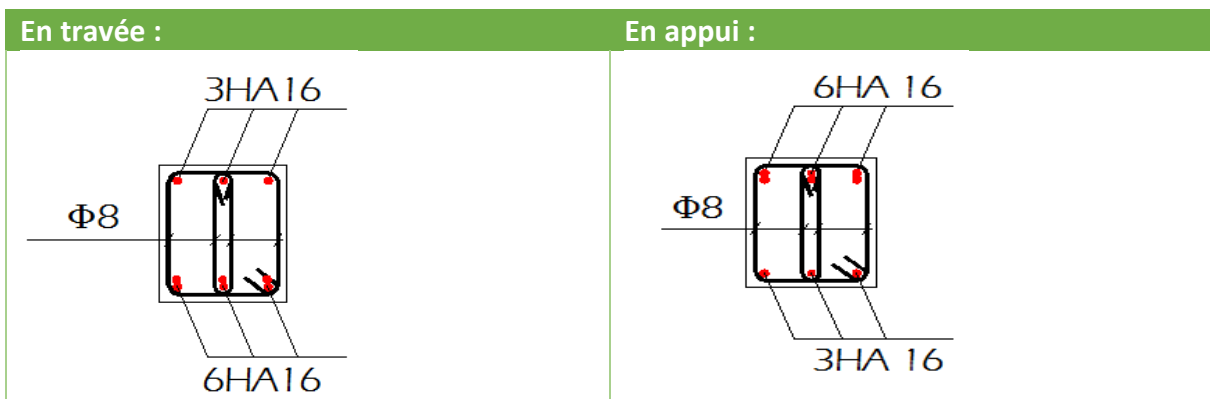
Le ferrailage ayant été effectué dans le chapitre précédent, il y a lieu d’adopter pour des sections de ferrailage afin de les introduire dans le logiciel pour l’analyse, et dans un but d’impartialité le ferrailage choisi sera identique pour les différentes variantes étudiées et sera choisi selon le ferrailage le plus conséquent des 5 variantes et ce résume comme suit :

Tableau V.4 : Ferrailage adopté des éléments structuraux

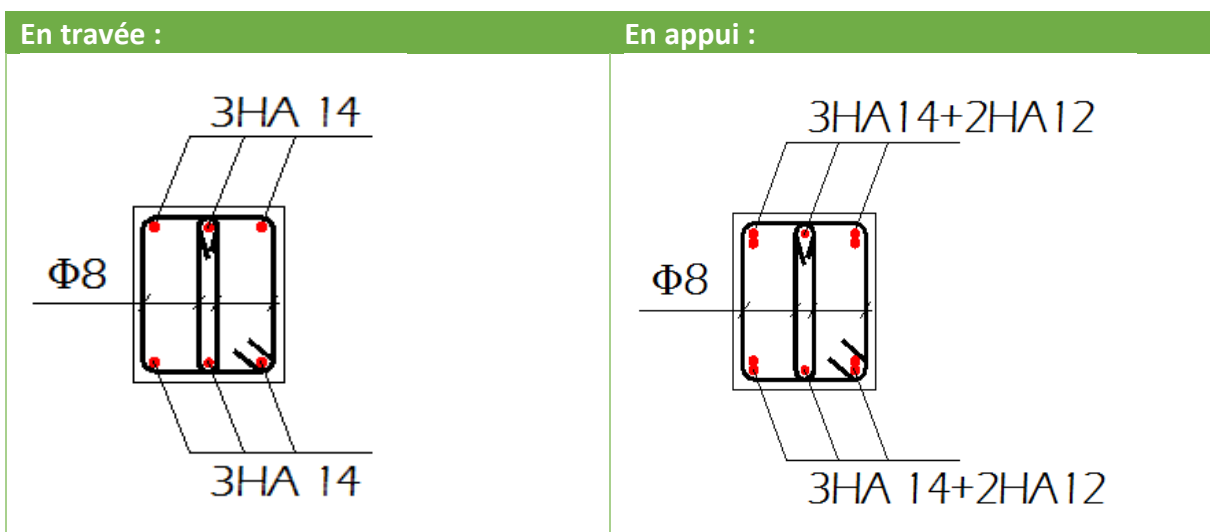
Élément	Ferrailage	Plan
Pot 45x45	16HA20	



Poutres principales :



Poutres secondaires :



2.4- Définition du comportement non linéaire de la structure :

2.4.1- Modélisation des poutres et poteaux :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques au niveau des sections susceptibles de se plastifier.

Le logiciel « ETABS » permet de définir différents types de rotules et de les assigner dans les zones susceptibles de se plastifier au niveau des éléments structuraux.

Concernant les poutres, les rotules attribuées sont les rotules type Flexion « M3 » et cisaillement type « V2 ». Pour les poteaux les rotules attribuées sont les rotules « PMM » (couplage effort normal et moment de flexion) ainsi que des rotules de cisaillement « V2 » et « V3 ». Les propriétés des rotules sont définies par le logiciel « ETABS » et seront laissées par défaut.

2.4.2- Niveau de dommages :

Le règlement FEMA 356[39] définit les points (IO, LS, CP) afin de décrire l'état de dégradation des sections et donc son niveau de pénétration dans le domaine plastique :

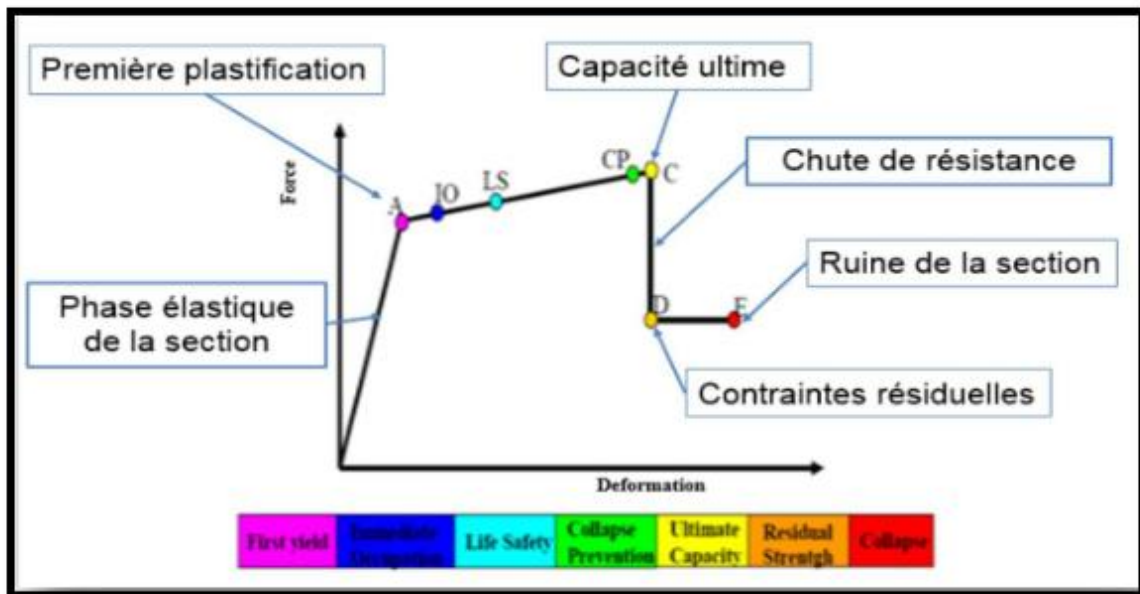


Figure V.9 : Loi de comportement (Force – Déformation) et niveaux de dommages.

A : Représente la 1^{ère} plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse push-over.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale de l'élément.

Niveau IO (Immediate Occupancy): Les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.

Niveau LS (Life Safety) : La section a subi des dommages importants pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.

Niveau CP (Collapse Prevention) : La section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

2.4.3- Modélisation des voiles :

Les voiles seront modélisés comme des éléments « shell » et auront un comportement élastique linéaire dans cette étude [48].

2.5-Affectation des différentes rotules aux éléments structuraux.

Les rotules de flexion « M3 » et de cisaillement « V2 » sont introduites aux extrémités des **poutres** et les rotules d'interaction moment effort normal « PMM » et de cisaillement « V2 » et « V3 » aux extrémités des **poteaux** en suivant la procédure suivante :

a. Création des rotules :

Define ---> Frame nonlinear hinge ---> add new property. La fenêtre suivante apparaît :

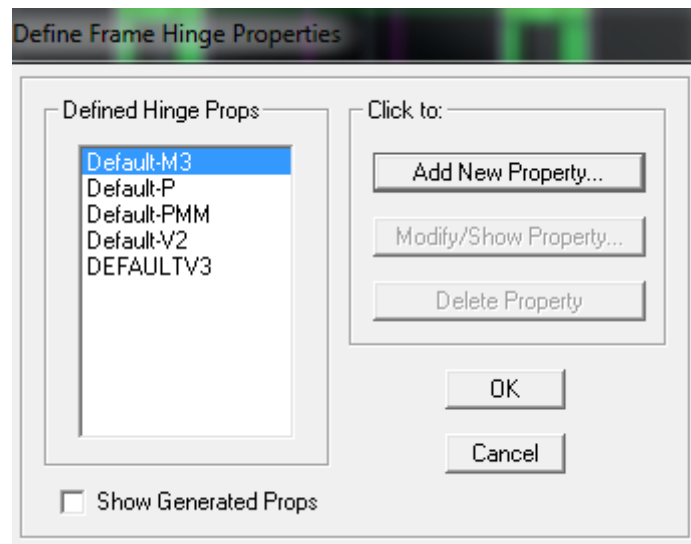


Figure V.10 : Création des rotules plastiques

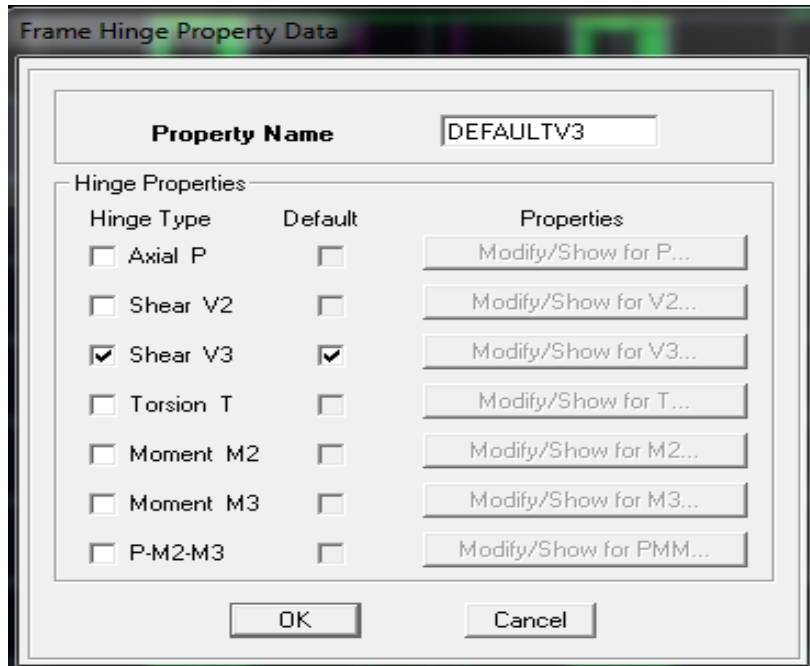


Figure V.11 : Choix du type de rotule

La seconde fenêtre permet de déterminer le type de rotule à créer, pour une rotule de cisaillement « V2 » on choisit « Shear V2 » et pour une rotule de flexion « M3 » on choisit « moment M3 ». Les propriétés des rotules doivent être laisser par défaut. Il convient de rappeler de changer le nom des rotules créés pour mieux les distinguer.

b. Sélection et affectation des rotules aux poutres et aux poteaux :

Sélection des poutres ou poteaux puis clic sur : Assign ----> Frame ----> Hinges
 Pour les poteaux :

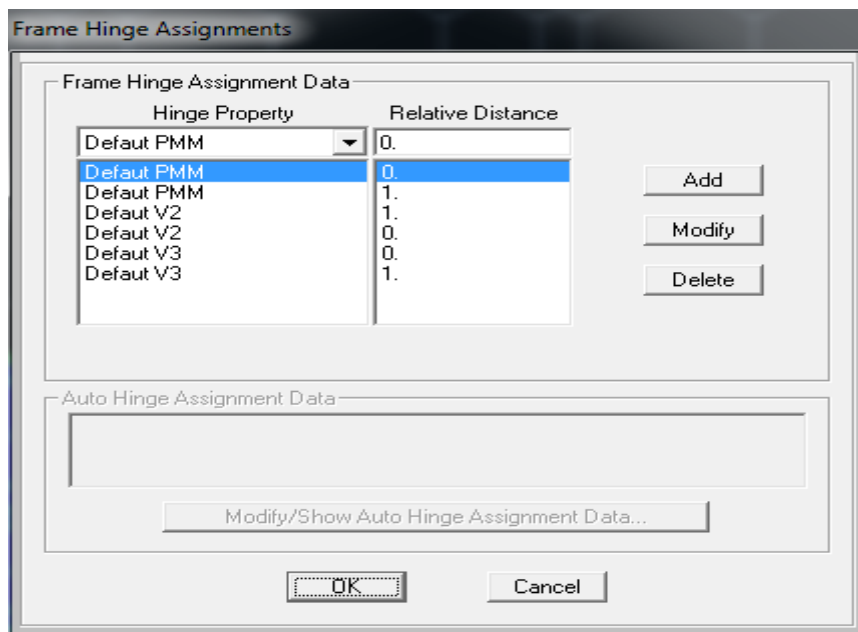


Figure V.12 : Affectation des rotules plastiques aux poteaux

Pour les poutres :

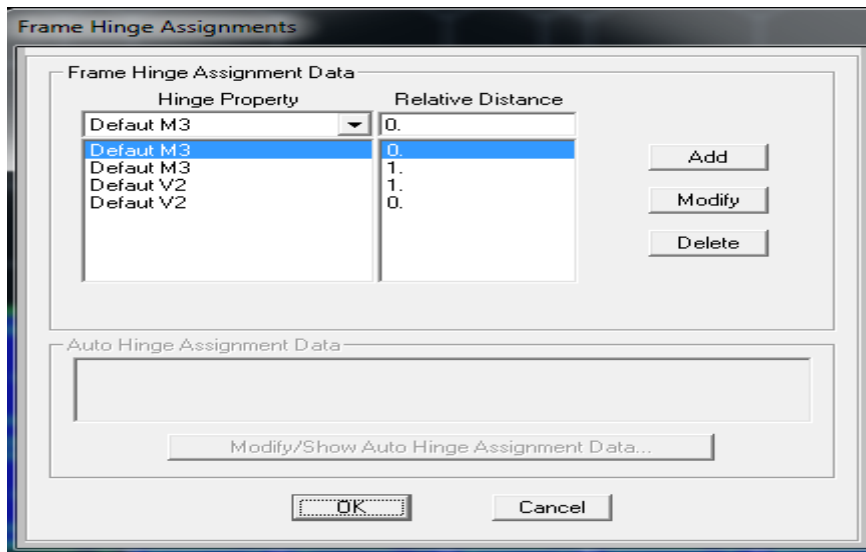


Figure V.13 : Affectation des rotules plastiques aux poutres

c. Modélisation des voiles :

Les voiles seront modélisés comme des éléments « shell » et seront étudiés dans le domaine élastique linéaire selon le modèle proposé par Morand [48].

d. Définition du chargement de l'analyse Push-Over :

Le programme offre la possibilité de faire 2 types d'analyses à la fois :

- Analyse en mode « déplacement contrôlé »
- Analyse en mode « force contrôlée »

L'analyse en mode déplacement contrôlé concerne l'analyse sous chargement latéral incrémenté qui croît de façon monotone jusqu'à atteindre un déplacement cible. Le déplacement cible est défini par défaut par le logiciel suivant la formule suivante :

$$D_{cible} = h/25$$

L'analyse en mode « force contrôlée » concernera l'analyse sous chargement gravitaire qui seront définies par le RPA 99/2003 [2] : $G + 0,2 Q$

Pour définir dans le logiciel les analyses à effectuer, il suffit de suivre les étapes suivantes :

Define --->Static nonlinear /pushover cases

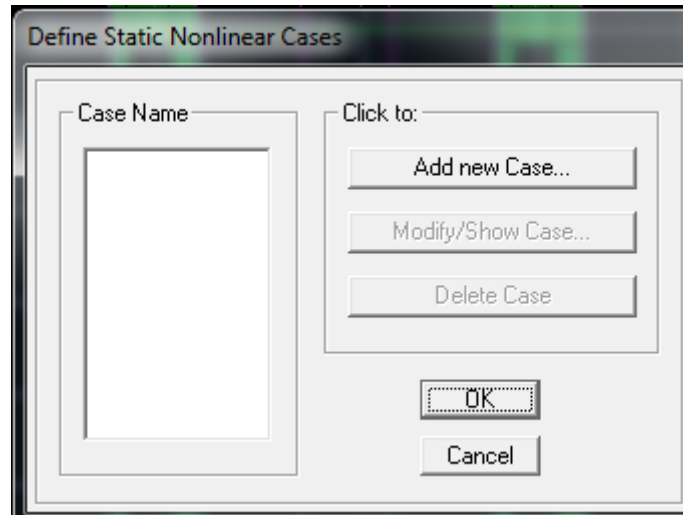


Figure V.14 : Définition des chargements de l'analyse push-over

On ajoute deux types de chargements :

« Push x » qui permet de définir le chargement latéral incrémenté et donc l'analyse en déplacement contrôlé de l'analyse push-over.

« Poids » permet de définir le chargement gravitaire et donc l'analyse en force contrôlée de l'analyse push-over.

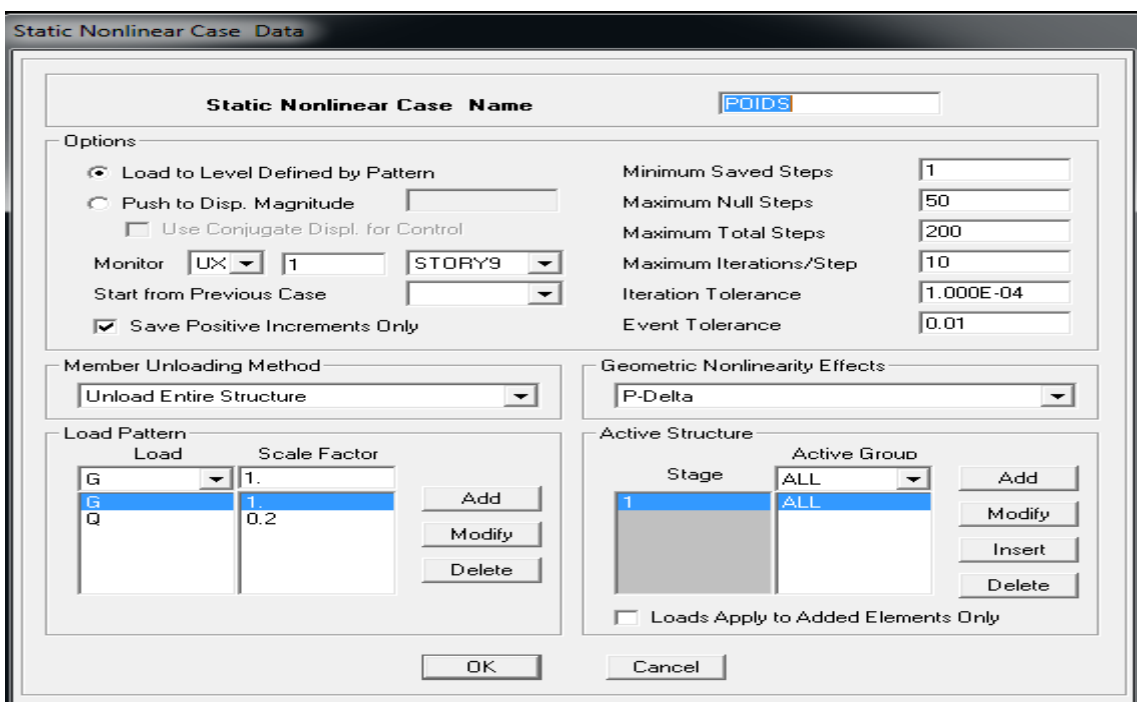


Figure V.15 : Définition des paramètres des chargements de l'analyse push-over.

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name PUSHX

Options

Load to Level Defined by Pattern
 Push to Disp. Magnitude 1.1016
 Use Conjugate Displ. for Control

Monitor UX 1 STORY1
 Start from Previous Case
 Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps 10
 Maximum Null Steps 50
 Maximum Total Steps 200
 Maximum Iterations/Step 10
 Iteration Tolerance 1.000E-04
 Event Tolerance 0.01

Member Unloading Method: Unload Entire Structure
 Geometric Nonlinearity Effects: P-Delta

Load Pattern

Load	Scale Factor
MODE	1.
MODE 1	1.
acc dir X	1.

 Add
 Modify
 Delete

Active Structure

Stage	Active Group
1	ALL

 Add
 Modify
 Insert
 Delete

Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

Figure V.16 :Définition du chargement de l'analyse push over (Sens xx).

3- Résultats et discussion :

L'analyse push over n'ayant été réalisée que dans le sens x-x les résultats présentés dans cette partie concerne le sens x-x uniquement.

3.1- Courbe de capacité :

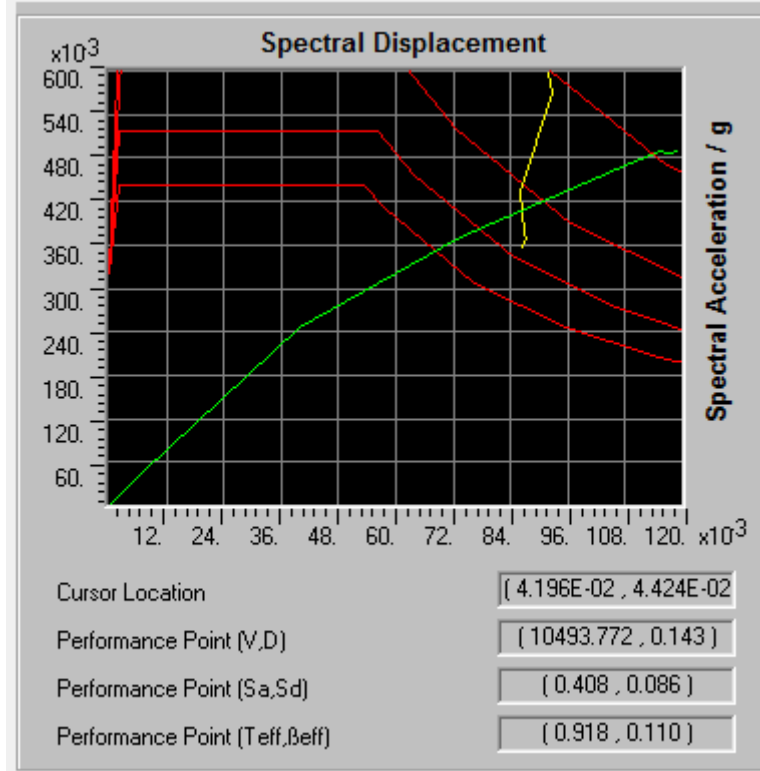


Figure V.17 : Courbe de capacité extraite du logiciel (variante 5)

La détermination du point de performance est faite à partir du logiciel ETABS en superposant la courbe capacité au spectre élastique amorti à 5% en suivant la procédure B de l'ATC 40.

Le spectre élastique peut être déterminer avec les 2 coefficients C_a et C_v comme décrit dans l'ATC 40 :

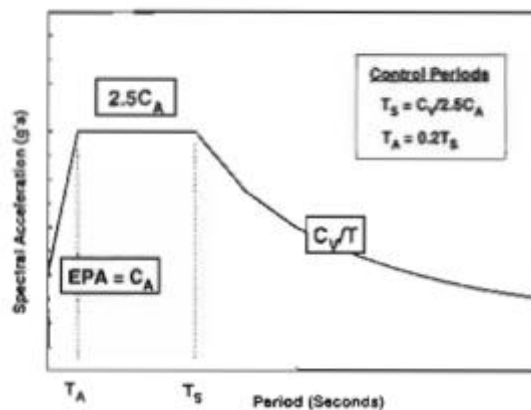


Figure V.18 : Représentation du spectre élastique amorti à 5%.

Une corrélation peut être faite entre l'ATC 40 et le RPA 99/2003 pour trouver les valeurs de C_a et C_v que l'on peut trouver dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Valeurs de C_a et C_v caractérisant le type de sol et la zone sismique [43].

Classe de Sol	Zone Sismique	Coefficient d'accélération A	C_a	C_v
S1 Site rocheux	III	0,25	0,25	0,25
	II	0,2	0,2	0,2
	I	0,1	0,1	0,1
S2 Site ferme	III	0,25	0,29	0,38
	II	0,2	0,24	0,32
	I	0,1	0,14	0,19
S3 Site meuble	III	0,25	0,32	0,47
	II	0,2	0,28	0,4
	I	0,1	0,17	0,25
S4 Site très meuble	III	0,25	0,35	0,74
	II	0,2	0,34	0,64
	I	0,1	0,25	0,38

Les valeurs prises pour l'étude sont de :

$$C_a = 0.32$$

$$C_v = 0.47$$

3.2- formation des rotules plastiques :

Les premières rotules qui se forment sont des rotules de type B-IO principalement au niveau des poutres notamment celle avoisinant les voiles due notamment à un phénomène de « poutre courte »

Etape 1

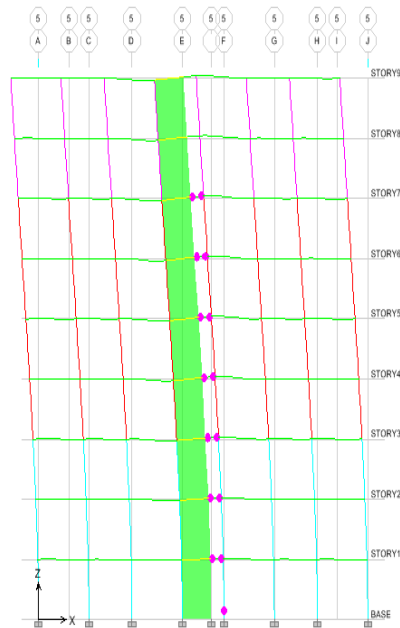


Figure V.19 : Formation de rotules plastiques

Les rotules continuent à se former progressivement au voisinage des poutres palières ou l'on peut notamment constater la formation de rotules de type B-IO. Progressivement des rotules de type IO-LS commencent à se former au niveau des poutres et non dans les poteaux grâce notamment au respect du principe poteau fort poutre faible. Les rotules se plastifient progressivement au niveau des poutres jusqu'à atteindre un niveau d'endommagement critique ou des rotules de type C-D se forment au niveau des poutres jusqu'à leur rupture.

Etape 2

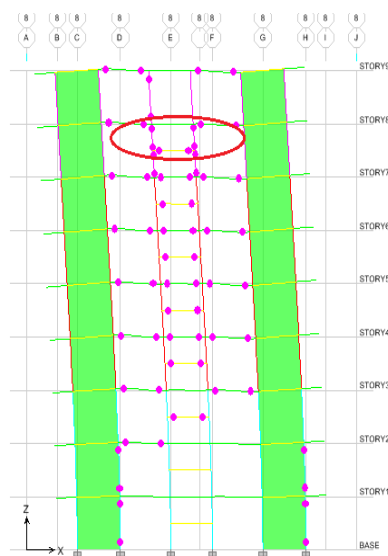


Figure V.20 : Mise en avant du phénomène de poteau court

Etape 3

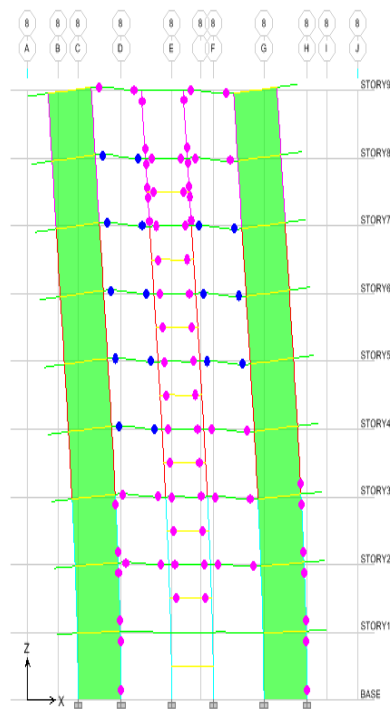


Figure V.21 : Progression de la formation des rotules plastiques

La figure (V.21) montre l'évolution des rotules se formant au niveau des poutres des étages supérieurs ou des rotules de type IO-LS commencent à se former indiquant que la section a subi des dommages importants pouvant entraîner une perte significative de sa raideur. Les rotules au niveau de ces poutres continuent à se dégrader progressivement jusqu'à leur rupture comme le montre la figure (V.22).

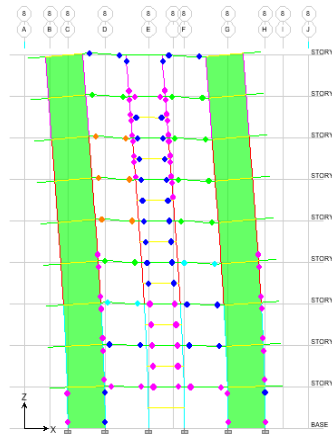


Figure V.22 : Niveau de dommages critique au niveau des poutres

3.3- Détermination du point de performance :

Les valeurs de l’effort tranchant et du déplacement au point de performance sont résumées comme suit :

Tableau V.6 : Points de performance des variantes étudiées

	Effort tranchant (KN)	D_p (cm)	Raideur plastique(KN/m)
Variante 1	10146.325	13.1	77452.86
Variante 2	10402.298	20.2	51496.5
Variante 3	8967.308	14.1	63597.93
Variante 4	11108.56	13.4	82899.7
Variante 5	10493.772	14.3	73383.02

A partir du tableau (V.6) nous pouvons constater que le déplacement au point de performance est minimal avec la première variante soit 35% de moins que la variante 2, 7.09% de moins que la variante 3, 2.24% de moins que la variante 4 et 9.16% de moins que la variante 5.

Quant à l’effort tranchant à la base il est minimal au niveau de la variante 3, il augmente de 13.19%, 16%, 23.88%, 17.02% pour les variantes 1, 2, 4, 5 respectivement. D’après les résultats présentés ci-dessus (tableau V.6) la variante 1 présente la meilleure rigidité au point de performance, ce qui la favorise en terme de performance dynamique dans le domaine post-élastique.

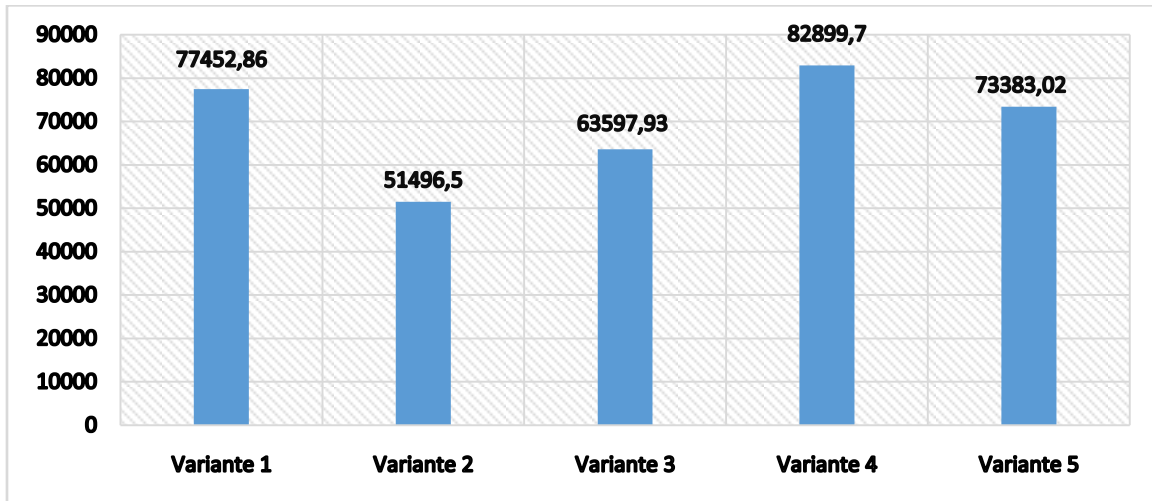


Figure V.23 : Raideur des variantes au point de performance

A partir de la (figure V.23) nous pouvons constater que la variante 4 présente la meilleure raideur post-élastique devant la variante 1 de 6.57%. La variante 2 présente quant à elle la plus mauvaise raideur post-élastique avec une raideur de 37.88% plus faible que celle de la première variante.

3.4- Raideur initiale de la structure :

La raideur initiale traduit le comportement de la structure dans le domaine élastique, les valeurs des différentes variantes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.7 :Caractéristiques des variantes étudiées dans le domaine élastique

	D_e (cm)	K_e (cm)
Variante 1	7.76	99261.42
Variante 2	7.34	76493.55
Variante 3	7.21	89283.06
Variante 4	6.74	102871.9
Variante 5	6.72	94749.79

D'après les résultats présentés ci-dessus (tableau V.7) la variante 4 présente la plus grande rigidité dans le domaine élastique avec 102871.9KN/m suivi de la variante 1 qui présente une diminution de 3.51%, la variante 2 présente quant à elle la variante la moins rigide avec une diminution de 25.64% par rapport à la variante 4. Les variantes 3 et 5 présentent une diminution de 13.21% et 7.89% par rapport à la variante 4.

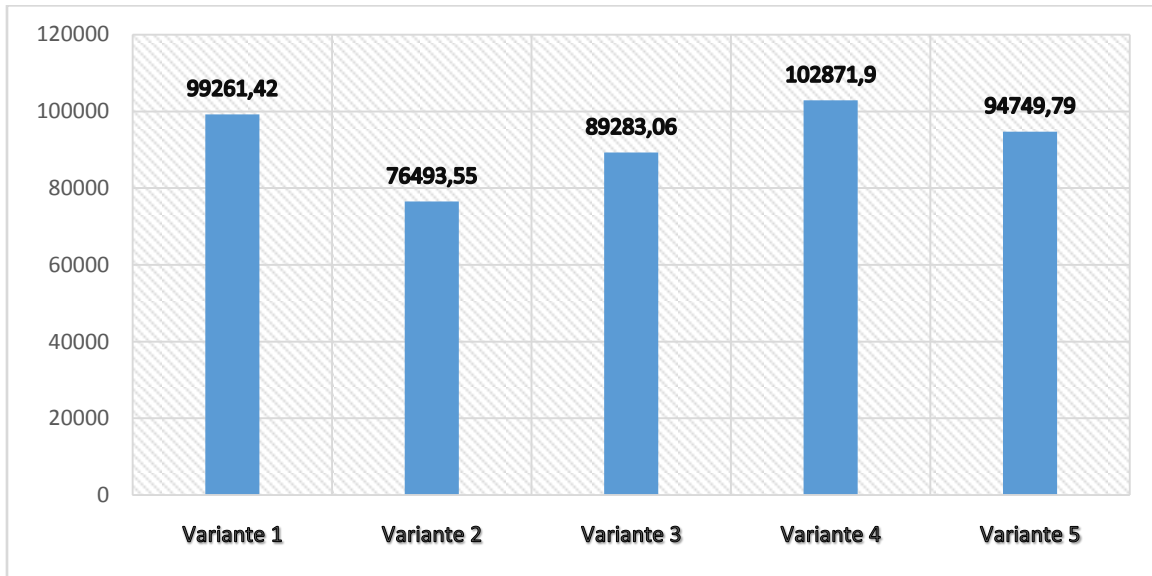


Figure V.24 : Raideurs initiales des variantes étudiées

3.5- Demande en ductilité μ_D :

La demande en ductilité est estimée à travers le facteur $\mu_D = D_p/D_e$ qui permet de situer le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique. A mesure que le facteur μ_D est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important.

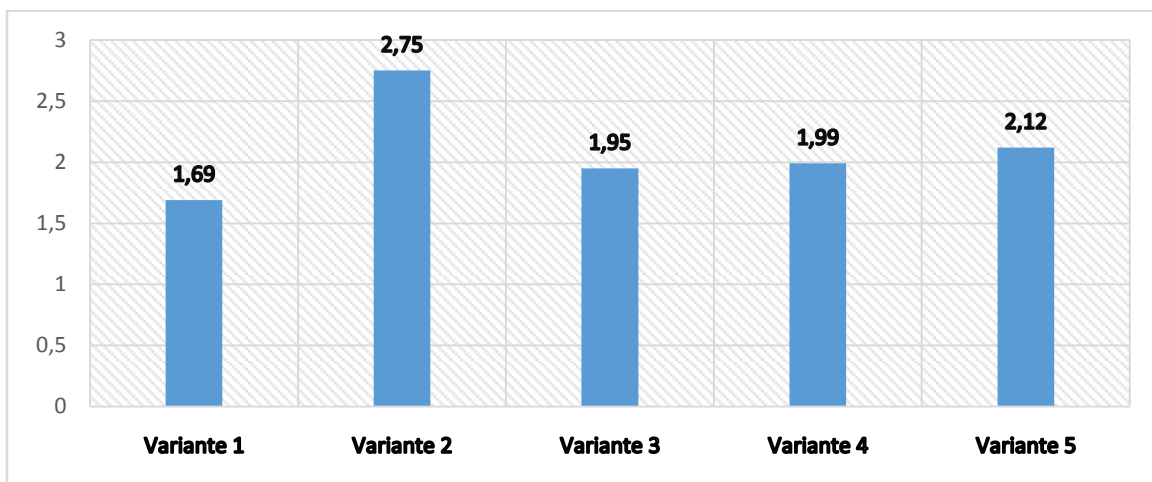


Figure V.25 : Demande en ductilité des variantes étudiées

La variante 1 présente la meilleure demande en ductilité de plus de 15% par rapport aux autres variantes, la variante 2 présente quant à elle la demande la plus médiocre où il peut être remarqué un degré de pénétration dans le domaine plastique assez important relativement aux autres variantes étudiées.

3.6- Indice de dégradation :

L'indice de dégradation de la structure est donné par la relation :

$$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}$$

Les résultats trouvés pour les différentes variantes sont présentés dans le tableau suivant :

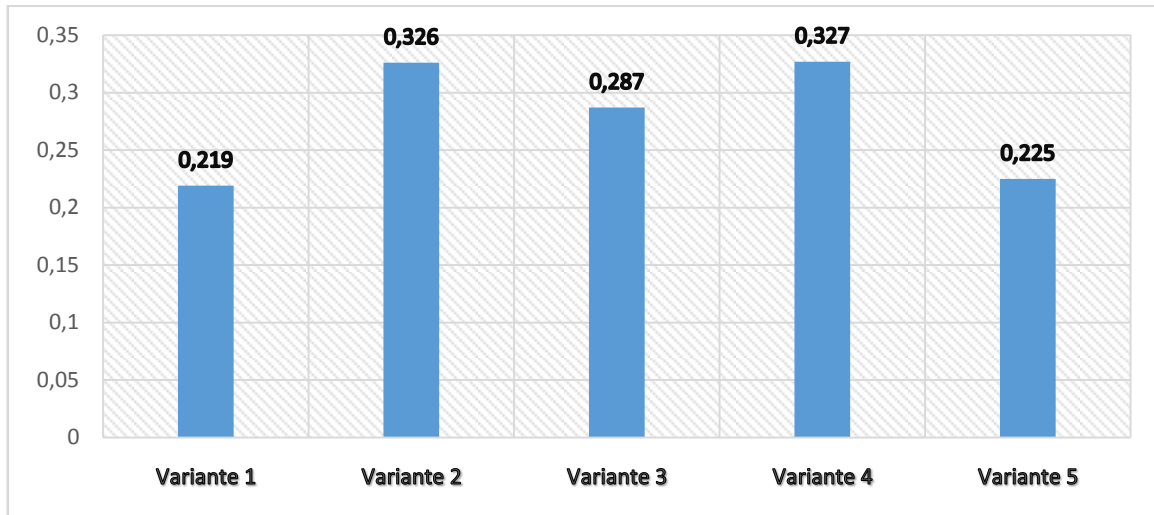


Figure V.26 : Indice de dégradation des variantes étudiées

L'indice de dégradation montre le niveau de perte de raideur de la structure au niveau du point de performance. La figure (V.26) indique que la variante 1 et 5 affichent les niveaux de dégradation les moins importants en comparaison des autres variantes, ce qui indique une perte de résistance peu importante. La seconde variante quant à elle montre un niveau de dégradation assez important, ce dernier résultat semble assez cohérent en sachant que la seconde variante possède une torsion au niveau de son premier mode de vibration, or la torsion est un phénomène qui engendre des concentrations de contraintes au niveau de certains points causant des dommages importants aux structures.

Conclusion :

Après analyse du comportement de la structure par une étude statique non linéaire, le comportement réel de la structure en cas de séisme majeur a pu être observé, et après analyse et comparaison à travers les différents paramètres ; tel que la raideur au point de performance, la raideur initiale, l'indice de dégradation, la demande en ductilité, il apparaît claire que **la variante 1 est la disposition optimale des voiles.**

En effet, la variante 1 dispose d'une raideur initiale assez importante, s'ajoute à cela une raideur au point de performance assez importante. En plus d'un indice de dégradation relativement faible, et une demande en ductilité optimale. Ces facteurs traduisent une perte de résistance relativement réduite et un degré de plastification peu avancé.

Cette étude démontre aussi les limites d'une étude limitée au domaine linéaire, en effet les résultats des 2 études statiques linéaires précédentes indiquait la variante 5 comme étant la disposition optimale pour la structure mais en effectuant une analyse non linéaire en poussée progressive le comportement réel de la structure a pu être analysé et de cette analyse il en ressort que la variante 1 est la variante à adopter. Malgré une différence en terme de coût de **1.484.749 DA** (approximativement), ce coût sera accepté et le ferrailage de la première variante sera adopté afin de permettre un meilleur comportement pour la structure et permettre un degré de sécurité appréciable pour les usagers de cette structure.

Ce choix peut paraître incohérent à première vue, mais il faut se rappeler que la structure est implantée dans une zone de forte sismicité et donc la structure a de fortes chances de subir des séismes majeurs entraînant la plastification de cette dernière, il est donc important dans ce cas-là de voir quelle variante possède le comportement post élastique le plus optimale à travers les différents critères de comparaison (raideur initiale, raideur plastique, indice de dégradation,..).

Enfin, il y a lieu de rappeler que l'analyse push over présente plusieurs limites, qui se résument principalement au fait que la réponse est fondamentalement contrôlée par le premier mode, elle est donc imprécise pour les structures dont les modes supérieurs ont une influence sur la réponse. De plus, le chargement appliqué à la structure est statique, il ne peut pas représenter les phénomènes dynamiques avec exactitude [50]. Enfin, il reste certaines questions concernant l'incorporation des efforts de torsion, de la modélisation non linéaire des voiles qui est l'objet de plusieurs recherches.

Des méthodes d'analyse non-linéaire plus récentes ont vu le jour et ont été présentées dans le chapitre I, tel que la méthode d'analyse dynamique non-linéaire, qui constitue une amélioration de l'analyse push-over, et permet de considérer les propriétés dynamiques de la structure, aussi la méthode d'analyse modale push-over a permis de remédier à certaines imperfections de l'analyse push-over en prenant en compte la contribution des modes supérieurs à la réponse. Il y a lieu de recourir à des méthodes plus avancées pour analyser le comportement de la structure dans le domaine post élastique.

Conclusion générale :

Au terme de l'étude menée, trois différentes méthodes furent abordées pour le choix de la position optimale des voiles, mais la question qui se pose c'est quelle méthode privilégier, notamment en cas de non concordance des résultats entre les différentes méthodes.

La réponse à la question dépendra de la zone sismique de la structure étudiée. En effet, pour une structure implantée en zone III ou en zone IIb la méthode à utiliser est la méthode push-over car les structures implantées dans ces zones ont de fortes chances de subir des séismes majeurs entraînant la structure dans le domaine non-linéaire. Alors que pour une structure implantée dans une zone à plus faible risque sismique (IIa, I et 0) la méthode à préconiser dans ce cas est l'étude technico-économique. Le risque sismique pour les structures implantées dans ces zones est assez moindre, la priorité sera donnée à l'aspect économique notamment si l'étude technico-économique montre une différence assez nette entre les variantes étudiées.

La question qui peut venir à l'esprit c'est pourquoi se tourner vers l'étude technico-économique au lieu de rester sur l'analyse non-linéaire, la réponse à cette question est simple : Les zones III et IIb sont des zones où les séismes supposés arriver sont de fortes magnitudes et donc potentiellement dévastateur, les structures implantées dans ces zones ont de fortes chances de se plastifier et donc de montrer un comportement non-linéaire, la méthode push-over est idéale pour indiquer la variante avec le meilleur comportement non-linéaire. Par contre dans des zones de plus faible risque sismique, la probabilité qu'un séisme majeur survienne est faible ; la priorité sera donnée à l'aspect économique. Certes un séisme majeur peut frapper dans ces zones car le zonage sismique (et par conséquent le niveau de protection exigé) est basé sur la connaissance de la sismicité historique, les constructions courantes ne sont pas calculées pour résister au séisme maximum plausible dans la zone concernée, car la probabilité de son occurrence durant la vie d'une construction est faible. Un tel séisme peut cependant se produire [42]. Peuvent faire exception les structures classées comme étant vitales (groupe 1A) et celles classées comme de grande importance (groupe 1B) ces ouvrages revêtent un rôle stratégique pour le pays, il y a lieu de toujours recourir à l'analyse push-over pour le choix de la variante optimale.

L'étude technico-économique étant assez laborieuse, le recours au système de notation peut être une bonne alternative en veillant à bien choisir les différents paramètres de comparaison entre les variantes.

Au terme de ce modeste travail, parmi les questions que l'on peut se poser c'est la question de l'influence de l'utilisation du contreventement en forme de profilé. De plus le pourcentage de reprise des charges horizontales est-il le facteur le plus important dans ce choix ? Le système de notation comme traité dans ce travail reste encore à améliorer pour peut-être trouver une solution qui puisse donner des résultats identiques à une étude technico-économique.

L'autre question que l'on peut se poser, c'est la question du code de construction parasismique à utiliser pour mener à bien l'analyse statique non linéaire ?

Bien évidemment, cette dernière permet d'évaluer la performance sismique des structures afin de bien appréhender leur comportement dans le domaine non linéaire, et de fournir ainsi des informations nécessaires (raideur initiale, raideur plastique, indice de dégradation,...). De plus, de nombreux pays de par le monde ont depuis de nombreuses années introduit et mis en application cette méthode (Push over) dans les codes de construction parasismique, par exemple aux Etats-Unis (FEMA 273, 356 et ATC40), et en Europe (Eurocod 8).

Enfin, il y a lieu de souligner les différents problèmes liés à la réglementation en vigueur. En effet, cette dernière présente plusieurs lacunes et souffre d'un retard d'actualisation flagrant vis-à-vis des autres réglementations parasismiques tel que l'Eurocode 8, ACI 318-14. Ces dernières ont su profiter des constatations faites lors des derniers séismes majeurs (Chili 2010, Nouvelle Zélande 2011) pour actualiser leur réglementation.

C'est pour cette raison, nous proposons à ce que la méthode (push over) soit introduite dans le prochain règlement parasismique algérien, et qu'elle soit applicable aux structures élancées en zone de forte sismicité.

Références bibliographiques :

[1] :Ministère de l'intérieur et des collectivités Locales. Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique[en ligne]. Disponible sur : <http://www.CRAAG.dz> (consulté le 28-06-2019)

[2] :Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S « document technique réglementaire D.T.R – B.C.2-48 – règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003 ». Alger.

[3] : **Belkheir Mohammed Aghiles**. *Influence de la disposition optimale des voiles sur la performance sismique des bâtiments*.Mémoire de magister en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2012.

[4] : **Ouerdane Hamza**. *Etude comparative entre le système de contreventement auto-stable et le système mixte et recherche de la disposition optimale des voiles : Application à l'étude d'une structure en R+10 à forme angulaire*, mémoire master en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2018.

[5] : **Nassima Souadji**. *Analyse statique non-linéaire des portiques auto-stables et mixtes en béton armé*.Mémoire de master en génie civil. Tlemcen : Université de Tlemcen, 2016.

[6] : **Ait Ramdane Idir**. *Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques*.Mémoire de magister en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2014.

[7] :**Belazouz Lynda**. *Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures*.Mémoire magister en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2016.

[8] : **Aashish Daga, A.S.Santhi, GMohan Ganesh**.*Study of effective positioning system of shear walls in RC Buildings using Pushover Analysis*. International journal of Innovations in Engineering and Technology (IJET), Vol 6, Issue 4 April 2016, ISSN: 2319 – 1058.

[9] : **M. Hamizi, N.E Hannachi, A. Kahil**,*Evaluation de la performance sismique d'un bâtiment à ossature en portiques autostables en béton armé*, 9^{ème} congrès de Mécanique Marrakech, 2009.

[10]:**MD. Rokanuzzaman, Farjana Khanam, Anik Das, S. Reza Chowdhury**.*Effective location of shear wall on performance of building frame subjected to lateral loading*.International journal of advances in Mechanical and civil engineering, ISSN: 2394-2827 Volume-4, Issue 6 Dec.-2017

[11]: **Dhiraj.V. Narkhede, G.P. Deshkuh**. *Performance of Shear wall building at various positions by using pushover Analysis*. International journal of research in Advent technology (IJRAT) (E-ISSN: 2321-9637) Special issue, National conference "convergence 2016"

[12]: **Saurabh Mishara, V. K. Singh**.*Optimization of location of shear wall in irregular multi storey building*. International journal of Engineering Research in Mechanical and Civil Engineering (IJERMCE), Vol 3, Issue 4, April 2018.

[13]: **Archana J Satheesh, Jayalekshmi B.R, Katta Venkataramana**.*Torsional Behavior of Plan Asymmetric Shear Wall Buildings under Earthquake Loading*.Second International Conference on Architecture Materials and Construction Engineering. AMCE 2018.

[14] : **Eurocode 8** 2003, calcul des structures pour leur résistance au séisme, diffusé par l'association française de normalisation, AFNOR.

Références bibliographiques

- [15] : **Azzouz Bouguerba** : « Evolution de la réglementation parasismique Algérie-Maroc ».In :La plateforme de publication Academia. Disponible sur : https://www.academia.edu/10995920/Evolution_de_la_r%C3%A8glementation_parasismique_Algerie-Maroc?auto=download>(consulté le 29/06/2019)
- [16] :Bureau de Recherches Géologiques et Minières (Ministère en charge du développement durable en France). (21 juin 2013). Disponible sur : www.planseisme.fr>(consulté le 29/06/2019)
- [17]: **Shaik Abdulla, Afroz Patel**.*A study on positioning of different shapes of shear walls in L shaped building subjected to seismic forces*. International journal od engineering research & technology (IJERT), ISSN: 2278-0181 Vol.5 Issue 07, July-2016
- [18] :Fascicule n°62 – Titre I – Section I. « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – BAEL 91 révisé 99 ».
- [19] :Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S « Document technique règlementaire D.T.R – B.C.2-41 – règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93 » Alger.
- [20] : **Drouna Karima**. *Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP*. Mémoire de magistère en génie civil. Constantine : Université Mentouri de Constantine, 2010.
- [21] : **Tedjditi Ahmed Kamel**.*Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale*. Mémoire master en ingénierie des structures. Tlemcen : Université Abou-Bekr-Belkaid-Tlemcen, 2017.
- [22] : **Louzai Amar**. *Evaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non-linéaire*. Thèse de doctorat en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2016.
- [23] : **Abdenmour Chekired**. *Evaluation du facteur de comportement d'ossatures en portique en acier sur la base d'analyses statique et dynamique non-linéaires*. Thèse de doctorat en génie civil, Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2016.
- [24] : **Benyahi Karim**.*Etude d'une tour (R+12) avec recherche de la disposition optimale des voiles*. Mémoire d'ingénieur d'état en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2010.
- [25] : **Milan zacek**. *Conception parasismique : Niveau avant-projet*. Villefontaine, les grands ateliers, septembre 2003.
- [26] :Association française du génie parasismique AFPS.*Le séisme du 21 Mai 2003 : Rapport préliminaire de la mission AFPS*.
- [27] : **Rafik Taleb**. *Règles parasismiques algériennes RPA 99 – version 2003 pour les structures de bâtiments en béton armé : Interprétation et propositions*. Journal of materials and engineering structures 4 (2017) 139 – 154
- [28] : Association Française du Génie Parasismique « guide de la conception parasismique des bâtiments ». Paris, Editions EYROLLES, 2004.

Références bibliographiques

[29] :Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S. *Document technique règlementaire D.T.R – B.C.2-48 – règles parasismiques algériennes*1988. Alger.

[30] : **Hugo Bachmann** « Conception parasismique des bâtiments – principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités » Directives de l'OFEG (Bienne 2002).

[31] : **Milan Zacek** « Béton et construction parasismique » collection technique cimbéton, Edition novembre 2009.

[32] : Institut de radioprotection et de sûreté nucléaire IRSN [en ligne].(Crée en 2001). Disponible sur : <https://www.irsn.fr> > (consulté le 29/06/2019)

[33] : **Y. Manasri, M.S Nouaouria, M. Guenfoud.** *Evaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure en béton armé par l'analyse statique non linéaire.* Symposium International sur la construction en zone sismique, Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 Octobre 2010.

[34]:**Sermin Oguz.** *Evaluation of pushover analysis procedures for frame structures.*Thèse de doctorat en génie civil. Turquie: Natural and Applied Sciences of the Middle East TechnicalUniversity, 2005.

[35] : **Pierre Mouroux, Caterina Negulescu,** 2007, « Comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l'ATC 40 (en amortissement) et de l'Eurocode 8 (en ductilité), 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.

[36] : Applied Technology Council, 1996, "The seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC 40 volumes 1 and 2, Redwood City, California.

[37] :FEMA, 1997, NEHRP Commentary on the guidelines for seismic Rehabilitation of buildings, FEMA 273 Report, prepared by the Building Seismic Safety Council and the Applied Technology Council for the federal Emergency Management Agency, Washington, D.C

[38] : **Dar Kebira Mohammed El Arbi.** *Etude technique et analyse non linéaire d'un bâtiment R+8 en béton armé.* Mémoire master en génie civil. Tlemcen : Université Abou-Bakr Belkaid Tlemcen, 2018.

[39] : FEMA 356, "Pre-standard and commentary for the seismic Rehabilitation of building", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C USA, November 2000.

[40] :**Ait L'hadj Lamia.** *Analyse non linéaire d'un immeuble surmonté d'un réservoir d'eau potable par la méthode push-over.* Mémoire master en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2013.

[41] :**Rabah Asma, Mahmoud Kaoutar.** *Analyse de l'influence du dimensionnement des portiques (poteaux /poutres) sur les niveaux d'endommagement des bâtiments en béton armé construite dans une zone a forte sismicité.*Tiaret : Université IBN KHALDOUN de Tiaret, 2015.

[42] : **Milan Zacek** « Conception parasismique : niveau avant-projet » Edition les grands ateliers, 2004.

[43] :**Menasri Youcef.** *Evaluation de vulnérabilité sismique des bâtis existants : structure portique en béton armé.*Mémoire de magister en génie civil Guelma : Université de Guelma,2009.

[44] : **G.E. Penilis& A. J. Kappos.** *Earthquakeresistantconcrete structures.* 1997

[45] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limitesBAEL 91. Editions EYROLLES. Juillet 1992.

Références bibliographiques

[47] : Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S. *Document technique réglementaire D.T.R – B.C.2-48 – règles parasismiques algériennes 1999*. Alger.

[48] : **Morand O** . Application of the Global Elements to a Reinforced Concrete Structure. Dissertation for DE degree. University Paris VI, 1994.

[49]: **Kahil Amar**. *Evaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique*. Thèse de doctorat en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri.

[50] : **Medjerab Mohammed**. Modélisation parasismique des structures en béton armé. Mémoire Magister en génie civil. Biskra : Université Mohamed Khider-Biskra. 2012.