

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Mouloud MAMMERRI de TIZI-OUZOU
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

Option : Structure

Présenté par :

DERRICHE Lynda

Thème :

**Effet du séisme vertical sur les structures
avec porte-à-faux en béton armé**

(Appliqué à une structure en (R+5+1 étage en attique))

Devant le jury d'examen composé de :

M ^r IDDIR Abdelkader	MCB	UMMTO	Président
M ^r BENYAHY Karim	MCB	UMMTO	Encadrant
M ^{me} SMAHI Rebiha	MCB	UMMTO	Examineur

Présenté le : 07/12/2019

Année universitaire : 2018/2019

REMERCIEMENT

Avant tout, je tiens à remercier « Dieu » le tout puissant de m'avoir accordé la force, le courage mais surtout la volonté nécessaire et la patience pour pouvoir mener la « graine au fruit » et élaborer ce modeste travail.

*Comme guise de reconnaissance j'adresse mes sincères remerciements, mon grand respect et ma noble gratitude à mon encadreur **Mr. BEN YAHY Karim** d'avoir eu la gentillesse de m'encadrer et la confiance qu'il m'a accordé en acceptant de rapporter et dirigé mon projet de fin d'étude, grâce à lui j'ai pu entamer le chemin de la recherche scientifique en génie civil et sans lui ce travail n'aurait pas abouti pour voir le jour.*

Pour ses encouragements, son soutien constant, sa disponibilité et surtout sa patience et son aide inestimable qu'il m'a apporté en me faisant profiter largement de ses connaissances, ainsi sa compréhension, ces précieux conseils qui sont parfois des piques par bâton pointu de la vérité, et ses orientations qui ont contribué à alimenter ma réflexion et m'ont donné du tonus pour aller de l'avant. De plus, ses judicieux critiques et suggestions m'ont permis d'améliorer la qualité scientifique de mon travail, qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

J'ai eu le privilège de travailler à ses côtés et d'apprécier ses qualités et ses valeurs. Son sérieux, son humilité, sa générosité, son amabilité, sa sagesse, son honnêteté, sa remarquable polyvalence ainsi sa compétence professionnelle et son sens du devoir qui m'ont énormément marqué et qui seront pour moi un exemple dans ma profession et il sera toujours mon inspiration. Qu'il trouve ici l'expression de ma respectueuse considération et ma profonde admiration pour toutes ses qualités scientifiques et humaines.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir avec leurs propositions.

Je saisis aussi cette opportunité pour présenter mes chaleureuses remerciements, au corps professoral et administratif du département de génie civil de l'université de Mouloud MAMMARI pour tout le savoir que j'ai acquis grâce à eux durant ma formation ainsi pour les efforts qu'ils ne cessent de fournir afin d'assurer à nous les étudiants une formation de qualité durant notre cursus universitaire.

Qu'il me soit enfin permis de remercier toute ma famille pour son appui, spécialement mes parents pour leurs sacrifices, leur attention sans faille, pour leurs encouragements et leur amour inconditionnel qui m'accompagnent depuis toujours ; qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier. Si je suis ici aujourd'hui, c'est grâce à vous!

En fin, je m'adresse mes remerciements à toutes les personnes qui m'ont soutenu et qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Je présente à tous et à toute l'expression de mon profond respect et ma gratitude.

Lynda

DÉDICACE

*A cœur vaillant rien d'impossible
A conscience tranquille tout est accessible*

*Quand il y a la soif d'apprendre
Tout vient à point à qui sait attendre*

*Quand il y a le souci de réaliser un dessein
Tout devient facile pour arriver à nos fins*

*Malgré les obstacles qui s'opposent
En dépit des difficultés qui s'interposent*

*Les études sont avant tout
Notre unique et seul atout*

*Ils représentent la lumière de notre existence
L'étoile brillante de notre réjouissance*

*Comme un vol de gerfauts hors du charnier natal
Nous partons ivres d'un rêve héroïque et brutal*

*Espérant des lendemains épiques
Un avenir glorieux et magique*

*Souhaitant que le fruit de nos efforts fournis
Jour et nuit, nous mènera vers le bonheur fleuri*

*Aujourd'hui, ici rassemblés auprès des jurys,
Nous prions dieu que cette soutenance
Fera signe de persévérance
Et que nous serions enchantés
Par notre travail honoré.*

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

 *Je dédie ce modeste travail à . . .* 

A la plus chère au monde :

Ma mère, source inépuisable de tendresse et de patience, la joie de ma vie, qui a été toujours là pour moi, qui donne un sens à mon existence, à la lumière de mes yeux en témoignage de son affection et son soutien pendant tous les durs moments que j'ai traversé, j'espère que j'ai pu réaliser son rêve.

À mon très cher père :

Qui est le meilleur père dans ce monde, grâce à son encouragement, sa confiance et son soutien moral et matériel. Il a été et il sera toujours un exemple pour moi par ses qualités humaines, sa persévérance et perfectionnisme. Il a su m'inculquer le sens de responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie . Ses conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite . Sa patience sans fin, sa compréhension sont pour moi le soutiens indispensable qu'il a toujours su m'apporter. J'espère que je serai toujours ta fierté.

Que dieu garde mes parents et les protège.

*À ma chère Sœur **Kahina** et son mari **Belkacem** et leurs deux anges **Aksel** et **Younes**.*

*À mes chères frères **Tarek**, **Lounis** ainsi **Yacine** et sa femme **Hafidha** et leur petite **Liza**.*

*À tous mes camarades de la promotion de master2 structure et tous mes amis surtout : **Djouher**, **Sajia** , **Fatima**, **Ouarda** , **Nawal**, **Amel**, **Massinissa**, **Arezki**, **Bilal**, **Yacine**.*

Qui je les aime beaucoup et je leurs souhaite un avenir plein de réussite et de sérénité.

*A tous mes enseignants qui durant mon parcours d'études m'ont donné le savoir et m'ont éclairée de leurs conseils spécialement : **M^r HAMIZI Mohand**, **M^r HANNACHI Naceur Eddine**, **M^r BEN YAHY Karim**.*

Lynda

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIÈRES

Remerciement.....	i
Dédicace.....	ii
Table des matières.....	iii
Liste des tableaux.....	iv
Liste des figures.....	v
Résumé.....	vi

Introduction générale	1
------------------------------------	----------

Chapitre I : Etude Bibliographique

Introduction	3
I.1. La sismicité en Algérie (historique).....	3
I.1.1.Exemples de séismes ayant marqué la sismicité de l'Algérie	5
I.1.2.Les principales failles intra-plaque de l'Algérois	5
I.2. Etudes antérieures relatives à l'effet du mouvement sismique vertical sur les structures en béton armé.....	6
I.2.1. Effets sur les ponts en béton armé.....	6
I.2.2. Effets sur les bâtiments en béton armé.....	8
I.3. Définitions et exemples sur les bâtiments à porte-à-faux	10
I.3.1. Définition du bâtiment en porte-à-faux.....	10
I.3.2. Point de vue ingénierie	10
A) Porte à faux à dalle pleine	11
B) Porte à faux à dalle en corps creux	11
C) Porte à faux à dalle nervurée	11
D) Porte à faux à dalle caisson	11
I.3.3. Exemples des portes à faux réalisés	12
1. Auvent du jardin de Molenbeek-Saint-Jean	12
2. La maison sur la cascade (Fallingwater).....	13
3. Hôtel le Flaine	13
4. Immeuble mixte Neocittà	14
I.4. Vue d'ensemble des codes sismiques relatifs au mouvement sismique vertical.....	15

I.4.1. Règlement Parasismique Algérien (RPA) 1999/2003.....	15
I.4.2. Uniform Building Code (UBC), 1997.....	15
I.4.3. Le code parasismique européen Eurocode 8.....	15
I.5. Les effets ou dommages dues au mouvement sismique vertical sur les porte-à-faux dans Les bâtiments	17
I.5.1. Composante verticale de l'action sismique	17
I.5.2. Influence de la composante verticale sur les éléments en porte-à-faux	18
I.5.2. Effets du mouvement sismique vertical sur les porte-à-faux dans les bâtiments	19
I.6. Les méthodes de calcul	22
I.6.1. Méthodes élastiques linéaires.....	22
I.6.1.1. Méthode statique équivalente.....	22
I.6.1.2. Méthode spectrale modale	22
I.6.1.3. Méthode d'analyse temporelle élastique	23
I.6.2. Méthodes élastique non-linéaires	23
I.6.2.1. Méthode d'analyse dynamique non-linéaire	23
I.6.2.2. Méthode d'analyse statique non-linéaire (PUSHOVER).....	23
Problématique et objectif de cette étude.....	24

Chapitre II : Présentation et pré-dimensionnement des structures

Introduction.....	25
II.1. Présentation et description de l'ouvrage	25
a) Description de l'ouvrage	25
b) Caractéristiques géotechniques	25
c) Dimensions de l'ouvrage : (vue en plan et en élévation).....	25
d) Règlements utilisés.....	25
II.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	26
II.2.1. Le Béton.....	26
a) Résistance caractéristique à la compression.....	26
b) Résistance caractéristique à la traction.....	26

c) Résistance caractéristique au cisaillement.....	26
d) Contraintes limites.....	26
e) Module d'élasticité	27
f) Coefficient de Poisson	27
II.2.2.L'acier.....	27
a) Contraintes limites.....	27
b) Protection des armatures.....	28
II.3.Eléments de l'ouvrage.....	29
• Ossature	29
• Planchers.....	29
• Escalier	29
• Cage d'ascenseur	29
• Le système de coffrage	29
• Remplissage en maçonnerie	29
• Revêtements	29
• Acrotère.....	30
• Les balcons.....	30
• Les fondations.....	30
II.4.Pré -dimensionnement des éléments et descente de charge.....	30
II.4.1.Les planchers.....	30
a) Planchers à corps creux.....	30
b) Dalles pleines.....	31
1. Dalle pleine du balcon.....	31
2. Dalle pleine de l'escalier.....	32
II.4.2.Les poutres.....	34
a) Les poutres principales (porteuses).....	34
b) Les poutres secondaires (non porteuses).....	34
c) Vérification des exigences du (RPA 99 V 2003).....	35
II.4.3.Poteaux.....	35
II.4.3.1. Détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitations (DTR B.C 2.2)	36
A. Charges permanentes.....	36
1. Plancher terrasse inaccessible.....	36
2. plancher étage courant.....	37

3. Maçonnerie.....	37
4. Balcon en dalle pleine	38
5. L'escalier	38
B. Charges d'exploitations.....	39
II.4.3.2.Charges et surcharges revenants au poteau le plus sollicité.....	39
a) Poteau le plus sollicité.....	39
b) Calcul de la surface d'influence.....	39
c) Charges permanentes.....	40
1. Poids propre revenant pour chaque plancher.....	40
2. Poids propre revenant pour chaque poutre.....	41
d) Surcharges d'exploitations.....	41
1. Poids de la surcharge revenant à chaque plancher (Q).....	41
2. Poids propre des poteaux	42
II.4.3.3.Descente des charges.....	42
II.4.3.4. Vérifications suivant les règlements en vigueur.....	45
a) Vérification des dimensions des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant	45
b) Vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres	46
c) Vérifications relatives aux coffrages.....	48
d) Vérifications relatives au flambement	48
II.4.4.Les voiles.....	50
Conclusion.....	51

Chapitre III : Etude comparative (Structures sans porte-à-faux /Structure avec porte-à-faux)

Introduction.....	52
III.1.Les étapes de modélisation de la structure.....	53
• Modélisation géométrique de la structure.....	53
• Spécification des propriétés des matériaux.....	53
• Modélisation des éléments géométriques de la structure.....	54
• Chargement statique de la structure (G et Q).....	54
• Définition de l'analyse dynamique (E).....	54
• Masses sismiques.....	55
• Combinaisons d'actions.....	55

•	Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).....	55
III.2.	Etude dynamique de la structure sans porte-à-faux par l'analyse modale spectrale.....	56
III.2.1.	Comportement dynamique.....	56
III.2.2.	Justification du système de contreventement :(Art 3.4/RPA99version 2003).....	57
III.2.3.	Vérifications.....	59
a)	Sollicitations normales (Article 7.4.3.1/RPA 99version 2003).....	59
b)	Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4/R.P.A 99version 2003).....	59
c)	Résultante des forces sismiques de calcul (Article 4.3.6/RPA99version 2003).....	59
d)	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Article 5.9/RPA 99version 2003).....	63
e)	Déplacements relatifs latéraux inter-étage (Art 5.10/R.P.A99version 2003).....	63
f)	Stabilité au renversement (Article 4.4.1/RPA99version 2003).....	64
III.2.4.	Efforts internes dans les éléments structuraux.....	65
A)	Poutres principales.....	65
B)	Poutres secondaires.....	65
A.1.	Ferraillage des poutres principales.....	66
B.1.	Ferraillage des poutres secondaires.....	67
C)	Efforts internes dans les poteaux.....	68
C.1.	Ferraillage des poteaux.....	68
D)	Efforts internes dans les voiles.....	69
III.3.	Etude dynamique de la structure avec porte-à-faux par l'analyse modale spectrale.....	70
III.3.1.	Comportement dynamique.....	70
III.3.2.	Justification du système de contreventement :(Art 3.4/RPA99version 2003).....	71
III.3.3.	Vérifications.....	72
a)	Sollicitations normales (Article 7.4.3.1/RPA 99version 2003).....	72
b)	Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4/R.P.A 99version 2003).....	72
c)	Résultante des forces sismiques de calcul (Article 4.3.6/RPA99version 2003).....	72
d)	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Article 5.9/RPA 99version 2003).....	74
e)	Déplacements relatifs latéraux inter-étage (Art 5.10/R.P.A99version 2003).....	74
f)	Stabilité au renversement (Article 4.4.1/RPA99version 2003).....	75
III.3.4.	Efforts internes dans les éléments structuraux.....	75

A) Poutres principales.....	75
• Poutres principales en console des porte-à-faux en corps creux	75
B) Poutres secondaires.....	75
• Poutres secondaires en console des porte-à-faux en corps creux.....	76
• Poutres secondaires rattachées aux porte-à-faux en dalle pleine.....	76
A.1. Ferrailage des poutres principales.....	76
B.1.Ferrailage des poutres secondaires.....	77
C) Efforts internes dans les poteaux.....	77
C.1.Ferrailage des poteaux.....	78
D) Efforts internes dans les voiles.....	78
III.4. Etude comparative des réponses obtenues entre la structure sans et avec porte-à-faux.....	79
Introduction.....	79
III.4.1. Résultats en termes de comportement modale.....	79
III.4.2. Résultats en termes de déplacement.....	79
III.4.3. Résultats en termes d'effort tranchant d'étage.....	81
III.4.4. Résultats en termes de moment fléchissant d'étage.....	82
III.4.5. Résultats en termes d'efforts internes.....	83
a. Poutres	83
b. Poteaux.....	84
c. Voile.....	84
Conclusion.....	85
 Chapitre IV: Etude paramétrique de l'influence du séisme vertical sur les porte-à-faux	
Introduction.....	86
IV.1. Etude paramétrique des réponses linéaires obtenues par l'analyse modale spectrale.....	86
• Description des variantes retenues	87
IV.1.1. Effet de la longueur des portes à faux sur la réponse dynamique de la structure.....	87

IV.1.1.1. Résultats en termes de comportement modale.....	87
IV.1.1.2. Résultats en termes de déplacement absolu	88
IV.1.1.3. Résultats en termes d'effort tranchant d'étage.....	90
IV.1.1.4. Résultats en termes de moment fléchissant d'étage.....	91
IV.1.1.5. Résultats en termes d'efforts internes.....	92
a. Poutres.....	93
b. Poteaux.....	93
c. Voile.....	94
IV.1.2. Effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique de la structure.....	95
Introduction.....	95
IV.1.2.1. Résultats en termes d'efforts internes.....	95
• Poutres.....	95
• Poteaux.....	97
IV.1.2.2. En termes d'efforts tranchant à la base.....	98
IV.1.2.1. En termes de moment de renversement.....	99
Constatations.....	100
IV.2. Etude paramétrique des réponses linéaires obtenues par l'analyse temporelle.....	101
Introduction.....	101
• Méthodologie.....	102
IV.2.1. Etude dynamique temporelle linéaire (accélérogramme enregistré lors du séisme de BOUMERDES 2003).....	104
IV.2.1.1. Résultats en termes de comportement dynamique.....	104
IV.2.1.2. Résultats de l'évolution des déplacements latéraux inter étages (absolu).....	105
IV.2.1.3. Résultats de l'évolution d'effort tranchant d'étage.....	106
• Résultats de l'évolution d'effort tranchant à la base.....	106
IV.2.1.4. Résultats en termes de moment fléchissant d'étage.....	108
• Résultats de l'évolution de moment renversant.....	108

IV.2.1.5.Résultats en termes d’efforts internes dans les éléments structuraux.....	110
a. Poutres.....	110
b. Poteaux.....	111
c. Voile.....	111
IV.2.2. Effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique de la structure....	112
Introduction.....	112
IV.2.2.1.Résultats en termes d’efforts internes.....	112
• Poutres.....	112
• Poteaux.....	113
IV.2.2.2. En termes d’efforts tranchant à la base.....	114
IV.2.2.3. En termes de moment de renversement.....	114
IV.3. Etude comparative des réponses linéaires (analyse modale et par accélérogramme)....	115
Introduction.....	115
IV. 3.1. Effet de la longueur des porte-à-faux sur la réponse dynamique de la structure.....	115
IV.3.1.1.Résultats en termes de comportement modale.....	115
IV.3.1.2.Résultats en termes de déplacement.....	116
IV.3.1.3.Résultats en termes d’effort tranchant.....	119
IV.3.1.4.Résultats en termes de moment fléchissant.....	121
IV.3.1.5.Résultats en termes d’efforts internes.....	123
1. Efforts internes dans les poutres.....	123
2. Efforts internes dans les poteaux.....	125
3. Efforts internes dans les voiles.....	126
IV.3.2. Effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique de la structure.....	127
IV.3.2.1. En termes d’efforts internes.....	127
• Poutres.....	127
• Poteaux.....	130
IV.3.2.2. En termes d’effort tranchant à la base	131
IV.3.2.3. En termes de moment renversant	132

Conclusion	133
Conclusion Générale	134
Bibliographie	136
Annexes	141

Liste des tableaux

Chapitre II : Présentation et pré dimensionnement de la structure.

<i>Tableau II.1 : Vérification des poutres aux conditions du RPA 99v2003.....</i>	<i>35</i>
<i>Tableau II.2 : Détermination du poids propre du plancher de la terrasse (En corps creux).....</i>	<i>36</i>
<i>Tableau II.3 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (En corps creux).....</i>	<i>37</i>
<i>Tableau II.4 : Détermination du poids propre des murs extérieurs.....</i>	<i>37</i>
<i>Tableau II.5 : Détermination du poids propre des balcons des étages courants (En dalle pleine).....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau II.6 : Détermination du poids propre du palier.....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau II.7 : Détermination du poids propre de la volée.....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau II.8 : tableau des charges d'exploitations.....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau II.9 : récapitulatif de la descente de charge.....</i>	<i>44</i>
<i>Tableau II.10 : vérification de la condition de dimensionnement en capacité.....</i>	<i>46</i>
<i>Tableau II.11 : vérification de la condition de résistance exigée par le RPA99 version 2003.....</i>	<i>47</i>
<i>Tableau II.12 : vérification de la condition de résistance exigée par le RPA99 version 2003.....</i>	<i>47</i>

Chapitre III : Etude comparative (Structure sans porte-à-faux / Structure avec porte-à-faux).

<i>Tableau III.1 : Comportement dynamique de la structure.....</i>	<i>56</i>
<i>Tableau III.2: Pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles et les portiques.....</i>	<i>57</i>
<i>Tableau III.3 : Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit).....</i>	<i>59</i>
<i>Tableau III.4:Condition sur T (période choisie).....</i>	<i>61</i>
<i>Tableau III.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.....</i>	<i>63</i>
<i>Tableau III.6 : Déplacements relatifs latéraux inter-étages.....</i>	<i>64</i>
<i>Tableau III.7 : Efforts internes dans les poutres principales proches des voiles.....</i>	<i>65</i>
<i>Tableau III.8 : Efforts internes dans les poutres principales loin des voiles.....</i>	<i>65</i>
<i>Tableau III.9: Efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles.....</i>	<i>65</i>
<i>Tableau III.10 : Efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles.....</i>	<i>66</i>
<i>Tableau III.11 : Ferrailage des poutres principales.....</i>	<i>66</i>
<i>Tableau III.12 : Ferrailage des poutres secondaires.....</i>	<i>67</i>
<i>Tableau III.13 : Efforts internes dans les poteaux.....</i>	<i>68</i>
<i>Tableau III.14 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....</i>	<i>68</i>
<i>Tableau III.15 : Ferrailage transversale des poteaux.....</i>	<i>69</i>

Tableau III.16 : Efforts internes dans les voiles.....	69
Tableau III.17 : Comportement dynamique de la structure avec porte-à-faux de 1,5 m de longueur.....	70
Tableau III.18: Pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles et les portiques.....	71
Tableau III.19 : vérification de l'effort normal réduit.....	72
Tableau III.20: Condition sur T (Période choisie).....	73
Tableau III.21 : Détermination de la somme des pénalités à retenir.....	73
Tableau III.22 : Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	74
Tableau III.23 : Déplacements relatifs latéraux inter-étages.....	74
Tableau III.24 : vérification de la stabilité au renversement.....	75
Tableau III.25 : Efforts internes dans les poutres principales proches des voiles.....	75
Tableau III.26 : Efforts internes dans les poutres principales loin des voiles.....	75
Tableau III.27 : Efforts internes dans les poutres principales en console des porte-à-faux sous combinaison horizontale ($G+Q+Ex$ et $08G+Ex$).....	75
Tableau III.28 : Efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles.....	75
Tableau III.29 : Efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles.....	76
Tableau III.30 : Efforts internes dans les poutres secondaires en console des porte-à-faux sous combinaison horizontale ($G+Q+Ey$ et $08G+Ey$).....	76
Tableau III.31 : Efforts internes dans les poutres secondaires en console des porte-à-faux sous combinaison horizontale ($G+Q+Ey$ et $08G+Ey$).....	76
Tableau III.32 : Ferrailage des poutres principales.....	76
Tableau III.33 : Ferrailage des poutres secondaires.....	77
Tableau III.34 : Efforts internes dans les poteaux.....	77
Tableau III.35 : Efforts internes dans les poteaux rattachés aux porte-à-faux.....	78
Tableau III.36 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	78
Tableau III.37 : Ferrailage transversale des poteaux.....	78
Tableau III.38 : Efforts internes dans les voiles.....	79
Tableau III.39 : Comparaison en termes de comportement dynamique.....	79
Tableau III.40 : Comparaison des déplacements absolus.....	80
Tableau III.41 : Comparaison de l'effort tranchant d'étage.....	81
Tableau III.42 : Comparaison du moment fléchissant d'étage.....	82
Tableau III.43 : Comparaison des efforts dans les poutres proches du voile entre les deux structures... 83	
Tableau III.44 : Comparaison des efforts dans les poutres loin du voile entre les deux structures..... 84	

<i>Tableau III.45 : Comparaison des efforts dans les poteaux entre les deux structures.....</i>	84
<i>Tableau III.46 : Comparaison des sections d'armatures dans les poteaux entre les deux structures.....</i>	84
<i>Tableau III.47 : Comparaison des efforts dans les voiles entre les deux structures.....</i>	85
 <u>Chapitre IV : Etude de l'influence des porte-à-faux sur le comportement dynamique.</u>	
<i>Tableau IV.1: Comparaison en termes de comportement dynamique.....</i>	88
<i>Tableau IV.2 : Comparaison des déplacements absolus des trois structures.....</i>	88
<i>Tableau IV.3 : Comparaison de l'effort tranchant d'étage.....</i>	90
<i>Tableau IV.4. : Comparaison de moment fléchissant d'étage.....</i>	91
<i>Tableau IV.5 : Comparaison des efforts dans les poutres proches du voile entre les trois structures.....</i>	93
<i>Tableau IV.6 : Comparaison des efforts dans les poutres loin du voile entre les trois structures.....</i>	93
<i>Tableau IV.7 : Comparaison des efforts dans les poteaux entre les trois structures.....</i>	94
<i>Tableau IV.8 : Comparaison des sections d'armatures dans les poteaux entre les trois structures.....</i>	94
..	
<i>Tableau IV.9 : Comparaison des efforts dans les voiles entre les trois structures.....</i>	94
<i>Tableau IV.10 : Variation des efforts internes dans les poutres principales en console des portes à faux.....</i>	95
<i>Tableau IV.11 : Variation des efforts internes dans les poutres secondaires en console des porte-à-faux.....</i>	96
<i>Tableau IV.12: Variation des efforts internes dans les poutres principales rattachées aux portes à faux en dalle pleine.....</i>	97
<i>Tableau IV.13 : Variation des forces axiales au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux au niveau de la base.....</i>	97
<i>Tableau IV.14 : Variation d'effort tranchant au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux au niveau de la base.....</i>	98
<i>Tableau IV.15: Effet du mouvement sismique vertical EZ sur l'effort tranchant à la base.....</i>	98
<i>Tableau IV.16: Effet du mouvement sismique vertical EZ sur le moment de renversement.....</i>	99
<i>Tableau IV.17 : Comportement dynamique de la structure STR 2(1,5m).....</i>	104
<i>Tableau IV.18 : Comportement dynamique de la structure STR3 (2m).....</i>	104
<i>Tableau IV.19 : Comportement dynamique de la structure STR4 (2,5 m).....</i>	105
<i>Tableau IV.20 : Comparaison des déplacements absolus des trois structures.....</i>	106
<i>Tableau IV.21 : Comparaison de l'effort tranchant d'étage.....</i>	106
<i>Tableau IV.22 : Efforts tranchant totale maximum à la base des trois structures.....</i>	107
<i>Tableau IV.23 : Comparaison de moment fléchissant d'étage.....</i>	108
<i>Tableau IV.24 : Moment renversant à la base des trois structures.....</i>	109
<i>Tableau IV.25: Comparaison des efforts dans les poutres proches du voile entre les trois structures.....</i>	110

<i>Tableau IV.26 : Comparaison des efforts dans les poutres loin du voile entre les trois structures.....</i>	111
<i>Tableau IV.27 : Comparaison des efforts dans les poteaux entre les trois structures.....</i>	111
<i>Tableau IV.28 : Comparaison des sections d'armatures dans les poteaux entre les trois structures.....</i>	111
<i>Tableau IV.29 : Comparaison des efforts dans les voiles entre les trois structures.....</i>	111
<i>Tableau IV.30 : Variation des efforts internes dans les poutres principales en console des porte-à-faux.....</i>	112
<i>Tableau IV.31 : Variation des efforts internes dans les poutres secondaires en console des porte-à-faux.....</i>	112
<i>Tableau IV.32: Variation des efforts internes dans les poutres principales rattachées aux portes à faux en dalle pleine.....</i>	113
<i>Tableau IV.33 : Variation des forces axiales au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux à la base....</i>	113
<i>Tableau IV. 34 : Variation d'effort tranchant au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux à la base...</i>	114
<i>Tableau IV.35 : Effet du mouvement sismique vertical EZ sur l'effort tranchant a la base.....</i>	114
<i>Tableau IV.36: Effet du mouvement sismique vertical EZ sur le moment de renversement.....</i>	114
<i>Tableau IV.37: Comparaison en termes de comportement dynamique par l'analyse modale spectrale.....</i>	116
<i>Tableau IV.38: Comparaison en termes de comportement dynamique par l'analyse temporelle.....</i>	116
<i>Tableau IV.39 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle en termes de déplacement dans le sens x-x.....</i>	117
<i>Tableau IV.40 : Résultats de Comparaison de l'analyse spectrale et temporelle en termes de déplacement dans le sens y-y.....</i>	117
<i>Tableau IV.41 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle en termes d'effort tranchant d'étage dans le sens x-x.....</i>	119
<i>Tableau IV.42 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle en termes d'effort tranchant d'étage dans le sens y-y.....</i>	119
<i>Tableau IV.43: Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle en termes de moment fléchissant d'étage dans le sens x-x.....</i>	121
<i>Tableau IV.44 : Résultats de Comparaison de l'analyse spectrale et temporelle en termes de moment fléchissant d'étage dans le sens y-y.....</i>	122
<i>Tableau IV.45 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle des poutres principales proche des voiles des trois structures.....</i>	123
<i>Tableau IV.46 : Résultats de Comparaison de l'analyse spectrale et temporelle des poutres principales loin des voiles des trois structures.....</i>	124
<i>Tableau IV.47 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle des poutres secondaires proche des voiles des trois structures.....</i>	124
<i>Tableau IV.48 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle des poutres secondaires proche des voiles des trois structures.....</i>	125

Tableau IV.49 : Comparaison des efforts dans les poteaux entre les trois structures par les deux méthodes d'analyse.....	125
Tableau IV.50 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle des voiles des trois structures.....	127
Tableau IV.51 : Variation des efforts internes dans les poutres principales en console des portes à faux sous le mouvement vertical.....	128
Tableau IV.52 : Variation des efforts internes dans les poutres secondaires en console des portes à faux sous le mouvement vertical.....	128
Tableau IV.53 : Variation des efforts internes dans les poutres principales rattachées aux portes à faux en dalle pleine.....	129
Tableau IV.54 : Variation des forces axiales et effort tranchant au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux au niveau de la base.....	130
Tableau IV.55 : Efforts tranchant totale maximum à la base des trois structures et l'effet du séisme vertical.....	131
Tableau IV.56 : Moment renversant totale maximum à la base des trois structures.....	132

Liste des figures

Chapitre I : Etude bibliographique.

Figure I.1 : Carte de la sismicité historique de 1365 à 2003	4
Figure I.2 : Carte sismotectonique du nord d'Algérie.....	4
Figure I.3: Localisation du choc principal (étoile rouge) et des répliques du séisme 21/05/2003	5
Figure I.4 : Les principales failles intra-plaque de l'Algérois.....	6
Figure I.5 : Schéma d'un porte-à-faux.....	10
Figure I.6 : Fonctionnement d'un porte-à-faux.....	10
Figure I.7 : Une dalle nervurée.....	11
Figure I.8 : Une maison de famille d'Annenberg en Californie « Camp David of the West ».....	12
Figure I.9 : Auvent du jardin de Molenbeek-Saint-Jean.....	12
Figure I.10 : Une maison sur la cascade.....	13
Figure I.11 : Terrasse solarium surplombant une falaise.....	14
Figure I.12 : Des balcons "plongeur" une falaise de l'hôtel Le Flaine.....	14
Figure I.13 : Immeuble mixte Neocittà.....	14
Figure I.14 : Oscillations verticales des constructions.....	17
Figure I.15 : Oscillations verticales de porte-à-faux.....	18
Figure I.16 : Balcons en porte-à-faux ne nécessitant pas de vérification de sécurité (Règles PS- MI 89/92)...	18
Figure I.17 : Dalle de balcon en porte-à-faux.....	19
Figure I.18 : Effondrement des porte-à-faux, séisme Los Angeles (1994).....	19
Figure I.19: Effondrement des balcons en porte-à-faux, séisme Gujarat, en inde (2001).....	19
Figure I.20 : Rupture de porte-à-faux, séisme de San Fernando, aux États-Unis (1971).....	20
Figure I. 21 : Une rotation de la poutre console, séisme de San Fernando, en Californie(1971).....	20
Figure I.22: Couples des forces convertis au moment.....	20
Figure I.23: Effondrement des coursives en porte-à-faux, séisme de Kobé, en japon (1995).....	21
Figure I.24: Effondrement des poutres consoles en séisme de Cariaco en Venezuela (1997).....	21
Figure I.25 : Effondrements des structures en béton armé, en maçonnerie, et des éléments non structuraux, séisme de l'Aquila (2009).....	21
Figure I.26 : Principe de la méthode statique équivalente.....	22
Figure I.27 : Principe de la méthode modale spectrale.....	22

Figure I.28 : Principe de la méthode temporelle élastique	23
Figure I.29 : Principe de la méthode PUSHOVER (courbe de capacité de la structure)	24

Chapitre II : Présentation et pré dimensionnement de la structure.

Figure II. 1: figure d'un plancher en corps creux	30
Figure II. 2 : principaux termes relatives à un escalier	32
Figure II. 3 : schéma statique de la volée et le palier	33
Figure II. 4 : coupe des différentes couches qui composent le plancher de la terrasse	36
Figure II.5 : coupe des différentes couches qui composent le plancher de l'étage courant	37
Figure II.6 : coupe verticale du mur extérieur	38
Figure II.7: dalle pleine	38
Figure II. 8 : Surface d'influence du poteau B4 de l'étage terrasse (S_{n1})	40
Figure II.9 : Surface d'influence du poteau B4 des étages courants (S_{n2})	40
Figure II.10 : Coupe d'un voile en élévation	50
Figure II.11 : schématisation des voiles	50

Chapitre III : Etude comparative (Structure sans porte-à-faux / Structure avec porte-à-faux).

Figure III.1. : Vue en élévation de la structure sans porte-à-faux	56
Figure III.2. : Les trois premiers modes de vibration	57
Figure III.3 : Répartition des charges sismiques horizontales	58
Figure III.4 : Schéma de disposition des voiles (vue en plan)	58
Figure III.5 : Vue en plan du 1^{er} étage et l'étage en attique	61
Figure III.6 : Vue en élévation de la structure avec porte-à-faux de 1,5 m de longueur	70
Figure III.7 : Les trois premiers modes de vibration	71
Figure III.8: Reprise des charges sismiques horizontales	71
Figure III.9: Histogramme montrant les déplacements absolus des deux structures dans le sens xx	80
Figure III.10 : Histogramme montrant les déplacements absolus des deux structures dans le sens yy	80
Figure III.11:Histogramme en 3D montrant l'effort tranchant d'étage des deux structures dans le sens xx ...	81
Figure III.12:Histogramme en 3D montrant l'effort tranchant d'étage des deux structures dans le sens yy ...	82
Figure III.13:(A) Graphe de la variation du moment fléchissant d'étage dans les deux structures (sens xx) ... (B) La différence des moments fléchissant d'étage en % entres les deux structures (sens xx)	82

Figure III.14: (C) Graphe de variation du moment fléchissant d'étage dans les deux structures (sens yy).....	83
(D) La différence des moments fléchissant d'étage en % entres les deux structures (sens yy).	

Chapitre IV : Etude de l'influence des porte-à-faux sur le comportement dynamique.

Figure IV.1 : Vue en plan de la structure STR2 (1,5m).....	87
Figure IV.2 : Vue en plan de la structure STR3 (2m).....	87
Figure IV.3 : Vue en plan de la structure STR3 (2,5m).....	87
Figure IV.4: Histogramme d'évolution de la période fondamental pour les trois variantes	88
Figure IV.5: Histogrammes de déplacements absolus des trois structures avec porte à faux suivant xx (δ^k_{ex})....	89
Figure IV.6 : Histogrammes de déplacements absolus des trois structures avec porte à faux suivant yy (δ^k_{ey})...	89
Figure IV.7: Histogrammes de déplacement absolu maximal des trois variantes dans les deux sens (δ^k_{ex} , δ^k_{ey}).	89
Figure IV.8 : Histogramme des efforts tranchant d'étage des trois structures avec porte à faux suivant xx (V_x).....	90
Figure IV.9: Histogramme des efforts tranchant d'étage des trois structures avec porte à faux suivant yy (V_y).....	91
Figure IV.10 : Courbes des moments fléchissant d'étage des trois structures avec porte à faux dans les deux sens (M_x , M_y).....	91
Figure VI.11 : Disposition des poutres principales et secondaires proche et loin des voiles.....	92
Figure IV.12: Variation des moments fléchissant aux appuis négatifs sous ($GQExEy$) et ($GQExEyEz$).....	95
Figure IV.13 : Variation des efforts tranchants des poutres en console des porte-à-faux sous ($GQExEy$) et ($GQExEyEz$).....	96
Figure IV.14 : Effet du séisme vertical E_z sur la variation des efforts internes dans les poutres secondaires en console des portes à faux.....	96
Figure IV.15 : Effet du séisme vertical E_z sur la Variation de l'effort tranchant des poteaux rattachés aux Porte-à-faux.....	98
Figure IV.16 : Effet du mouvement sismique vertical EZ sur le moment de renversement suivant xx et yy en fonction des longueurs des porte-à-faux.....	99
Figure IV.17 : Accélérogramme de Boumerdes du 21/05/2003 (E-O).....	101
Figure IV.18: Accélérogramme de Boumerdes du 21/05/2003 (verticale).....	102
Figure IV. 19: Oscillateur simple.....	102
Figure IV.20 : Histogramme d'évolution de la période fondamental pour les trois variantes	105
Figure IV.21 : Histogrammes de déplacement absolu maximal des trois variantes dans les deux sens (δ^k_{ex} , δ^k_{ey}).....	106
Figure VI.22 : Effort tranchant à la base des trois structures dans le sens x-x.....	107
Figure VI.23 : Effort tranchant à la base des trois structures dans le sens y-y.....	108
Figure VI.24 : moment renversant à la base des trois structures dans le sens x-x.....	109

Figure VI.25 : Moment renversant à la base des trois structures dans le sens y-y.....	110
Figure IV.26 : La raideur et inertie d'une poutre en console.....	112
Figure VI.27: Histogramme d'évolution de la période fondamentale pour les trois variantes avec les deux types d'analyses.....	116
Figure VI.28 : Histogrammes d'évolution du déplacement absolu maximum au sommet des trois structures dans les deux sens avec les deux types d'analyse.....	118
Figure VI.29 : Histogrammes d'évolution de l'effort tranchant maximum à la base des trois structures dans les deux sens avec les deux types d'analyses.....	120
Figure VI.30 : Histogrammes d'évolution du moment de renversement maximum à la base des trois structures dans les deux sens avec les deux types d'analyse.....	122
Figure VI.31 : Histogrammes des armatures transversales et longitudinales des poteaux (50x50) cm² à la base des trois structures avec les deux types d'analyse.....	126

RÉSUMÉ

Les structures en béton armé sont généralement sollicitées par un mouvement sismique tridimensionnel. Durant ces dernières décennies, plusieurs études ont été menées par une analyse dynamique tout en considérant le mouvement sismique horizontal, par contre la composante sismique verticale a été souvent sous-estimée ou pratiquement ignorée. Par ailleurs, l'observation des dommages causés par ce mouvement sismique spécifiquement sur les éléments horizontaux non structuraux notamment les porte-à-faux de grande portée, ainsi que la disponibilité des enregistrements sismiques près des foyers sismiques ont conduit les chercheurs à s'intéresser sur la prise en compte du mouvement sismique vertical, et de ses effets sur la réponse des structures.

Pour ce faire, on effectuera une analyse dynamique par le logiciel d'analyse des structures « ETABS 9.6.0 », qui sera appliqué à un bâtiment en (R+5+1 étage en attique), comprenant des porte-à-faux en béton armé et implanté dans une zone de forte sismicité. Dans une première partie, une étude comparative sera menée à travers les résultats du comportement dynamique obtenus par une analyse modale spectrale, et cela, en comparant deux structures (l'une sans et l'autre avec porte-à-faux de 1,5m de longueur), tout en respectant les prescriptions minimales de la Règlement Parasismique Algérienne RPA99/2003.

Dans une seconde partie, une étude paramétrique englobant des analyses dynamiques modales et temporelles linéaires par accélérogramme (enregistrés lors du séisme de BOUMERDES de 2003) sera menée. Cette dernière sera établie pour différentes configurations géométriques des structures étudiées (avec porte-à-faux ayant différents longueurs (1,5m; 2m et 2,5m)). Enfin, une étude comparative des différents résultats obtenus de ses deux types d'analyse sera effectuée.

Mots-clés : Composante sismique verticale, Porte-à-faux, Analyse temporelle, Accélérogramme.

ABSTRACT

Reinforced concrete structures are generally solicited by three-dimensional earthquake movement. During the last decades, several studies have been carried out by a dynamic analysis while considering the horizontal earthquake movement, on the other hand the vertical earthquake component has been often underestimated or practically ignored. Moreover, the observation of the damage caused by this earthquake movement specifically on the non-structural horizontal elements, particularly the long-cantilever overhangs, as well as the availability of earthquake recordings near the earthquake foci led the researchers to take an interest in on the taking into account of the vertical earthquake movement, and its effects on the response of the structures.

To do this, we will perform a dynamic analysis by the structural analysis software "ETABS 9.6.0", which will be applied to a building in (R + 5 + 1 floor attic), including cantilevers in reinforced concrete and implanted in an area of high seismicity. In a first part, a comparative study will be carried out through the results of the dynamic behavior obtained by a spectral modal analysis, and this, by comparing two structures (one without and the other with cantilever of 1,5m length), while respecting the minimum requirements of the Algerian Earthquake Regulation RPA99 / 2003.

In a second part, a parametric study encompassing linear modal and temporal dynamic analyzes by accelerogram (recorded during the BOUMERDES earthquake of 2003) will be conducted. The latter will be established for different geometric configurations of the studied structures (with cantilevers having different lengths (1.5m, 2m and 2.5m)). Finally, a comparative study of the different results obtained from its two types of analysis will be carried out.

Key-words: Vertical Earthquake Component, Cantilever, Time history, Accelerogram.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Les séismes font partie des cataclysmes naturels qui ont exercé une grande fascination sur l'humanité. Ils induisent des destructions importantes et occasionnent des pertes considérables en vies humaines et d'énormes dégâts matériels (sur les constructions : bâtiment, pont...etc), ce phénomène touche tous les pays de la méditerranée, notamment l'Algérie témoinnée par le fléau du séisme de BOUMERDES 2003 avec des conséquences mesurées de 2266 morts et 10261 blessés. Cela pose un ultime défi aux spécialistes de génie parasismique et aux ingénieurs en génie civil de concevoir des bâtiments, des ponts et des barrages capables de résister aux forces dévastatrices engendrées par les tremblements de terre.

Le comportement dynamique d'une structure soumise à un mouvement du sol, dépend aussi bien du mouvement d'excitation que des caractéristiques mécaniques et géométriques de la structure. Il est donc nécessaire d'en tenir compte lors de la modélisation numérique, ce qui constitue une étape importante dans l'analyse de la réponse dynamique de la structure, et cela en fournissant en données les différentes caractéristiques mécaniques et géométriques de la structure étudiée.

Lors d'un tremblement de terre sévère, il a été constaté que de nombreux bâtiments parasismiques en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mais une abondance des preuves sur terrain montre l'endommagement des éléments non structuraux spécialement les porte-à-faux de grande portée par le mouvement sismique considéré. Ce phénomène est engendré par l'effet de la composante verticale qui ne doit pas être négligée dans les zones de forte sismicité par les concepteurs du domaine de génie civil.

Cependant, il faut souligner que l'emploi des porte-à-faux dans les bâtiments en béton armé influence sur la stabilité des structures vis-à-vis des actions sismiques en particulière la composante verticale, afin de le prendre en compte dans le pré dimensionnement et le calcul de ces éléments. L'emploi de porte-à-faux modérés engendre des flèches plus importantes en raison de perte de leur rigidité sous l'effet de l'action sismique verticale.

En zone de forte sismicité, les structures doivent présenter une ductilité suffisante et être dimensionnées de sorte qu'une partie de l'énergie induite par le tremblement de terre, soit absorbée à travers des déformations plastiques sans perte de résistance.

Une étude plus poussée doit être effectuée afin d'évaluer l'effet des actions sismiques verticales sur les porte-à-faux assez larges dans les bâtiments en zone de forte sismicité. A partir de cette évaluation, on montre à quelle largeur ces porte-à-faux sont résistants et acceptables, et cela en utilisant le code parasismique en vigueur.

Dans le cadre de notre travail, l'objectif principal est d'évaluer l'effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique des structures avec porte-à-faux, et cela sera réalisé par son application sur un bâtiment en (R+5+1 étage en attique) à usage multiple, présentant une structure comprenant des porte-à-faux en béton arme, ce bâtiment est implanté dans une région à forte séismicité (zone III).

Afin d'atteindre cet objectif, la démarche de notre travail s'articule autour de quatre principaux chapitres :

Le premier chapitre fait l'objet d'un aperçu sur un état de l'art des structures en béton armé comprenant des porte-à-faux soumises au séisme horizontal et vertical, où quelques principes de conception et de calcul des efforts sismiques verticaux selon plusieurs codes parasismiques seront présentés. Ainsi, un aperçu sur quelques méthodes d'analyse de la réponse sismique des structures sera fait.

Introduction générale

Le deuxième chapitre, fait état à la présentation et la description de l'ouvrage étudié et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier. Ainsi, nous nous intéressons au pré-dimensionnement de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers ...) de la structure, et cela suivant le code de calcul de béton armé aux états limite BAEL91/99, et le règlement parasismique algérien RPA99/2003.

Puis, dans le troisième chapitre un intérêt particulier a été porté sur la modélisation, l'analyse et le dimensionnement de nos quatre différentes structures par le logiciel « ETABS 9.6.0 ». Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder aux différentes vérifications suivant la réglementation en vigueur. Par la suite, nous consacrons une dernière partie dans ce chapitre à faire une étude comparative entre les résultats obtenus (réponse dynamique) des deux structures (l'une sans porte-à-faux et l'autre avec porte-à-faux de 1,5m de longueur).

Le dernier chapitre concerne l'étude de l'influence de la composante sismique verticale sur les porte-à-faux appliqué sur trois structures avec des longueurs de porte-à-faux différentes (1,5m, 2m, 2,5m), et cela sera réalisé dans un premier temps par une étude comparative du comportement de ses structures par la méthode spectrale modale, puis par une analyse temporelle par accélérogramme (enregistré lors du séisme de BOUMERDES 2003). Ainsi, on termine ce chapitre par la comparaison des différents résultats obtenus par ses deux méthodes d'analyse.

Au final, nous terminerons par une conclusion générale qui dressera une synthèse des différents résultats auquel on a pu aboutir et ouvrant à d'éventuels perspectives.

Chapitre I

Etude bibliographique

Introduction

Le Nord de l'Algérie est connu par sa sismicité et parmi les séismes violents enregistrés récemment, celui d'El-Asnam 1980, Mascara 1994, Ain Témouchent 1999 et celui de Boumerdès 2003 furent les plus désastreux.

Cette activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques Africaine et Eurasienne qui sont en mouvement permanent.

Les structures en béton armé sont généralement soumises aux mouvements sismiques tridimensionnels. Dans les dernières décennies, plusieurs études approfondies ont été investies pour l'analyse dynamique de ces structures en considérant le mouvement sismique horizontal tandis que la composante verticale de l'excitation a été sous-estimée ou pratiquement ignorée. Cependant, l'importance du mouvement sismique vertical a été développée progressivement vu l'observation des dommages causés par ce mouvement, spécialement l'endommagement des éléments horizontaux non structuraux, notamment les porte-à-faux de grande portée par le mouvement sismique vertical et aussi avec l'accroissement du nombre des réseaux d'enregistrement des signaux sismiques près des sources.

I.1. La sismicité en Algérie (historique) :

En Algérie l'activité sismique est connue depuis 1365, date à laquelle le premier séisme a été mentionné (Abrazys et Vogt, 1988) [1]. L'analyse des différents catalogues de sismicité réalisés durant ces dernières décennies (Rothe 1950[2], Roussel et Benhallou 1971[3], Benhallou 1985[4]) a montré que la sismicité sur le territoire national n'est pas partout identique et que nous pouvons considérer actuellement quatre zones d'activité sismique différentes qui sont : la bordure Tellienne, la région des Hauts Plateaux, la région de l'Atlas Saharien, la région Saharienne (**Yelles Chaouche 2004**) [5].

La partie nord de l'Algérie, plus précisément la région tellienne est située le long de la frontière de convergence des plaques africaine et eurasiennne. Elle représente l'une des régions sismiques les plus actives de l'ouest de la méditerranée à cause de l'affrontement des deux plaques citées précédemment. Plus de 800 événements sismiques de magnitude supérieure ou égale à 4, ont permis de dresser une carte de sismicité pour le nord de l'Algérie et les régions limitrophes pour la période 1790-2000. Cette carte fait ressortir le caractère hautement sismique des chaînes littorales de l'Algérie, et est assortie d'une représentation des solutions focales de vingt séismes les plus significatifs, associés à la période 1954-2000.

Les hauts plateaux sont marqués par une faible sismicité, car aucun des événements sismiques ont été rapportés (**Yelles-Chaouche, 2003**) [6]. Cette sismicité s'atténue si on se dirige vers le sud vers l'Atlas Saharien et la région sahariennne.

L'Algérie a subi plusieurs séismes violents et dévastateurs. Nous citons, celui d'Oran en 1790 et Gouraya en 1891. Plus récemment, les séismes d'Orléans ville (09.09.1954), d'El Asnam (10.10.1980), de Constantine (27.10.1985), de Tipaza (29.10.1989), de Mascara (17.08.1994), d'Alger (04.09.1996), d'Ain Timouchent (22.12.1999), de Beni Ouartilane (10.11.2000) et de Boumerdes (21.05.2003). Tous ces tremblements de terre ont secoué le pays, laissant derrière eux des familles endeuillées et des dégâts considérables sur le bâti Algérien. En effet, le dernier séisme en date du 21 mai 2003, de magnitude 6.8 sur l'échelle de Richter, s'est produit dans une zone où l'activité sismique était considérée comme relativement modérée. Une faille importante non cartographiée de l'ordre de quelques dizaines de kilomètres a été à l'origine de ce séisme (**Hamizi et al., 2010**) [7].

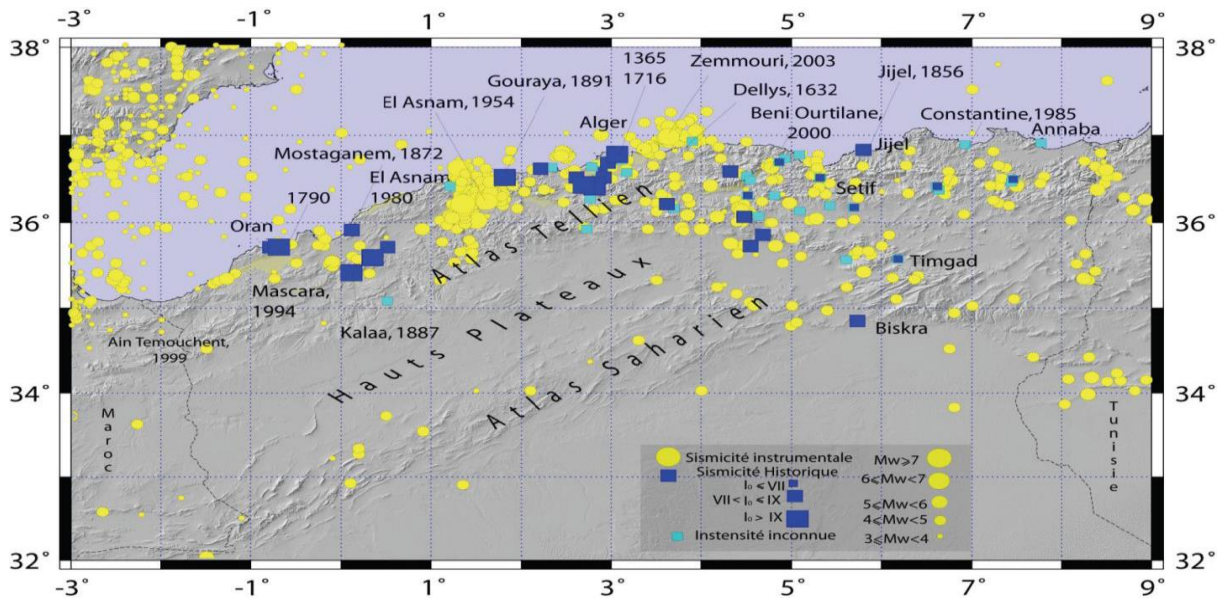


Figure I.1 : Carte de la sismicité historique de 1365 à 2003 (Harbi, 2006) [8].

L'étude de cette sismicité historique et contemporaine a permis d'élaborer les différents catalogues de sismicité (Benhallou, 1985[4], Mokrane et al., 1994[9], Bennouar, 1994[10]; Boudiaf, 1996[11], Yelles et al., 2002[12]) mais aussi différentes cartes de sismicité telles que celle des Intensité Maximale (Bockel, 1972[13], Roussel, 1973([14],[15]), Bezzeghoud, 1996[16]), d'Aléa sismique (Hamdache, 1998[17]). D'autre part, l'étude de quelques séismes récents (El Asnam, 1980, Boumerdes, 2003) ont permis de préciser les caractéristiques des séismes qui se produisent en Algérie. Ces séismes sont produits généralement par des plis, plis failles ou failles inverses de direction NNE-SSW témoignant du raccourcissement, comme l'indiquent les différents mécanismes au foyer, calculés dans le Nord algérien. Dans la région Est, les séismes semblent plutôt décrochant du fait d'une réorientation du champ de contraintes.

Les séismes algériens sont superficiels ne dépassant pas en profondeur les 15 km, ce qui les rend plus dangereux et perceptibles par la population. Il est bien évident que l'étude de la sismicité nord algérienne comme nous venons de le constater a été basée jusqu'à récemment sur des connaissances de sismicité historique ou bien de l'étude de certains séismes qui se sont produits.

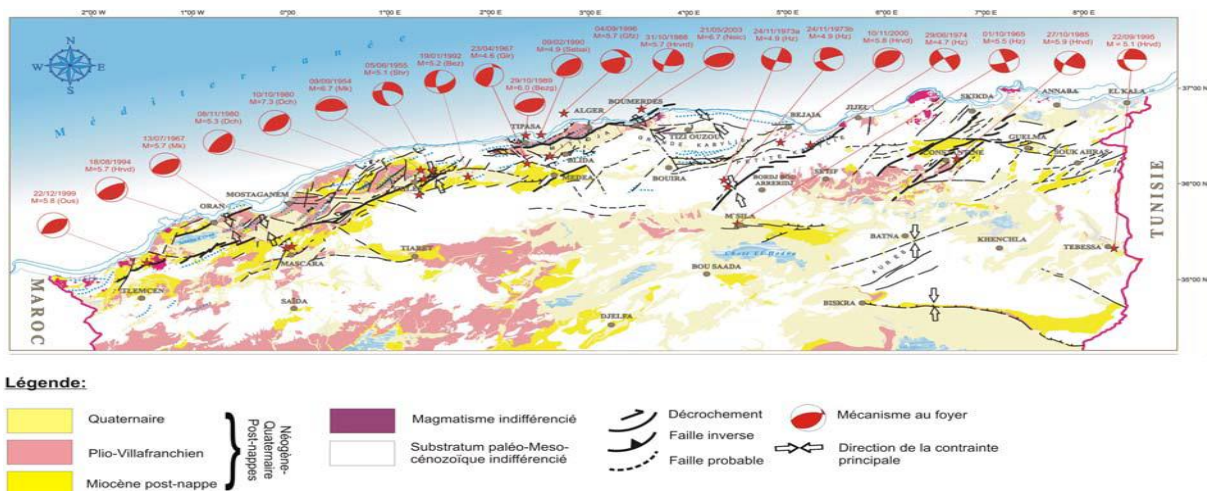


Figure I.2 : Carte sismotectonique du nord d'Algérie. Mécanismes au foyer des principaux séismes ayant secoués l'Algérie et structures actives du nord algérien (Carte inédite établit par le laboratoire sismotectonique du CRAAG, Djellit et al.)[18]

I.1.1.Exemples de séismes ayant marqué la sismicité de l'Algérie :

Séisme d'El Asnam du 10 octobre 1980 : Le séisme de 10 octobre 1980, superficiel (36.16° N, 1.39° E, profondeur = 10 km) reste le plus violent survenu à l'Atlas Tellien occidental ($M_s=7.3$). Ce tremblement de terre de magnitude a détruit complètement la ville. Dans la zone épiscopentrale d'intensité X, environ 3000 personnes sont mortes et 50 000 personnes étaient sans abri (Meghraoui, 1988) [19].

Séisme de Tipaza (Mont Chenoua) du 29 octobre 1989 :L'Atlas Tellien centre est secoué par un séisme de magnitude ($M_w = 6.0$). Cet événement est produit à 70 km à l'Ouest de la capitale Alger. L'épicentre a été localisé en mer au Nord du Mont Chenoua (Lat. = 36.66° Long. = 2.48° ; profondeur = 10km). Les répliques enregistrées et localisées par Bounif et al. (2003)[20]. Dans la zone de l'épicentre, le séisme de l'intensité VIII MSK (Yelles Chaouche, 1990) [21] a causé 22 décès et des blessures plus 300.

Séisme de Boumerdes-Zemmouri du 21 mai 2003 : De magnitude ($M_w = 6.8$), le séisme le plus violent qui s'est produit au nord de l'Algérie après le séisme d'El Asnam de 1980, il a été ressenti dans un rayon de 250 km. La magnitude de moment 6.8 avec un épicentre proche de la côte (Bounif et al., 2003) [20] a causé des dégâts importants dans cette ville et ses environs avec quelques 2200 morts et 11000 blessés, il a endommagé 100 bâtiments et 343 maisons individuelles (Zeghichi et al., 2005)[22]

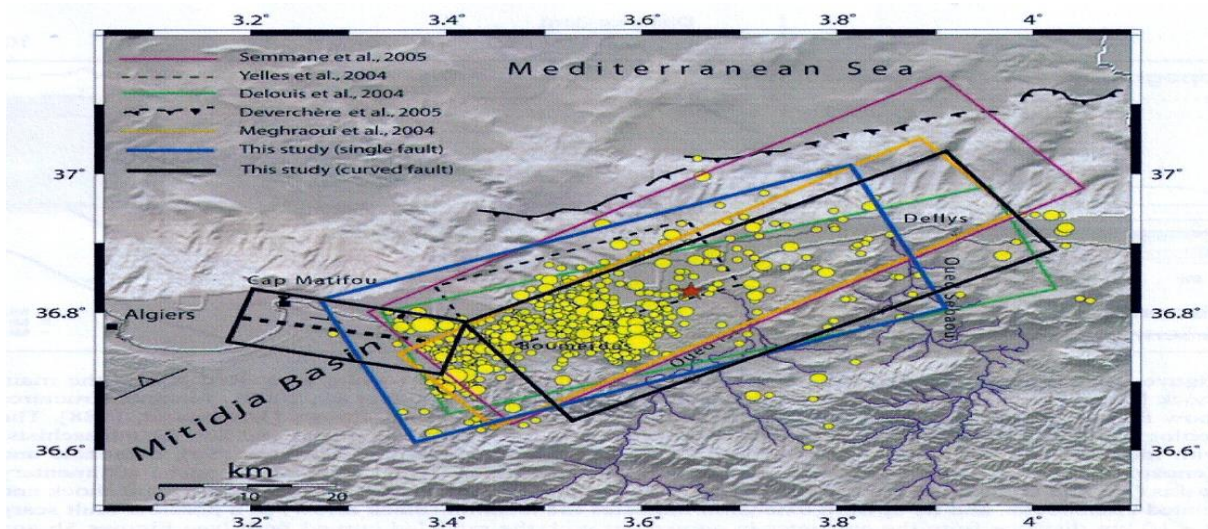


Figure I.3: Localisation du choc principal (étoile rouge) et des répliques du séisme 21/05/2003. Les rectangles de couleurs différentes montrent les différents modèles de la source sismique obtenus par différentes études (Belabbès et al, 2009) [23].

I.1.2.Les principales failles intra-plaque de l'Algérois :

Parmi les failles actives identifiées dans l'algérois, la faille du Sahel revêt une très grande importance car elle se situe proche de la capitale du pays où demeurent plus de trois millions d'habitant. La faille de Sahel constitue la continuation vers l'est de la faille de Ménaceur (à l'ouest du Nador). On pense que c'est une faille de chevauchement qui est à l'origine du soulèvement de la région côtière, s'étendant de l'est du mont Chenoua entre Nador et Tipasa-ville (figure I.4) jusqu'à la baie d'Alger (une distance d'environ 70 km)

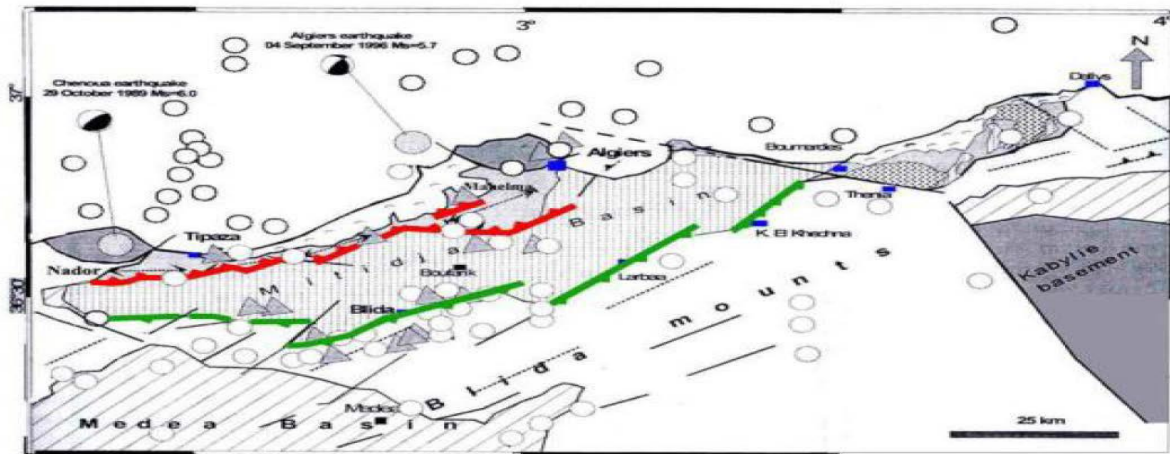


Figure I.4 : Les principales failles intra-plaque de l'Algérois : en rouge la faille du Sahel, en vert la faille sud de la Mitidja, Cercle =sismicité, triangle=sismicité historique

Concernant le système de faille associé à la partie sud de la structure du Sahel et le long de la partie nord de la plaine de la Mitidja, Glangeaud (1955) [24] pense que la Mitidja est associée à un système de failles plutôt extensif (failles normales plongeant vers le bassin).

Meghraoui (1988) [19], qui a effectué plusieurs travaux sur le séisme d'El-Asnam, trouve que la faille du Sahel et celle d'El-Asnam ont une signature sismo-tectonique identique. L'autre faille de l'Algérois probablement active et très controversée, est la faille de Thénia. Boudiaf et al, (1998) [25] se sont ainsi demandés si des changements "récents" dans le système de drainage proche de la faille de Thénia ne seraient pas liés à l'activité de celle-ci et donc à sa capacité de produire de violents séismes. La faille de Thénia constituant la bordure NE du bassin de Mitidja s'étend des Issers au sud-est jusqu'à quelques kilomètres off-shore au nord du massif de Bouzaréah dans la direction nord-ouest. Sa partie sud-est est la mieux cartographiée avec une direction N120°E (Boudiaf et al, 1998) [25].

Le décalage des cours d'eau observé sur des images aériennes et satellites suggère un décrochement dextre le long de ce segment de faille (SE). Plusieurs épencentres de séismes historiques ont été localisés près de cette faille (Ambraseys et Vogt, 1988[1] ; Bennouar, 1994[10]), mais ces analyses ne constituent pas une évidence claire de l'activité de cette dernière.

I.2. Etudes antérieures relatives à l'effet du mouvement sismique vertical sur les structures en béton armé :

Les caractéristiques de la composante horizontale du séisme ont été largement étudiées dans ces dernières décennies à la fois en génie parasismique et en sismologie. Cette composante est souvent utilisée pour déterminer le risque sismique. En revanche, la composante verticale du mouvement sismique a été pratiquement ignorée, ou sous-estimée. Cependant, la disponibilité des enregistrements mesurés près des sources des séismes forts récents tels que Northridge (1994) en Californie, Hyogoken Nambu (Kobe) en Japon (1995), Yogyakarta en Indonésie (2006) et Aquila en Italie (2009), a valorisé progressivement l'importance de la composante sismique verticale. En effet, l'analyse de cette dernière ainsi que ses effets néfastes sur les structures en béton armé ont fait état de plusieurs recherches.

I.2.1. Effets sur les ponts en béton armé :

Plusieurs études ont été publiées concernant l'effet de la composante sismique verticale sur les ponts en béton armé.

En 1991 Saadeghvaziri et Foutch [26] ont étudié l'importance relative de la composante verticale du mouvement sismique sur la réponse inélastique des ponts routiers. Ils ont montré que le mouvement sismique vertical génère des variations des forces axiales des piles, ce qui entraîne un changement de résistance au cisaillement. Il a été conclu que les dommages causés par la composante verticale sont minimes pour les mouvements sismiques d'accélération maximale de 0,4 g ou moins. Par contre, la structure peut subir des dommages plus importants pour les mouvements sismiques d'accélération maximale de 0,7 g ou plus.

Broderick et Elnashai (1995) [27] ont effectué une analyse non linéaire en 3-D d'un pont routier endommagé par le séisme de Northridge (1994) en vue d'évaluer les paramètres de réponse critique. Ils ont utilisé deux méthodes d'analyses, statique équivalente et dynamique temporelle sous les trois composantes sismiques, appliquées soit séparément ou en combinant deux à trois composantes, et en employant l'enregistrement le plus proche disponible du séisme, celui de la station de Santa Monica City Hall.

Ils ont observé que l'analyse dynamique sous un mouvement sismique uni axial n'a pas réussi à obtenir des résultats satisfaisants, tandis que l'analyse non linéaire en employant des excitations multiaxiales offre une solution potentiellement précise, si et seulement si un modèle correct de la structure peut être développé. Ils ont constaté que le mouvement sismique vertical a causé une grande variation des charges axiales au niveau des piles, en minimisant leurs résistances au cisaillement, cette constatation est compatible avec le mode de rupture observé sur le terrain.

Yu(1996) [28] a analysé les effets de la composante verticale du mouvement sismique sur les piles, les fondations, et les appareils d'appuis des trois ponts viaduc en utilisant l'enregistrement de la station Sylmar Hôpital (Northridge) comme un mouvement d'entrée. L'étude a montré l'augmentation de plus de 20% des forces axiales par rapport à celles dues aux charges permanentes, et une augmentation de 7% du moment longitudinal sur la pile.

Papazoglou et Elnashai (1996) [29] ont prouvé l'importance d'étudier l'effet du mouvement sismique vertical sur les structures, en analysant les preuves de terrain de trois séismes soutenues par des études analytiques. Ils ont confirmé que la rupture structurelle peut en résulter à cause de la traction directe ou la compression ainsi que par l'effet du mouvement sismique vertical sur les réponses au cisaillement et à la flexion.

Button et al (2002) [30] ont évalué la réponse de six différents ponts soumis aux composantes combinées horizontales et verticales des mouvements sismiques de magnitudes de 6.5 et 7.5. Ils ont réalisé des analyses spectrales pour les six ponts et des analyses dynamiques linéaires temporelles pour trois sur six ponts, ainsi qu'une analyse non linéaire pour un seul pont. A partir des analyses linéaires, ils ont conclu que la réponse horizontale n'est pas significativement influencée par le mouvement sismique vertical, tandis que les forces axiales ont été largement affectées, en particulier quand le pont est situé à une distance de la faille de moins de 10 à 20 km. Ils ont trouvé également à partir de l'analyse non linéaire que la réponse horizontale n'est pas sensiblement influencée par le mouvement vertical. Cependant, ils ont indiqué que cette dernière observation ne peut pas être généralisée puisque l'analyse non linéaire était effectuée seulement pour un cas.

Kunnath et al (2008) [31] ont étudié deux types des ponts routiers : Un pont à deux travées avec une pile de deux fûts, en considérant six différentes configurations structurelles. Et un pont à quatre travées avec trois piles en considérant trois différentes configurations structurelles. L'objectif de cette étude était d'évaluer les dispositions du SDC 2006 (Caltrans SeismicDesign Criteria) relatives à l'incorporation du mouvement sismique vertical dans la conception des ponts routiers. Ils ont conclu que la composante verticale du mouvement sismique affecte de manière significative les forces axiales dans les piles et les moments des tabliers à mi travée et au niveau des chevêtres, Ils ont aussi déduit que l'amplification des moments négatifs à mi travée était un principal problème qui doit être pris en compte dans le SDC. Ils ont recommandé de réexaminer deux critères du SDC, le premier était la prise en compte du mouvement sismique vertical seulement pour les sites où l'accélération maximales est

d'au moins 0.6 g, le deuxième était de considérer le mouvement sismique vertical en appliquant une force égale à 25 % des charges permanentes.

Récemment, Kim et al (2011) [32] ont présenté une évaluation analytique de l'effet du mouvement sismique vertical sur les piles de deux ponts en béton armé. Le premier est le pont receveur-distributeur (36) de l'autoroute (I10) de Santa Monica, endommagé durant le séisme de Northridge (1994). Le second est le pont N°04 choisi à partir des exemples de dimensionnement des ponts du FHWA (Federal Highway Administration). Ces études sont effectuées en utilisant une série d'enregistrements sismiques avec différents rapports (V/H) et intervalles de temps entre les pics des mouvements sismiques horizontal et vertical. Les auteurs ont conclu que :

- La période de vibration de la réponse inélastique est significativement affectée en incluant le mouvement sismique vertical pour le pont de Santa Monica. Tandis qu'elle augmente légèrement avec l'augmentation du rapport V/H pour le pont N°04 du FHWA. Cependant, une corrélation claire entre la période de vibration et l'intervalle de temps entre les pics n'a pas été observée.
- Pour les deux ponts les déplacements latéraux peuvent augmenter ou diminuer avec l'augmentation de l'amplitude verticale. La différence varie de -34% à +24% pour le pont de Santa Monica et de -7% à +11% pour le pont N°04 du FHWA.
- Quand le rapport V/H s'accroît, une augmentation considérable dans la variation des forces axiales dans les piles est observée.
- Dû au mouvement sismique vertical, les moments des piles varient, et tendent à s'accroître avec l'augmentation des rapports V/H. Pour certains enregistrements, les moments augmentent en raison des hautes variations des forces axiales, même si les déplacements latéraux sont réduits.
- L'augmentation considérable dans la variation des forces axiales due au mouvement sismique vertical conduit à une réduction remarquable des résistances aux cisaillements jusqu'à 30%.
- Le temps d'arrivée a un effet minime sur la variation des forces axiales et les efforts tranchants. Cependant, l'intervalle du temps d'arrivée a plutôt un effet important sur la résistance au cisaillement, où les changements sont de l'ordre de -10% à +17% pour le pont de Santa Monica, et de -7% à +18% pour le pont N° 04 de FHWA, comparativement à la réponse observée lorsque les pics des mouvements horizontal et vertical se coïncident.
- Les piles des ponts en béton armé soumises aux composantes sismiques combinées horizontales et verticales pourraient être plus vulnérables que celles soumises seulement au mouvement sismique horizontal. Par conséquent, l'inclusion du mouvement sismique vertical dans l'analyse est recommandée pour une évaluation sismique fiable des ponts en béton armé à proximité des failles actives, où le rapport V/H est susceptible d'être élevé.

I.2.2. Effets sur les bâtiments en béton armé :

Parmi les études relatives à celle de l'effet de la composante sismique verticale sur les bâtiments en béton armé, on cite :

Antoniou (1997) [33] qui a analysé un bâtiment en béton armé de 8 étages, en considérant une haute classe de ductilité de la réglementation EC8 (Eurocode8) et une accélération de conception de 0,3 g. Il a conclu que dû au mouvement sismique vertical la demande en force de compression a augmenté jusqu'à 100% ou même plus, tandis qu'une force importante de traction s'est développée dans les poteaux. Cette variation importante des forces axiales a augmenté la possibilité de rupture par cisaillement des poteaux.

Ghobarah et Elnashai (1998) [34] ont étudié un bâtiment en béton armé de 3 étages non ductile et un autre de 8 étages conçus selon l'EC8. Ces analyses ont montré que la composante verticale du mouvement sismique n'a pas affecté significativement les déplacements des planchers ainsi que les déplacements entre étages, alors qu'elle entraînait des dommages accumulés de 10% à 20%. Ils ont conclu aussi que le coefficient de comportement est affecté significativement suite à l'introduction du mouvement sismique vertical, dans certains cas ce coefficient marque une baisse de 30%.

Collier et Elnashai (2001)[35] ont proposé des procédures pour évaluer l'importance du mouvement sismique vertical, en indiquant quand ce mouvement doit être inclus dans le calcul sismique des bâtiments, et une démarche pour combiner les effets des actions sismiques verticales et horizontales. Ils ont analysé une structure en béton armé de 4 étages de type construction européenne des années 1960. Leur recherche est concentrée sur l'effet lié à la période verticale de vibration en considérant divers rapports de V/H et intervalles de temps entre les accélérations maximales horizontale et verticale. Il a été constaté que l'effet d'interaction entre les deux mouvements sismiques horizontal et vertical en fonction de l'intervalle de temps est significatif lorsque l'intervalle de temps entre les pics est inférieur à 2 secs. Ainsi, ils ont conclu que la période verticale de vibration peut être sensiblement affectée par les amplitudes d'accélération verticale et horizontale. Par conséquent des propositions sont faites pour incorporer ces amplitudes dans le calcul des périodes verticales de vibration élastique et inélastique. Ce en considérant également le couplage entre ces deux périodes.

Mwafy et Elnashai (2006) [36] ont réalisé des analyses importantes avec trois différents groupes de structure en béton armé comprenant : Une structure (poteaux-poutres) irrégulière de 8 étages, une structure (poteaux-poutres) régulière de 12 étages, et une structure mixte (poteaux-poutres-voiles) de 8 étages. Où chaque groupe de structure a quatre types différents de conception, ayant un total de douze bâtiments en béton armé. Ils ont conclu que l'effet du mouvement sismique vertical augmente quand la contribution de l'action sismique latérale est relativement petite, comme dans les cas des bâtiments peu élevés et des poteaux intérieurs des étages supérieurs pour les structures à hauteurs importantes. Ils ont indiqué que seulement quand le mouvement sismique vertical était inclus, les paramètres de la réponse globale peuvent augmenter de plus de 22% au PGA de conception, les déplacements entre étages à l'état de limitation des dommages sont fréquemment atteints pour des séismes de faibles intensités, une augmentation des forces axiales de compression dans les poteaux allant jusqu'à 45%, une détection des forces de traction, ainsi qu'une augmentation presque de 58% de la demande de ductilité en courbure. Cependant, ils ont vu que la robustesse et la grande marge de sécurité des poteaux conçus par les codes sismiques modernes protègent involontairement les poteaux de la rupture par cisaillement.

Récemment, Di Sarno et al (2011) [37] ont réalisé de nombreuses analyses dynamiques paramétriques non linéaires sur deux modèles structuraux simplifiés, dimensionnés en considérant seulement les charges gravitaires. Ces modèles types comprennent un poteau en porte à faux et une structure poteaux-poutres composée de deux étages où chaque plancher repose sur six poteaux. Les sollicitations sismiques appliquées sont les composantes horizontales et verticales enregistrées lors du séisme de l'Aquila (Italy) en 2009.

Ils ont constaté que la variation des charges axiales est significative dans les poteaux sous les chargements combinés des composantes sismiques horizontales et verticales, en particulier en compression. L'augmentation moyenne des charges de compression varie entre 17% et 59% pour les différentes valeurs de l'effort normal réduit considérées. Lorsque ces dernières sont élevées, les points d'interaction charge axiale-moment fléchissant calculés se trouvent au-delà des seuils des courbes d'interaction, ce qui indique que la rupture peut se produire. Ils ont également remarqué que les fortes variations des charges axiales dans les poteaux ont affecté significativement la résistance au cisaillement. Ainsi, les poteaux centraux des structures à plusieurs étages sont fortement touchés par les chargements combinés des composantes sismiques horizontales et verticales. De plus, ils ont enregistré des forces de traction au niveau des poteaux de petite à moyenne charge gravitaire.

Finalement, ils ont conclu qu'une évaluation sismique fiable des systèmes poteaux-poutres exige la combinaison entre les composantes sismiques horizontale et verticale, en particulier pour les sites

situés à proximité des failles actives. Cependant, ils ont recommandé de soutenir ces résultats par d'autres recherches expérimentales et numériques.

I.3. Définitions et exemples sur les bâtiments à porte-à-faux :

I.3.1. Définition du bâtiment en porte-à-faux :

Un bâtiment ou ouvrage est dit en porte-à-faux (cantilever) lorsqu'il n'est pas directement soutenu par un élément porteur situé sous celui-ci, c'est-à-dire sans support immédiat en dessous de l'élément en porte-à-faux (figure I.5). L'impact direct évident est donc un déséquilibre de la structure.

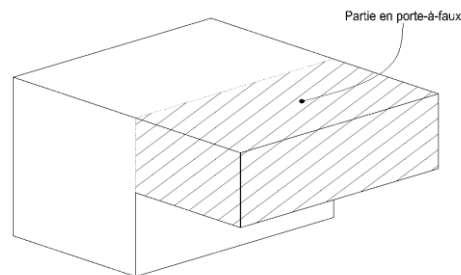


Figure I.5 : Schéma d'un porte-à-faux. [38]

I.3.2. Point de vue ingénierie :

Un élément en porte-à-faux réagit sur le reste de la construction. L'équilibre réside alors dans la transmission d'efforts verticaux au droit de son point d'accroche en amont, mais également en efforts horizontaux antagonistes s'opposant à la rotation de la partie de structure avancée (figure I.6). Ces efforts horizontaux transitent alors vers les fondations par le biais des éléments de contreventement de l'ouvrage situés en amont du porte-à-faux.

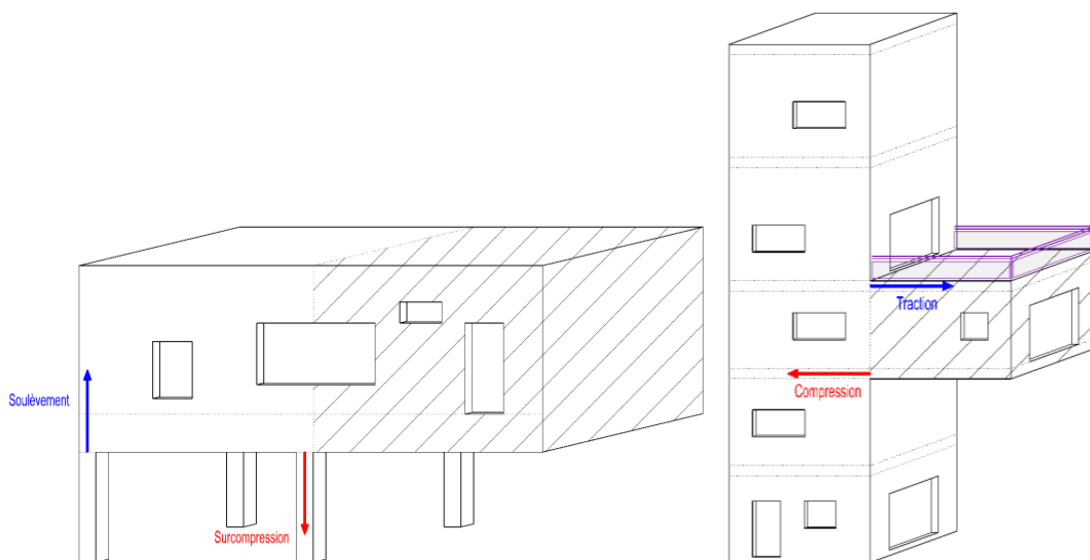


Figure I.6 : Fonctionnement d'un porte-à-faux. [38]

En phase de conception, un élément en porte-à-faux oblige donc les ingénieurs à étudier l'impact de celui-ci sur le reste de la construction en estimant les efforts appliqués au reste de la structure, et en vérifiant et justifiant les éléments composants cette structure en fonction des efforts (dimensionnement des poteaux sous les efforts de compression ou de traction, dimensionnement des éventuels ouvrages

soulevés, ou encore vérification des points de liaison entre l'élément en porte-à-faux et le bâtiment auquel il est rattaché) [38].

Les plateformes des portes à faux peuvent être répartir en quatre groupes principaux, à savoir : à dalle pleine, à corps creux, nervurée et à caisson.

A) Porte à faux à dalle pleine :

Le porte à faux est constitué par la dalle pleine, appelée aussi « dalle massive » est une plaque dont l'épaisseur est petite par rapport à ses autres dimensions. Son épaisseur (H) varie de $1/10$ à $1/35$ de la grande portée (L). Dans les bâtiments courants, elle varie entre 12 cm et 18 cm. Dans les bâtiments industriels, cette épaisseur est souvent plus forte. Les portées courantes de ces dalles (L) sont de 4m à 5m. Ces dalles portent sur un réseau de poutres secondaires et de poutres principales perpendiculaires aux précédentes.

Le porte-à-faux à dalle pleine travaille dans les deux sens. Ce type de dalle est très courant, car il permet une grande souplesse dans les portées et les formes, en particulier la facilité des divers percements [39].

B) Porte à faux à dalle en corps creux :

Cette solution, très communément employées dans les bâtiments d'habitation consiste à utiliser des hourdis creux et des poutrelles en béton armé. On pose à intervalles réguliers des poutrelles en béton armé préfabriquées et on remplit l'intervalle avec des hourdis de terre cuite, de béton [39].

C) Porte à faux à dalle nervurée :

Il s'agit d'une dalle plus légère que la dalle pleine. Elle est constituée par une dalle générale d'épaisseur relativement faible et qui varie entre 4cm et 10cm, et par des poutrelles rapprochées (figure I.7).

La hauteur totale (H) (Nervure + Dalle) varie de 25cm à 35cm. La dalle nervurée est indiquée pour un porte-à-faux de grande portée et se situe à grande hauteur. Elle porte dans un seul sens. Lorsque la portée (L) dépasse 4m, il est nécessaire de prévoir une ou plusieurs nervures transversales de raidissement afin de solidariser les autres nervures. Ce type de dalle offre moins de souplesse d'utilisation que la dalle pleine [39].

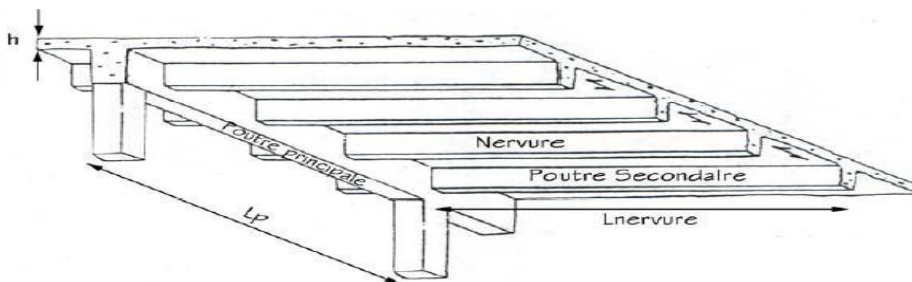


Figure I.7 : Une dalle nervurée. [38]

D) Porte à faux à dalle caisson :

Le cas des dalles caissons ou encore à cassettes se rapproche beaucoup des dalles nervurées. Sauf que dans ce cas les nervures sont dans deux directions qui peuvent être orthogonales ou non. Ce type de dalle est réputé très rigide et résistant tout en étant très économique. On le rencontre souvent pour de grandes portées ainsi que des charges importantes prévalent.

Aussi dans les zones sismiques, de telles dalles ont une très bonne réputation en termes de répartition des efforts sismique aux différents éléments du contreventement (rigidité dans le plan de la dalle très

importante avec une invariabilité directionnelle dans cette conception, reste que la complication due à la réalisation (coffrage-ferraillage)).

Les caractéristiques dimensionnelles dans ce cas sont telles que :

- Porté libre de 12 à 20 mètres.
- L'épaisseur de la dalle au minimum 12 cm
- L'espacement des nervures est variable de 60 cm à 1.20 mètres.
- La retombée des nervures est bornée par la relation : $\frac{1}{20} \leq \frac{h_{nervure}}{L_{min}} \leq \frac{1}{15}$ [39].

C'est le cas d'un auvent en béton de « Camp David of the West » maison de famille d'Annenberg en Californie, réalisé par l'Architecte A. Quincy Jones, se compose d'une grille octogonale de poutres (figure I.8) [40].



Figure I.8 : Une maison de famille d'Annenberg en Californie « Camp David of the West ».

I.3.3. Exemples des portes à faux réalisés :

Dans cette partie de ce chapitre, nous présentons quelques ouvrages architecturaux récents qui montrent des résolutions particulières à la réalisation de porte-à-faux, tels que :

1. Auvent du jardin de Molenbeek-Saint-Jean :

Cet auvent carré en béton, réalisé dans le cadre d'un contrat de quartier pour un jardin récréatif à Molenbeek-Saint-Jean, se compose d'une grille octogonale de poutres (figure I.9).

Les poutres aux côtés ont un très grand moment sur appui. Ces moments coïncident avec le moment d'une poutre en porte-à-faux de 9 m soumise à la même charge.

Les poutres centrales de l'auvent ont quant à elles un grand moment en travée, comparable à celui d'une poutre avec une portée de 18 mètres. Comme l'auvent n'est porté que par une colonne au milieu de chaque côté, la construction peut être qualifiée d'instable. D'éventuelles charges excentriques ou de grandes découpes causent alors des déformations progressives.



Figure I.9 : Auvent du jardin de Molenbeek-Saint-Jean.

La déformation de l'auvent due à la charge permanente (1 à 3 cm) est exécutée dans le coffrage en contre-pente. Vu la configuration des découpes dans le toit, les déformations théoriques dans les 4 coins de l'auvent ont des valeurs très différentes. Pour uniformiser ces déformations, les cassettes ont

été réalisées plus basses par endroits, le poids manquant des grandes découpes a pu ainsi être compensé [41].

2. La maison sur la cascade (Fallingwater) :

En 1936, Frank Lloyd Wright l'architecte américain a conçu une maison en forêt de Pennsylvanie avec ses terrasses en béton en porte à faux planent quelques 30 pieds au-dessus des chutes de Bear Run qui lui donnent une élégance absolue (figure I.10).

En 1990, le bâtiment risque de s'effondrer donc une étude avait constaté un affaissement conséquent des spectaculaires terrasses imaginées en porte-à-faux. S'y ajoutaient notamment des failles entre les dalles et le parapet des portes qui se s'ouvrait plus, des vitrages qui avaient explosé sous les contraintes, des défauts d'étanchéité.

Ce chef d'œuvre compte deux porte-à-faux principaux celle du 1^{er} étage prolongeant le salon, la terrasse orienté Est-Ouest est soutenue par des solives de béton les poutres formant parapet. Au 2^{ème} étage une terrasse principale orientée sud qui dépasse la première de 1.83 m.

Lors de la construction de la maison un problème est apparu ou les poutres se seraient provoquées une courbure trop prononcée sous leur poids. Pour solidifier ces poutres le cabinet d'ingénieur avait doublé le nombre d'acier.

En 1996, il est décidé de consolider l'édifice sans modifier son aspect extérieur vis-à-vis des déformations continues des poutres principales via la précontrainte par post-tension des poutres principales. Les poutres maîtresses en béton ont été percées dans toute leur longueur afin d'y glisser des câbles d'acier qui ont été ensuite tendus pour redresser et rigidifier la structure. Cette opération, délicate et très lourde.



Figure I.10 : Une maison sur la cascade.

3. Hôtel le Flaine :

L'hôtel le Flaine est le premier hôtel achevé pour l'ouverture de la station à Noël 1968. Le projet est dessiné en 1962 par M. Breuer. Implanté à l'ouest du Forum, c'est le seul bâtiment orienté est-ouest, prolongé au nord d'un volume équivalent (la résidence Betelgeuse).

L'ensemble ferme l'espace central de la station, par ailleurs ouvert au sud sur le domaine skiable. Le pignon aval (terrasse solarium en belvédère sur le domaine skiable) (figure I.11) s'élève selon un profil en porte-à-faux en béton ancré dans la falaise, dont le volume imposant domine le niveau Flaine front de neige.

La construction comporte un niveau sur pilotis qui maintient la continuité du regard entre le Forum et l'entrée de la station. Au-dessus le rez-de-chaussée surélevé est consacré aux parties collectives, surmonté de 4 niveaux de chambres, desservies par un couloir central et aménagées dans des travées identiques, côtés est et ouest (largeur 3.825 m, profondeur 5.98 m).

Chaque chambre bénéficie d'un balcon terrasse en saillie (1.955 m × 1.85 m) de façon à prolonger largement les chambres dans le vide (figure I.12), et donc dans le paysage. Ces balcons sont isolés les uns des autres [42].

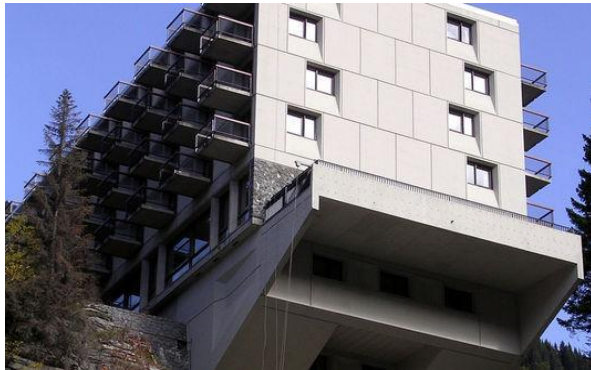


Figure I.11 : Terrasse solarium surplombant une falaise.



Figure I.12 : Des balcons "plongeoir" une falaise de l'hôtel Le Flaine.

4. Immeuble mixte Neocittà :

L'immeuble mixte de commerces, logements et bureaux Neocittà à Seraing s'implante à front de rue et est agrémenté par un parc à l'arrière du bâtiment.

La volonté des auteurs de ce projet est de réaliser à travers le bâtiment une connexion et un contact visuel entre le parc et la rue Cockerill, le reliant aux autres projets de réaffectation des anciens halls industriels.

La solution structurelle consiste à former un squelette rigide avec un long voile central de 50 cm d'épaisseur sur 3 niveaux, et avec des voiles transversaux de 20 cm formant des travées régulières de 6m. Le système est complété par les dalles de 20 cm supportant les appartements entre les voiles.

En libérant au maximum le rez-de-chaussée de tout élément structurel, les seuls appuis du bâtiment sont les deux noyaux de circulations verticales et le voile contre mitoyen longeant la rampe d'accès au parking. La superstructure du bâtiment de 72m de long sur 15 m de large se trouve donc en porte-à-faux longitudinalement et transversalement.

Le caractère monolithique et hautement hyperstatique de la structure en béton armé facilite le franchissement de portées considérables tout en conservant des déformations admissibles pour un bâtiment: un porte-à-faux de 13 m à l'extrémité du bâtiment ainsi qu'une travée centrale de 25 m, sans support vertical intermédiaire ni retombée de poutres au haut du rez-de-chaussée [41].



Figure I.13 : Immeuble mixte Neocittà

I.4. Vue d'ensemble des codes sismiques relatifs au mouvement sismique vertical :

Dans les codes sismiques, la composante sismique verticale est représentée différemment, ou on peut citer quelques exemples.

I.4.1. Règlement Parasismique Algérien (RPA) 1999/2003 :

Dans le RPA99/2003[43], on trouve une seule recommandation relative au mouvement sismique vertical, qui est énoncée comme suit :

« Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1.50 m de long et ceci, en zone sismique IIb et III ». Où il faut appliquer une force ascendante nette :

$$F_v = 0.5 A \cdot W_p$$

Avec :

W_p : Poids propre de l'élément en porte à faux.

A : coefficient sismique de zone [43].

I.4.2. Uniform Building Code (UBC), 1997:

Suivant l'UBC 1997[45], la composante sismique verticale est définie comme suit : Pour un calcul Statique Equivalent, le chargement sismique dû à la composante sismique verticale est égal à :

$$F_v = 0.5 C I_a D$$

Avec:

C_a : coefficient sismique.

I : facteur d'importance.

D : charges permanentes

Pour le calcul des forces de dimensionnement, elle peut être prise zéro pour les contraintes admissibles de conception.

Dans le cas d'un calcul dynamique, la composante sismique verticale est définie en multipliant l'accélération horizontale par un facteur de 2/3. D'autres facteurs peuvent être utilisés lorsqu'ils sont justifiés par les données propres de chaque site.

Dans le cas où le facteur du champ proche N_a est supérieur à 1, un spectre de réponse vertical spécifique au site doit être utilisé au lieu du facteur de 2/3. A noter que le facteur du champ proche N_a est utilisé dans ce code pour la détermination du coefficient sismique C_a dans la zone sismique 4, lié à la proximité du bâtiment ou structure de la faille connue.

On retrouve également dans ce règlement, une recommandation spécifique aux zones 3 et 4 relative à l'effet du mouvement sismique vertical sur les portes à faux horizontaux et les éléments en béton précontraint, où il faut appliquer une force ascendante égale à :

$$F_v = 0.7 C_a I W_p$$

Avec:

W_p : Poids propre de l'élément en porte à faux [45].

I.4.3. Le code parasismique européen Eurocode 8 :

Selon l'Eurocode 8[46], La méthode décrite dans le code n'aborde que l'action horizontale sismique. Pour certains éléments horizontaux (notamment les porte-à-faux), il est également nécessaire de tenir compte de la direction verticale de l'action sismique, en complément de l'action sismique horizontale.

Cette composante verticale de l'action sismique n'est à considérer que pour les accélérations a_{vg} supérieure à 2.5 m/s^2 . L'article 4 II c de l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié précise les valeurs a_{vg}/a_g à adopter pour les zones de sismicité 2 à 5 [46].

En outre, l'Eurocode 8 suggère que si a_{vg} est supérieure à 0.25 g , il convient de prendre en compte la composante verticale de l'action sismique dans les cas suivants :

- Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 20 m de portée ou plus.
- Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 5 m de long.
- Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux.
- Poutres supportant des poteaux.
- Structures sur appuis parasismiques.

Pour son application, il convient de considérer les paramètres suivants :

- L'accélération verticale (a_{vg})
- Les éléments horizontaux étant, dans la majorité des cas, suspendus en sous-face de planchers, il convient de tenir compte des amplifications possibles (transferts de spectre).

La force sismique F_{av} appliquée verticalement (force ascendante ou descendante) peut être exprimée sous la forme :

$$F_{av} = \frac{S_{av} W_a \gamma_a}{q_a}$$

Avec :

F_{av} : force sismique verticale

S_{av} : coefficient sismique applicable aux éléments non structuraux horizontaux, défini comme suit :

$$S_{av} = \frac{a_{av}}{g} C_{av}$$

Avec :

C_{av} : coefficient d'amplification du spectre de plancher, dépendant en particulier de l'amortissement du sous-système composé par l'élément non structural et ses fixations.

Pour les ENS (**E**lément **N**on **S**tructuraux) appartenant au cadre bâti, la valeur $C_{av}=2$ peut généralement être adoptée.

Pour les porte-à-faux, le coefficient sismique S_{av} peut s'exprimer sous la forme :

$$S_{av} = \frac{2a_{av}}{g}$$

Le coefficient $C_{av}=2$ représente la valeur maximale de l'amplification due au spectre de plancher, et $\gamma = 1$ et $q_a = 1$ pour le cas des porte-à-faux en sous-face de planchers [48].

$$F_{av} = 2 \frac{a_{vg}}{g} W_a$$

➤ Combinaison des effets des composantes de l'action sismique :

Il est nécessaire de prendre en compte les effets de la composante sismique verticale seulement pour les cas suscités ainsi que les éléments en porte-à-faux ou les supports qui leur sont directement associés.

Chaque composante, verticale ou horizontale, est à considérer indépendamment. Il n'est pas nécessaire de combiner les actions induites par chacune de ces composantes.

On peut trouver la valeur maximale de chaque effet de l'action sur la structure, due aux deux composantes horizontales et à la composante verticale de l'action sismique comme [46] :

- La racine carrée de la somme des carrés des réponses dues à chaque composante.

$$E = \sqrt{E_X^2 + E_Y^2 + E_Z^2}$$

- Ou en utilisant les trois combinaisons :

$$E_{Edx} \pm 0.30 E_{Edy} \pm 0.30 E_{Edz}$$

$$0.30 E_{Edx} \pm E_{Edy} \pm 0.30 E_{Edz}$$

$$0.30 E_{Edx} \pm 0.30 E_{Edy} \pm E_{Edz}$$

Avec :

E_{Edx}: Les effets de l'action dus à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontal x choisi pour la structure.

E_{Edy}: Les effets de l'action dus à l'application de la même action sismique, le long de l'axe horizontal orthogonal y de la structure.

E_{Edz} : Les effets de l'action dus à l'application de la composante verticale de l'action sismique.

Les éléments en porte-à-faux n'étant généralement pas soumis à des charges d'exploitation, la combinaison d'actions se réduit alors à $(G + A_{E,d})$ dans laquelle G représente les effets des charges permanentes et $A_{E,d}$ représente les effets du séisme, engendrés par les actions inertielles et les déformations imposées par la structure [48].

I.5. Les effets ou dommages dues au mouvement sismique vertical sur les porte-à-faux dans les bâtiments :

I.5.1. Composante verticale de l'action sismique :

Ces oscillations sont bien supportées par les constructions, car elles sont conçues pour résister aux charges gravitaires, qui sont verticales (figure I.14). Seuls les éléments pouvant subir des déformations verticales importantes sont assez vulnérables : poutres de grande portée et balcons présentant un porte-à-faux de plus de 2 m, plus particulièrement lorsqu'ils sont lourds ou portent une jardinière à leur extrémité [49].

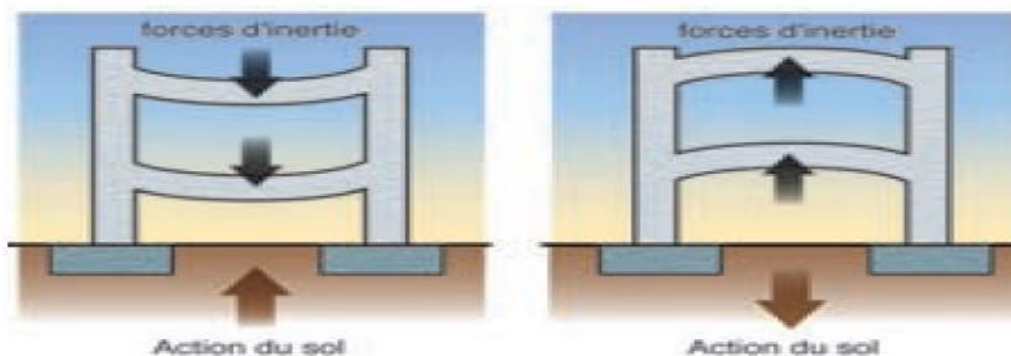


Figure I.14 : Oscillations verticales des constructions.

On commencera donc par la présentation de quelques influences du mouvement sismique vertical sur les porte-à-faux. Ensuite, on expose quelques preuves sur terrain des dommages causés par ce mouvement.

I.5.2. Influence de la composante verticale sur les éléments en porte-à-faux :

- Les variations brusques des rigidités en altitude présentent des risques (coup de fouet) ainsi que les grands porte-à-faux (Balcons) provoquent des conséquences aggravantes pour la stabilité d'une construction [50].
- Le porte-à-faux est la partie d'une construction qui n'est pas directement soutenue par un appui. On distingue les petits porte-à-faux (balcons), des grands porte-à-faux qui nuisent de manière significative à la stabilité, et dont l'équilibrage nécessite la mise en jeu d'efforts importants. Ils sont vivement déconseillés en raison des dissymétries qu'ils engendrent, vis-à-vis des composantes verticales notamment. Les porte-à-faux lourdement chargés sont des éléments très sensibles aux effets des composantes verticales des secousses telluriques, et donc susceptibles de donner lieu à de très graves accidents. Il convient d'être très prudent avec ce type de structure et de réaliser une étude détaillée [51].
- La présence de porte-à-faux (balcons, auvents, corniches, surplombs,...) engendre des angles rentrants dans lesquels des concentrations de contraintes se produisent plus particulièrement sous l'effet d'oscillations verticales (figure I.15) [52].



Figure I.15 : Oscillations verticales de porte-à-faux.

Dans le cas des éléments en porte-à-faux de faible portée, les dommages sismiques sont nuls ou de faible importance. Si leur portée est importante ou si un élément lourd (jardinière, garde-corps en béton,...) est placé à leur extrémité, de tels éléments peuvent se rompre et s'effondrer au pied du bâtiment.

Par conséquent, en zone sismique, il est préférable d'éviter les porte-à-faux ou limiter leur portée à 2 m environ [52].

- Lorsqu'un niveau supérieur est construit en porte-à-faux par rapport au niveau inférieur ou lorsqu'il existe des éléments en porte-à-faux (auvents, balcons) de portée supérieure à 1.00 m, il peut y avoir cassure, renversement, destruction ou chute de ces éléments [53].
- L'Eurocode 8 ne donne pas d'indications spécifiques pour les balcons des bâtiments simples. Par contre, les Règles PS-MI 89/92[66] limitent la portée des balcons et des autres éléments en porte-à-faux à 1.50 m et la masse portée à l'extrémité à 200 kg/m (figure I.16). En outre, elles n'admettent pas les balcons en porte-à-faux qui sollicitent la poutre porteuse en torsion [54].



Figure I.16 : Balcons en porte-à-faux ne nécessitant pas de vérification de sécurité (Règles PS- MI 89/92[66]).



Figure I.17 : Dalle de balcon en porte-à-faux : elle devrait être réalisée en prolongement du plancher du niveau

I.5.2. Effets du mouvement sismique vertical sur les porte-à-faux dans les bâtiments :

Après divers séismes tels que de San Fernando (1971), de Los Angeles (1994) en Californie (figure I.18), de Kobe en Japon (1995), de Cariaco en Venezuela (1997), Gujarat en Inde (2001), Boumerdes en Algérie (2003), et l'Aquila en Italie (2009), une abondance des preuves sur terrain montrent l'endommagement des structures en béton armé (particulièrement les porte-à-faux) par le mouvement sismique vertical.



Figure I.18 : Effondrement des porte-à-faux, séisme Los Angeles (1994).

Commençant par la figure (figure I.19) qui présente l'effondrement en sandwich des balcons en porte-à-faux par le séisme de Gujarat en Inde. La figure (figure I.20) montre une rupture de porte-à-faux au niveau de l'encastrement parce qu'il est mal armé, aux États-Unis (1971) au cours du séisme de San Fernando, il devient vulnérable à la composante verticale du séisme.



Figure I.19: Effondrement des balcons en porte-à-faux, séisme Gujarat, en Inde (2001).

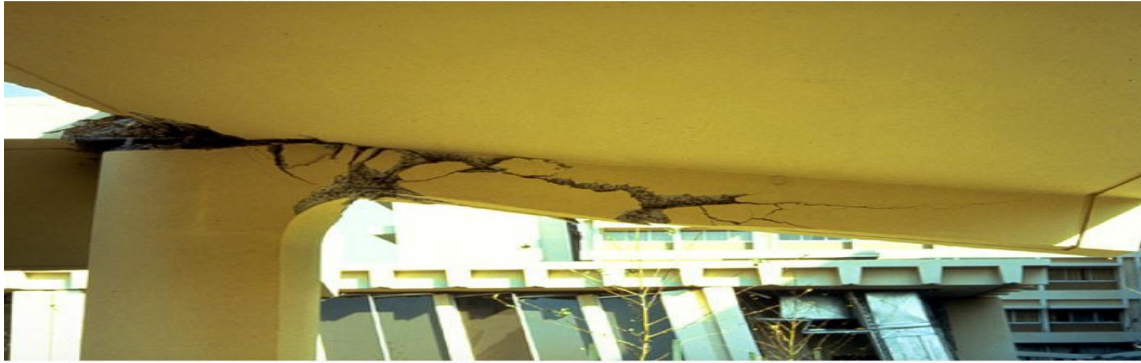


Figure I.20 : Rupture de porte-à-faux, séisme de San Fernando, aux États-Unis (1971).

L'hôpital d'Olive a subi des dommages importants durant le séisme de San Fernando aux États-Unis en 1971. En particulier, la rupture de porte-à-faux qui a provoqué une rotation de la poutre console au niveau d'encastrement sous l'action de la composante verticale (figure I.21) [55].

Cette déformation est apparue dans les armatures supérieures et une compression causée un éclatement du béton dans la nappe inférieure. Ces couples des forces qui sont convertis au moment comme indiquée à la figure (figure I.22) [56].



Figure I. 21 : Une rotation de la poutre console, séisme de San Fernando, en Californie(1971).



Figure I.22: Couples des forces convertis au moment.

On note aussi des dégâts provoqués par la composante verticale du mouvement sismique. Cette dernière était l'origine d'effondrement des coursives en porte-à-faux (des déformations alternées) durant le séisme de Kobé en Japon (1995) (Figure I.23) et l'effondrement des poutres en consoles durant le séisme de Cariaco en Venezuela (1997) (Figure I.24).



Figure I.23: Effondrement des coursives en porte-à-faux, séisme de Kobé, en Japon (1995).



Figure I.24: Effondrement des poutres consoles en séisme de Cariaco en Venezuela (1997).

Suite au récent séisme de l'Aquila en Italie du 06 Avril 2009 de magnitude de 6.3, il a été constaté plusieurs dommages au niveau des structures en béton armé, en maçonnerie, et des éléments non structuraux des bâtiments, en particulier ceux soutenus par des portes à faux, comme le montre la figure (figure I.25). Ces modes de rupture et d'effondrement ont été attribués aux effets des actions sismiques verticales sur les structures. [37].

Les observations sur terrain présentées ci-dessus indiquent qu'il existe des modes de rupture qui ne peuvent pas être expliqués en considérant seulement la réponse au cisaillement et à la flexion. Dans de tels cas, il est possible que l'augmentation des charges axiales fournisse une justification plus convaincante des dommages observés.

Cela signifie que les structures en béton armé peuvent subir des dommages dus à la réduction de la résistance causée par la variation des forces axiales provoquées par le mouvement sismique vertical fort. Cependant, cet effet de charge axiale n'est pas normalement comptabilisé dans le processus de conception.



Figure I.25 : Effondrements des structures en béton armé, en maçonnerie, et des éléments non structuraux, séisme de l'Aquila (2009).

Enfin, nous avons exposé plusieurs structures endommagées (les éléments en porte-à-faux) par différents séismes qui ont formé des preuves des dommages causés par le mouvement sismique vertical.

I.6. Les méthodes de calcul :

Une étude sismique vise principalement à évaluer les forces et les déplacements dans les différents éléments structuraux lors d'un séisme donné afin de pouvoir dimensionner correctement une structure. Pour arriver à ce but, plusieurs méthodes élastiques linéaires, non-linéaires sont utilisées.

I.6.1. Méthodes élastiques linéaires :

I.6.1.1. Méthode statique équivalente :

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamentale. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification [57].

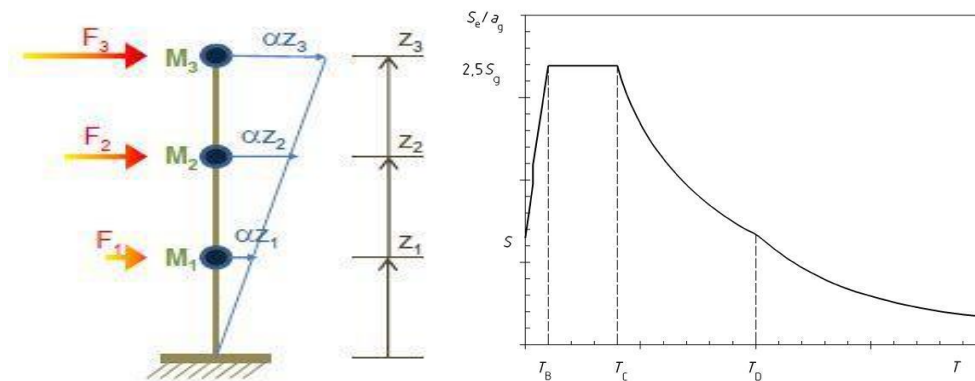


Figure I.26 : Principe de la méthode statique équivalente.

Comme le montre la figure (figure I.26), cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

I.6.1.2. Méthode spectrale modale :

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 (SPDDL) en un système composé de plusieurs systèmes à un seul degré de liberté (SSDDL).

Ensuite, les réponses des différents modes sont combinées en respectant des règles bien définies (SRSS, CQC) pour obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale (Figure I.27).

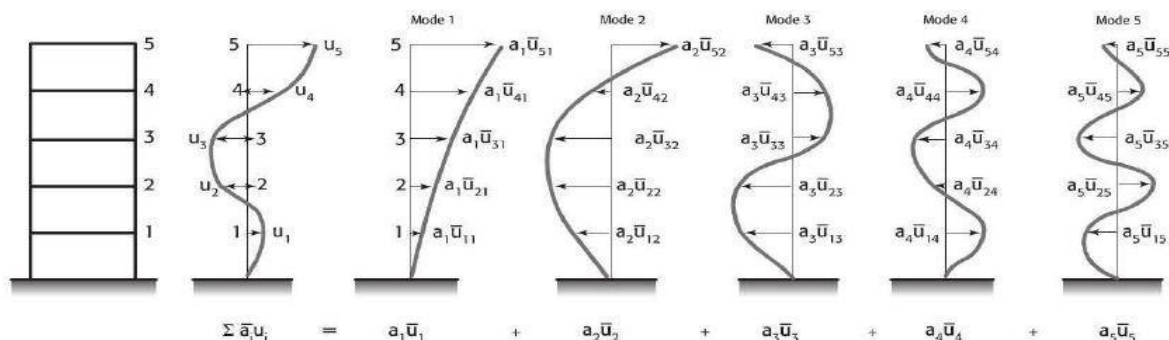


Figure I.27 : Principe de la méthode modale spectrale.

I.6.1.3. Méthode d'analyse temporelle élastique :

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire. Elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps. L'analyse transitoire est en fait une analyse modale pour laquelle l'accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel de l'accélérogramme. Elle se différencie donc principalement de l'analyse modale spectrale par le fait que pour cette dernière, le spectre de réponse de l'oscillateur donne directement le maximum d'accélération pour chaque mode [58].

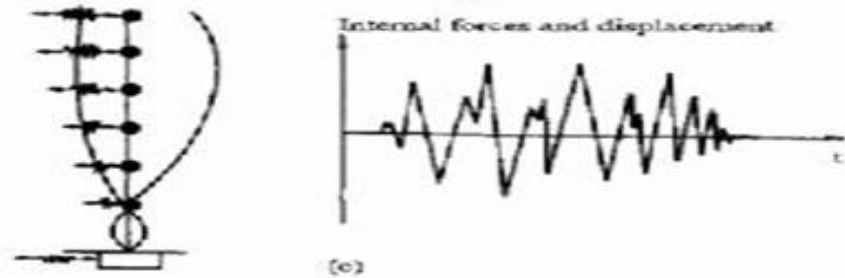


Figure I.28 : Principe de la méthode temporelle élastique.

I.6.2. Méthodes élastique non-linéaires :

I.6.2.1. 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 en compte les modifications de la rigidité et de la période propre sous la sollicitation dynamique [59].

I.6.2.2. Méthode d'analyse statique non-linéaire (PUSHOVER) :

L'analyse en poussée progressive est une méthode de calcul statique non-linéaire. L'ingrédient fondamental de la méthode se résume dans l'assimilation de la réponse vibratoire de la structure à celle d'un simple système à un degré de liberté équivalent. Cette réponse est présentée grâce à une courbe Force - déplacement où le déplacement correspond alors à celui d'un point particulier de la structure (par exemple : le sommet du bâtiment où les déplacements sont les plus importants) et la force représente l'effort tranchant au pied [58]. Cette courbe est appelée courbe de capacité ou bien courbe pushover. La figure (figure I.29) est obtenue par un calcul statique non-linéaire de la structure qui est soumise à une force latérale qui augmente progressivement jusqu'à la rupture.

Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse. L'analyse pushover est appliquée pour vérifier la performance structurelle des structures [59]. Malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes telle que la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale spécialement pour les structures où le premier mode est prépondérant. Elle est plus appropriée pour des périodes courtes et des structures faiblement élevées [57].

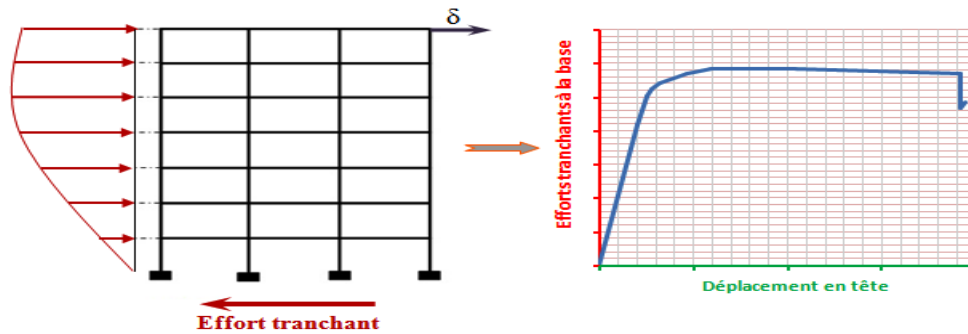


Figure I.29 : Principe de la méthode PUSHOVER (courbe de capacité de la structure).

Problématique et objectif de cette étude:

Le risque sismique est présent partout à la surface du globe terrestre, son intensité variant d'une région à une autre. Les tremblements de terre sévère du Nord Algérien ont causé de graves endommagements dans les bâtiments, tels que le séisme d'El Asnam 1980 et celui de Boumerdes 2003. Lors de ses tremblements, il a été constaté que de nombreux bâtiments parasismiques en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mais une abondance des preuves sur terrain montre l'endommagement des éléments non structuraux spécialement les porte-à-faux de grande portée par le mouvement sismique considéré. Ce phénomène est engendré par l'effet de la composante verticale qui ne doit pas être négligée dans les zones de forte sismicité par les concepteurs dans le domaine de génie civil.

Le travail présenté dans cette étude, traite le problème de l'influence de l'introduction de la composante verticale de l'action sismique dans le calcul sismique des éléments horizontaux non structuraux, spécifiquement les porte-à-faux et qui sera appliqué à un bâtiment implanté en zone de forte sismicité (zone III). Une modélisation par éléments finis en utilisant le logiciel de calcul des structures « ETABS V9.6.0 » sera effectué afin de tenir compte de la composante sismique verticale lors de la modélisation des différentes structures qui feront objet de notre étude.

Cette étude est divisée en deux parties principales, la première consiste à faire une analyse sismique afin de déterminer les efforts internes et les déplacements de tous les éléments rattachés à ce type d'éléments non structuraux, ainsi qu'à l'étude du comportement dynamique de la structure. Par la suite, il y a lieu de mener une étude comparative entre quatre variantes (sans et avec porte-à-faux de 1,5 m, 2m et 2,5m de longueur), tout en tenant compte du séisme verticale dans les porte-à-faux dépassant les 1,5m, et cela par une analyse modale spectrale dans le domaine linéaire.

Puis dans une deuxième partie, une étude paramétrique ayant été menée à travers l'exploitation des réponses linéaires obtenues par l'analyse temporelle pour les structures avec porte-à-faux (1.5m ; 2m ; 2.5m), et cette analyse sera menée en utilisant des accélérogrammes (enregistré lors du séisme de BOUMERDES2003) dans les direction horizontale et verticale, et sera appliqué pour chacune des variantes étudiées selon plusieurs critères de comparaison (Effort tranchant à la base, moment fléchissant d'étage, déplacement absolu, les efforts internes dans les éléments structuraux ...etc). Et enfin, une comparaison des différents résultats obtenues par les deux méthodes d'analyse utilisées sera effectuée et aussi des constatations seront faites.

Chapitre II

**Présentation et pré dimensionnement de
la structure**

Introduction

Dans cette partie on présente les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux constituant, puis nous passerons au pré-dimensionnement des éléments ; ou il y a lieu de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure, et aussi les différentes charges qui leur seront appliqués; à savoir les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91 modifier 99, RPA99 version 2003 et le DTR-B.C.2.2. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification avec la prise en considération de l'économie afin d'éviter les surplus d'acier et du béton.

II.1. Présentation et description de l'ouvrage :

a) Description de l'ouvrage :

Le projet étudié ci-après se présente sous la forme d'une construction en RDC+5+1 étage en attique ; le rez de chaussée est réservé pour des locaux commerciaux, le 1^{er} niveau est consacré aux bureaux de services et les autres niveaux sont destinés à accueillir des logements d'habitation chacun est constitué de deux appartements reliés entre elles par une cage d'escalier. Le dernier plancher est une terrasse non accessible aux publics.

Le présent projet est situé dans la commune de BOUMERDES, dans la wilaya de BOUMESRDES, en nord de l'Algérie. La zone d'implantation de notre ouvrage est considéré de sismicité élevée III et l'ouvrage est d'importance moyenne (groupe d'usage 2) selon la classification établie par le règlement parasismique algérien (RPA 99 modifié en 2003).

b) Caractéristiques géotechniques:

Le bâtiment est implanté dans un site meuble « S3 » d'une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.50$ bars (article 3.3. 3 du RPA 99 version 2003).

c) Dimensions de l'ouvrage : (vue en plan et en élévation)

Les dimensions en plan et en élévation de la structure sont comme indiquées sur plans.
Dimensions principales du bâtiment :

- Longueur : $L = 16.60$ m
- Largeur : $l = 15.70$ m
- Hauteur totale : $ht = 23.04$ m (avec acrotère $h = 0.6$ m)
- Hauteur d'étage : $he = 3.06$ m
- Hauteur de 1^{er} étage : $he1 = 3.06$ m
- Hauteur de RDC : $h_{RDC} = 4.08$ m

d) Règlements utilisés:

Les règlements utilisés pour le calcul et le dimensionnement sont :

- D.T.R-B.C.2.2 : charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- D.T.R-B.C.2.41 : règles de conception et de calcul des structures en B.A (CBA 93)
- D.T.R-B.C.2.48 : règles parasismiques algériennes (RPA99 addenda 2003).
- Règles BAEL91 modifié99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).

II.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction. Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

Ce n'est qu'en évaluant le dosage et la qualité des matériaux que l'on pourra avoir des ouvrages assez résistants dans le temps et aussi économique que possible.

II.2.1. Le béton :

Le béton utilisé est de composition normale. Le dosage en ciment étant de 350 kg/m³, la contrainte nominale de compression à 28 jours est prise égale à 25 MPA, valeur qui est à la portée de toutes les entreprises moyennant un contrôle minimum des constituants et du malaxage. La densité de béton armé utilisé est de 2500 kg /m³. Ses caractéristiques physiques et mécaniques sont les suivantes :

a) Résistance caractéristique à la compression : [Art A.2.1 ,11 BAEL 91]

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à 28 jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression d'éprouvettes cylindriques normalisées dont la hauteur est double du diamètre (16 * 32). Pour les bétons courants avec dosages contrôlés la résistance caractéristique à la compression est prise égale à : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'un âge de moins de 28 jours la résistance à la compression est calculée par les formules suivantes :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

b) Résistance caractéristique à la traction : [Art A.2.1.12 - BAEL 91]

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à j jours d'âge est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ (pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa) ce qui nous donne : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 (25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

c) Résistance caractéristique au cisaillement : [Art A.5.1.2.11 - BAEL 91]

Elle est fonction du type de fissuration.

- Si la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$.

- Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

d) Contraintes limites : [Art A.4.3.41 - BAEL91]

- A l'état limite ultime la contrainte en compression est donnée par : $f_{bu} = 0.85 * \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

Avec : $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application est supérieure à 24 heures

= 0.90 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures

= 0.85 lorsque cette durée est inférieure à 1 heure.

$$\gamma_b : \text{coefficient de sécurité} = \begin{cases} 1.15 & \text{situation accidentelle} \\ 1.50 & \text{situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

A $j = 28$ jours $\rightarrow f_{bc} = 14.2$ MPa en situation durable ou transitoire.

- A l'état limite de service la contrainte limite en compression est donnée par :
 $f_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15$ MPa.

e) Module d'élasticité : [Art A.2.2.1 - BAEL 91]

En fonction de la durée d'application des charges, nous avons :

* le module de déformation différé du béton à (j) jours :

$$E_j = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

* le module de déformation instantané :

$$E_j = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,19 \text{ MPa}$$

f) Coefficient de Poisson : [Art A.2.1.3 - BAEL 91]

Sauf cas particuliers (coques minces), il sera pris égal à :

- $\nu = 0.00$ pour le calcul des sollicitations en considérant le béton non fissuré (ELU).
- $\nu = 0.20$ pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré (ELS).

II.2.2.L'acier :

On utilisera une nuance d'acier :

- Acier à haute adhérence de type FeE400 $\rightarrow f_e = 400$ MPa.
- Quel que soit le type d'acier utilisé, le module d'élasticité longitudinal sera pris égal à $E_s = 200000$ MPa . [Art A.2.2. 1 - BAEL 91]

a) Contraintes limites :

- A l'état limite ultime : [Art A.4.32 - BAEL 91]

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad \text{avec } \gamma_s : = \begin{cases} 1 & \text{en situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

D'où $\sigma_{st} = 348$ MPa pour les aciers FeE400.

A l'état limite de service : [BAEL 91-art A.4.5]

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et de limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues, sous l'action des sollicitations de service.

- 1) fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs pour lesquels aucune vérification n'est à faire.
- 2) fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries

$$\sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})) \Rightarrow \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa. (HA)}$$

3) fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = 0.8 \min (2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}))$

$\Rightarrow \sigma_{st} = 161,30 \text{ MPa}$.

Avec : η Coefficient de fissuration = $\begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$

b) Protection des armatures : [Art A.7.1 / BAEL91 modifié 99]

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$ pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$ pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- $C \geq 1 \text{ cm}$ pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

Récapitulatif des contraintes des matériaux :

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

ELS : $f_{bc} = 15,0 \text{ MPa}$

ELU : $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa (FPN)}$

$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa (FP) ou (FTP)}$

Acier :

ELU : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa (HA)}$

ELS : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa (FPN)}$

$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa (FP)}$

$\sigma_{st} = 161,30 \text{ MPa (FTP)}$

II.3.Élémentsdel'ouvrage

- **Ossature:**

L'immeuble est à ossature mixte, Le contreventement de l'ensemble du projet est assuré par des portiques auto-stables et voiles de contreventement en béton armé, dans le sens longitudinal et transversal, qui assurant la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

- **Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils assurent deux fonctions principales :

- a) **La résistance mécanique:** ils supportent leurs poids propres et les surcharges, ils les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
 - b) **l'isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- ✓ **Planchers en corps creux :** constitués de dalle de compression (de 4cm) d'épaisseur et de poutrelles coulées sur place, sauf pour la dalle des balcons, les portes à faux et les escaliers (paliers) qui est faite en dalle pleine.
 - ✓ **Plancher terrasse:** est inaccessible, il comporte un système d'étanchéité multicouches en forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- **Escalier :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux .Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place .Elle est constituée de deux volées et un palier de repos intermédiaire. Nous avons aussi deux autres cages d'escaliers (de secours) desservants l'étage de service.

- **Cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en béton armé.

- **Le système de coffrage:**

On utilisera un coffrage traditionnel pour les portiques ce qui permet de couler les poteaux en même temps et ce pour minimiser les délais d'exécution.

- **Remplissage en maçonnerie :**

Les façades sont réalisées en doubles cloisons de briques creuses de 25 cm d'épaisseur.
Les murs intérieurs : sont en simple cloison (brique creuse de 10cm).

- **Revêtements :** Ils seront composés de :

- plâtre pour les cloisons et les plafonds
- carreaux scellés pour les planchers et les escaliers.
- mortier de ciment pour les murs de façades.
- carreaux de faïence pour les salles d'eau et sanitaires.

- **Acrotère:**

C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

- **Les balcons :**

Les balcons sont des éléments non structuraux composés en béton armé (dalle pleine).

- **Les fondations :**

La fondation est située à la base de la structure, elle assure la transmission des charges au sol. Le choix du type de la fondation dépendra du sol d'implantation et du chargement de l'ouvrage.

II.4.Pré -dimensionnement des éléments et descente de charge :

Afin de trouver le meilleur rapprochement entre cout et sécurité, on procède à un prédimensionnement des sections des différents éléments résistants de la structure, tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et en fin les voiles. Il est régi par les lois issues des règlements BAEL 91 modifiée 99 et RPA99 version 2003, ces lois découlent généralement des limitations des déformations et des contraintes dans les matériaux.

II.4.1.Les planchers: On a deux types de planchers dans notre bâtiment :

a) Planchers à corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage, ne soient pas trop élevées afin de ne pas occasionner de désordres aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même. La hauteur du plancher est donnée par la norme suivante :

(BAEL 91 modifiées 99 / Art B.6, 8,423)

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

L_{max}: portée libre max de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t: hauteur du plancher (corps creux et dalle de compression).

$$L_{max} = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$$

$$h_t = (340 / 22.5) = 15.11 \text{ cm}$$

On adoptera pour un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) composé de :

- corps creux de 16 cm.

-Dalle de compression de 4 cm.

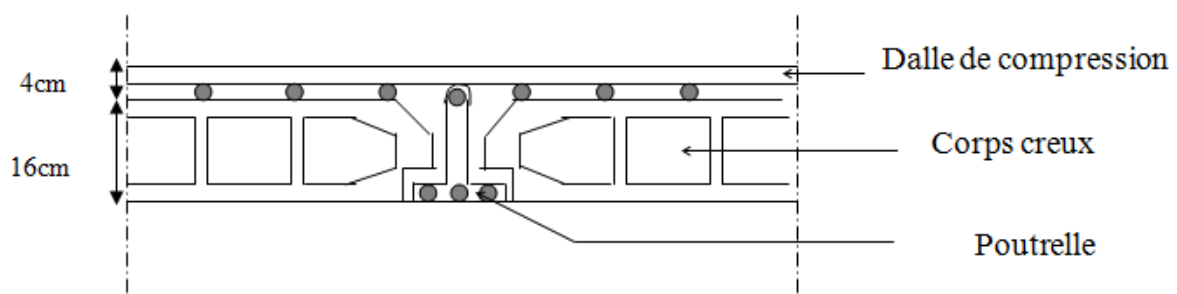


Figure II. 1: figure d'un plancher en corps creux.

b) Dalles pleines :

Pour les balcons, la dalle de l'escalier on va adopter des dalles pleines.

1. Dalle pleine du balcon :

Le balcon est un élément constitué d'une dalle pleine, il travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- la condition de résistance à la flexion.
- la condition de l'isolation acoustique.

Le plus grand panneau a comme dimension $l_x = 1.20 \text{ m}$ et $l_y = 5.74 \text{ m}$.
L'épaisseur à adopter sera la plus grande donnée par les trois conditions suivantes :

- **La condition de résistance à la flexion :**

✚ Panneau rectangulaire porte dans les deux sens : $0.4 < l_x / l_y < 1$

-Panneau rectangulaire isolé : $e < l_x / 30$

-Panneau rectangulaire continu : $e < l_x / 40$

✚ Panneau rectangulaire porte dans un seul sens : $l_x / l_y < 0.4$

-Panneau rectangulaire isolé : $e < l_x / 20$

-Panneau rectangulaire continu : $e < l_x / 25$

l_x : petit côté de panneau de dalle.
 l_y : grand coté du panneau de dalle.

Dans notre cas, nous avons un panneau rectangulaire continu qui porte dans un seul sens :

$l_x / l_y = 120 / 574 = 0.2 < 0.4$ \implies $e < l_x / 25 = 120 / 25 = 4.8 \text{ cm}$

- **La condition de l'isolation acoustique:**

Donnée en fonction de la nature des appuis :

-Dalles reposants sur deux appuis : $l_x / 35 < e < l_x / 30$

-dalles reposants sur trois ou quatre appuis : $l_x / 50 < e < l_x / 40$

NB : l_x est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas, la dalle du balcon reposant sur deux appuis a une portée égale à $l_x = 120 \text{ cm}$

Donc : on a $3.42 \text{ cm} < e < 4 \text{ cm}$

D'après les résultats des deux conditions vérifiées précédemment, et sachant que la dimension de l'épaisseur minimale pour une dalle pleine selon l'RPA99 v 2003 est de 12 cm.

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

2. Dalle pleine de l'escalier :

- **Définition d'ordres fonctionnels et caractéristiques géométriques d'un escalier :**

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

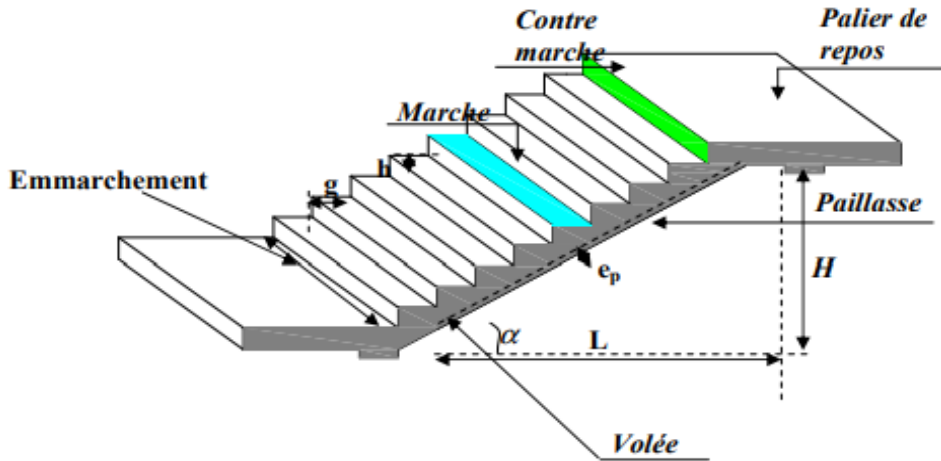


Figure II. 2 : principaux termes relatifs à un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **La contre marche** : est la partie verticales entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la contre marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $15 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$.
- **Le giron g** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs. • **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches.

e_p : épaisseur de la paillasse.

Notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier qui nous permet d'accéder à tous les étages du bâtiment et deux autres desservants l'étage de service.

- **Pré-dimensionnement :**

- Le schéma statique de l'escalier est comme suit :

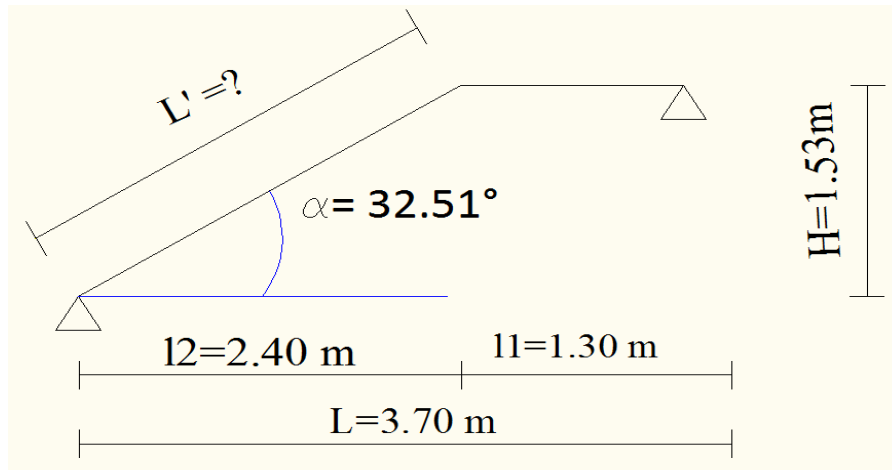


Figure II.3 : schéma statique de la volée et le palier.

On prend en compte les dimensions des plans d'architecture, on prédimensionne nos escaliers convenablement en utilisant les conditions de BLONDEL citées précédemment.

On a: $l_1 = 1.30 \text{ m}$

$l_2 = 2.40 \text{ m}$

$L = 3.70 \text{ m}$

$H = 1.53 \text{ m}$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$

$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifié ($59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$).

Nombre de contre marche : $n = H/h = 153 / 17 = 9 \Rightarrow n = 9$

Si on prend en compte la contre marche du palier, on aura $n = 9 + 1 = 10$.

Nombre de marches : $m = l_2/g = 240/30 = 8 \Rightarrow m = 8$

✓ **L'épaisseur de la paillasse et du palier de repos :**

L'épaisseur de la paillasse et du pallier (ep) est donné par la relation suivante :

$$L_0/30 \leq ep \leq L_0/20$$

Angle d'inclinaison : $\text{tg } \alpha = H/l_2 = 1.53 / 2.40 = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$

$\text{Cos } \alpha = l_2/L' \Rightarrow L' = l_2 / \text{Cos } \alpha = 2.40 / 0.84 = 2.85 \text{ m}$

Longueur réelle de la paillasse : $L_0 = l_1 + L' = 1.30 + 2.85 = 4.15 \text{ m}$

$$L_0/30 \leq ep \leq L_0/20 \Rightarrow 415/30 \leq ep \leq 415/20 \Rightarrow 13.83 \leq ep \leq 20.75$$

Donc : $ep = 15 \text{ cm}$

II.4.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulés sur place, elles ont le rôle de transmettre les charges et les surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Le pré dimensionnement d'une poutre isostatique (rectangulaire) et simplement appuyée s'effectue par les formules (BAEL91) empiriques suivantes (la condition de la flèche) :

- Hauteur $L/15 \leq ht \leq L/10$
- Largeur $0.4 ht \leq b \leq 0.7ht$

Avec :

L: longueur de la portée libre maximale de la poutre entre nus des appuis.

b: largeur de la poutre.

ht: la hauteur de la poutre.

a) Les poutres principales (porteuses) :

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

$$L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$$

-Calcul de la hauteur :

$$445/15 \leq ht \leq 445/10 \quad \Longrightarrow \quad 29.66 \leq ht \leq 44.5 \quad \text{on prend } ht = 40 \text{ cm}$$

-Calcul de la largeur :

$$0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht \quad \text{avec } (ht = 40 \text{ cm}) \text{ on aura :}$$

$$0.4 (40) \leq b \leq 0.7 (40) \quad \Longrightarrow \quad 16 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Remarque :

Pour des raisons architecturales (éviter les arrêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de «b=30cm».

D'où la section des poutres principales est : (30 x40) cm².

b) Les poutres secondaires (non porteuses) :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chaînage.

$$L_{\max} = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$$

-Calcul de la hauteur :

$$340/15 \leq ht \leq 340/10 \quad \Longrightarrow \quad 22.66 \leq ht \leq 34 \quad \text{on prend: } ht = 35 \text{ cm}$$

-calcul de la largeur :

$$0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht \quad \text{avec } (ht = 30 \text{ cm}) \text{ on aura :}$$

Chapitre II : Présentation et pré-dimensionnement de la structure

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \quad \Longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5 \quad \text{on prend : } b = 30 \text{ cm}$$

(Même remarque que précédemment).

c) Vérification des exigences du (RPA 99 V 2003) :

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes selon l'art 7.5.1 du (RPA99-V2003) qui mentionne les conditions minimales sur la hauteur des poutres (h) ainsi que sur leur largeur (b) :

- $ht \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $ht/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1,5h + b$

Tableau II .1 : Vérification des poutres aux conditions du RPA 99v2003.

	Poutre principale	Poutre secondaire	Condition vérifiée (oui / non)
Hauteur (cm) $ht \geq 30 \text{ cm}$	40	35	Oui
Largeur (cm) $b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	Oui
Rapport $ht/b \leq 4$	1.33	1.16	oui
$b_{max} \leq 1,5h + b$	90	82.5	oui

Toutes les conditions sont satisfaites, on adoptera donc les dimensions suivantes :

(30x40) (cm²).....poutres principales.

(30x35)(cm²).....poutres secondaires.

II.4.3.Poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera en utilisant la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, en tenant compte des limites imposées par le (RPA99-V2003).

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que le béton sera le seul à reprendre l'effort normal N_s , tel que :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}.$$

Avec :

G_{cum} : les charges permanentes cumulées.

Q_{cum} : les surcharges d'exploitations cumulées.

On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge. La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

S : section transversale du poteau.

N_s : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente des charges.

σ_{bc} : contrainte limite du béton en compression à l'ELS.

Donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

Remarque :

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.4.3.1. Détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitations (DTR B.C 2.2) :

A. Charges permanentes :

1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.2 : Détermination du poids propre du plancher de la terrasse (En corps creux).

N°	Élément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulés	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4	Isolation thermique au liège	0.04	4	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Plancher à corps creux	0.2	/	2.85
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				G=5.51

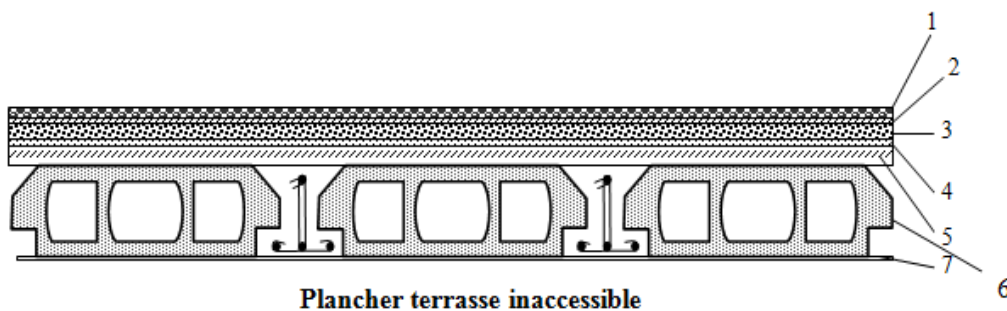


Figure II. 4 : coupe des différentes couches qui composent le plancher de la terrasse.

2. plancher étage courant :

Tableau II.3 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (En corps creux).

N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher a corps creux	0.20	/	2.85
5	Isolation phonique	0.01	10	0.1
6	Brique creuse	0.10	9	0.90
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				G=5.05

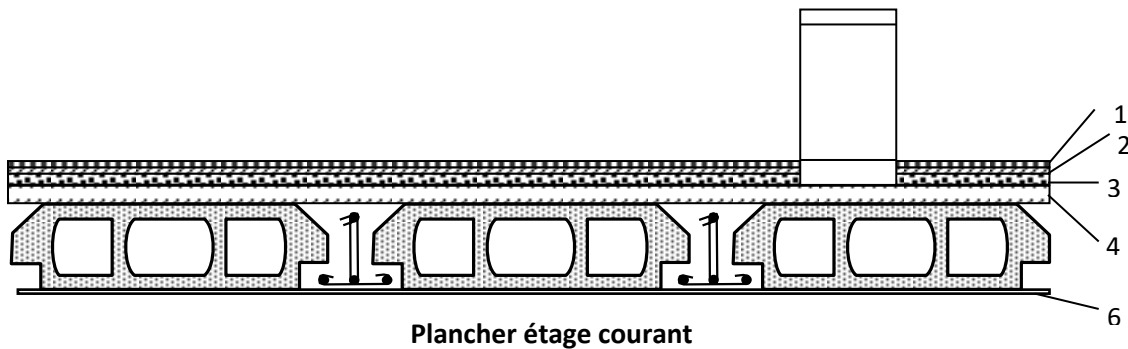


Figure II.5 : coupe des différentes couches qui composent le plancher de l'étage courant.

3. maçonnerie :

a).Mur extérieur :

Tableau II.4 : Détermination du poids propre des murs extérieurs.

N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	22	0.44
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				G=2.44

PS : la charge qui revient au mur extérieur est répartie par mètre carré de la surface verticale, alors pour la rendre par mètre linéaire on la multiplie par la hauteur :

Pour le RDC : $G = 2.44 \times (4.08 - 0.4) = 8.97 \text{ KN/ml}$

Pour le plancher étage de service et courant : $G = 2.44 \times (3.06 - 0.4) = 6.49 \text{ KN/ml}$

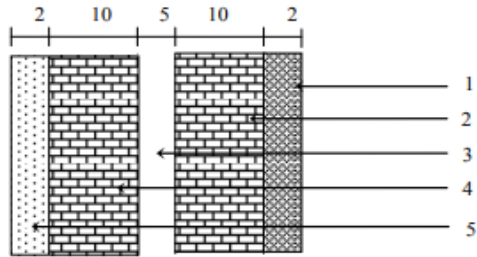


Figure II.6 : coupe verticale du mur extérieur.

4. Balcon en dalle pleine :

Tableau II.5 : Détermination du poids propre des balcons des étages courants (En dalle pleine).

	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	Carrelage	0.01	20	0.2
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	22	0.44
6	Cloison interne	0.1	9	0.9
Charge permanente total				6.09

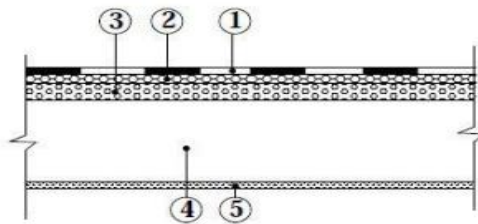


Figure II.7: dalle pleine.

5. L'escalier :

-Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

Palier :

Tableau II.6 : Détermination du poids propre du palier.

Désignation	Epaisseur (m) X IML	P (KN/m ³)	G (KN/ml)
Enduit ciment	0 .02	22	0.44
Carrelage	0 .01	20	0.20
Mortier de pose	0 .02	22	0.44
Lit de sable	0 .02	18	0.36
Dalle en béton	0 .15	25	3.75
Charges permanent total			Gp total =5.19 KN/ml

Chapitre II : Présentation et pré-dimensionnement de la structure

Volée:

Tableau II.7 : Détermination du poids propre de la volée.

désignation	Epaisseur (m) X 1ML	P(KN/m ³)	G(KN/ml)
Enduit ciment	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Carrelage	0.01	20	0.20
Lit de sable	0.02	18	0.36
marche	0.17/2=0.085	25	2.125
Garde-corps	/	/	0.2
paillasse	$ep/\cos\alpha=(0.15/\cos32.92)$ 0.1786	25	4.465
Charge permanente total			Gv total = 8.23 KN/ml

B. Charges d'exploitations :

Les charges d'exploitations sont données par le (DTR B.C.2.2) comme indiqué sur le tableau ci-dessous :

Tableau II.8 : tableau des charges d'exploitations.

Plancher terrasse inaccessible	1.00 KN/m ²
Plancher étage courant (habitation)	1.50 KN/m ²
Plancher étage de service (bureau)	2.50 KN/m ²
Balcon	3.50 KN/m ²
Acrotère et dalle d'ascenseur	1.00 KN/m ²
Escalier	2.50 KN/m ²

II.4.3.2.Charges et surcharges revenants au poteau le plus sollicité :

a). Poteau le plus sollicité :

Nous avons deux (02) poteaux qui sont plus sollicités que les autres, ceci est dû à la forme symétrique dans le sens X du bâtiment en plan.

Pour parvenir au pré dimensionnement des poteaux, nous avons choisi de faire l'étude sur le poteau (B4).

b). Calcul de la surface d'influence :

C'est la surface de charge qui sera reprise par un élément structural d'un niveau inférieur.

Remarque : Pour qu'on puisse effectuer les calculs, on prend la section minimale exigée par le RPA99 version 2003 pour une zone de sismicité élevée qui est de (30×30) cm².

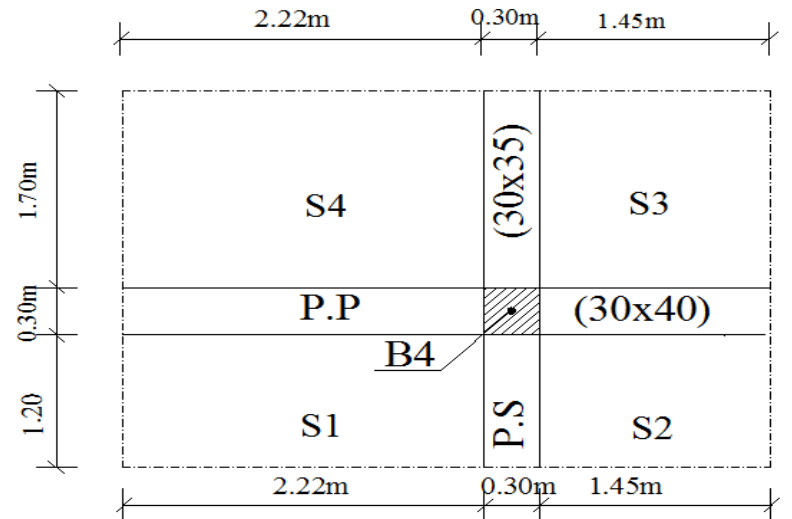


Figure II.8 : Surface d'influence du poteau B4 de l'étage terrasse (S_{n1}).

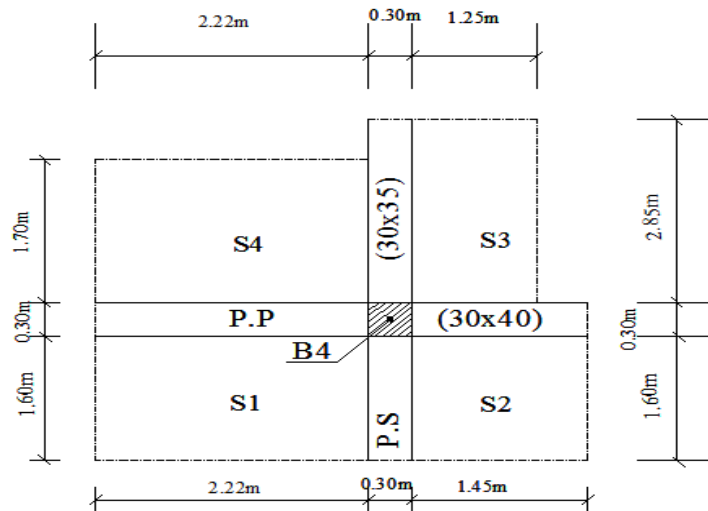


Figure II.9 : Surface d'influence du poteau B4 des étages courants (S_{n2}).

- **Surface nette:** $S_n = S1 + S2 + S3 + S4$

$$S_{n1} = (2.22 \times 1.20) + (1.45 \times 1.20) + (1.45 \times 1.70) + (2.22 \times 1.70) \implies S_{n1} = 10.64 \text{ m}^2.$$

$$S_{n2} = (2.22 \times 1.60) + (1.45 \times 1.60) + (1.25 \times 2.85) + (2.22 \times 1.70) \implies S_{n2} = 13.20 \text{ m}^2.$$

c). Charges permanentes :

1. Poids propre revenant pour chaque plancher :

Pour calculer le poids d'un plancher, il suffit d'effectuer le produit de son poids surfacique par sa surface, comme le montre la formule suivante :

$$P = G \times S_n$$

Avec :

S_n : surface nette du plancher considéré.

G : charge permanente sur le plancher.

- Plancher terrasse (P_{pt}) :

$$P_{pt} = G \times S_{n1} \implies P_{pt} = 5.51 \times 10.64 \implies P_{pt} = 58.62 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant (P_{pec}) :

$$P_{pec} = G_{ec} \times S_{n2} \implies P_{pec} = 5.05 \times 13.20 \implies P_{pec} = 66.66 \text{ KN.}$$

2. Poids propre revenant pour chaque poutre :

Pour obtenir le poids propre d'une poutre, il suffit d'effectuer le produit de son volume par le poids volumique du matériau qui la compose, comme le montre la formule suivante :

$$S = \rho X V$$

Avec :

ρ : Poids volumique du matériau qui compose la poutre, dans notre cas

($\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$) Pour le béton armé.

V : volume de la poutre.

- Poutre principale :

$$P_{pp} = \rho X V_{pp}$$

$$P_{pp} = 25 [(0.30 \times 0.40) (4.75 - 0.30)] \implies P_{pp} = 13.35 \text{ KN}$$

- Poutre secondaire :

$$P_{ps} = \rho X V_{ps}$$

$$P_{ps} = 25 [(0.30 \times 0.35) (3.70 - 0.30)] \implies P_{ps} = 8.92 \text{ KN}$$

D'où le poids total des poutres qui est de : $P_t = 22.27 \text{ KN}$.

d). Surcharges d'exploitations :

1. Poids de la surcharge revenant à chaque plancher (Q) :

Le poids de la surcharge revenant à chaque plancher est calculé à partir de la formule suivante :

$$Q = q \times S_n$$

Avec :

q : surcharge revenant au plancher considéré fixée par le (DTR B.C.2.2)

S_n : surface de contact de la surcharge.

- Plancher terrasse Q_t :

$$Q_t = q_t \times S_{n1} \implies Q_t = 1.00 \times 10.64 \implies Q_t = 10.64 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant Q_{ec} :

$$Q_{ec} = q_{ec} \times S_{n2} \implies Q_{ec} = 1.50 \times 13.20 \implies Q_{ec} = 19.80 \text{ KN.}$$

- Plancher étage de service Q_s :

$$Q_s = q_s \times S_{n2} \implies Q_s = 2.50 \times 13.20 \implies Q_s = 33 \text{ KN.}$$

NB : sachant que tous les étages courants reçoivent la même surcharge d'exploitation sauf l'étage de service, on aura donc :

$$Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_{ec} = 19.80 \text{ KN.}$$

$$Q_s = 33 \text{ KN}$$

2. Poids propre des poteaux :

On utilisera la section minimale préconisée par le (RPA99 – V2003) pour la zone III à savoir (30x30) [cm²].

Le poids propre des poteaux est calculé avec l'utilisation de la formule ci- dessous :

$$G = \rho X V$$

Avec :

ρ : Poids volumique du matériau qui compose le poteau, ($\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$) pour le béton armé.

V : volume du poteau considéré.

- Poids poteau RDC et étages courants :

Pour tous les étages courants, nous avons une hauteur d'étage constante, soit alors :

- Poteau étage courant : $h_{ec} = 3.06 \text{ m}$

$$G = h X S X \rho$$

$$G = 3.06 \times (0.30 \times 0.30) \times 25 \implies G = 6.88 \text{ KN.}$$

- Poteau RDC : $h_{RDC} = 4.08 \text{ m}$

$$G = h_{rdc} X S X \rho$$

$$G = 4.08 \times (0.30 \times 0.30) \times 25 \implies G = 9.18 \text{ KN.}$$

II.4.3.3.Descente des charges : Fonctionnement mécanique de la structure :

-les charges sont appliquées en premier lieu au plancher.

-le planchant s'appuyant sur son pourtour (les poutres) transmet à ces derniers les charges et les surcharges qui lui sont appliquées.

-A leur tour les poutres s'appuyant sur les porteurs verticaux (ici les poteaux), transmettent à ces derniers une charge concentrée (effort normal de compression).

-Les poteaux sont ainsi amenés à collecter les charges et les surcharges transmises par les différents étages, pour les transmettre à leur tour aux fondations.

Pour le calcul de la descente des charges, on utilise la règle de dégression donnée par le document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

Chapitre II : Présentation et pré-dimensionnement de la structure

Celui-ci recommande d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de cinq(05) niveaux

On procède comme suit :

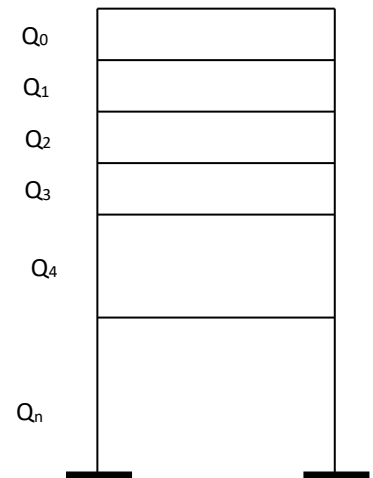
$$Q_0 = Q_t = 10.66 \text{ KN}$$

$$Q_1 = \dots = Q_5 = Q_{ec} = 19.80 \text{ KN}$$

$$Q_6 = Q_s = 33 \text{ KN}$$

Sous les étages inférieurs à cinq(05) : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

- Sous la terrasse : $Q_0 = 10.66 \text{ KN}$.
- Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + Q_1 = 30.46 \text{ KN}$.
- Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 48.28 \text{ KN}$.
- Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 64.12 \text{ KN}$.
- Sous le 3^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 77.98 \text{ KN}$.
- Sous le 2^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 89.86 \text{ KN}$.
- Sous le 1^{er} étage : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 109.66 \text{ KN}$.



Chapitre II : Présentation et pré-dimensionnement de la structure

Tableau II.9 : récapitulatif de la descente de charge.

Niveaux	Charges Permanents [KN]					Charges d'exploitation [KN]	Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]		
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G _{Cumul}	Q _{Cumul} (loi de dégression)	N = G _c + Q _c	S ≥ N/σ _{bc}	Section adoptée	Section adoptée Après un dimensionnement en capacité
6	58.62	22.27	6.88	87.77	87.77	10.66	98.43	65.62	30x30	35x35
5	66.66	22.27	6.88	95.81	183.58	30.46	214.04	142.69	30x30	35x35
4	66.66	22.27	6.88	95.81	279.39	48.28	327.67	218.44	35x35	40x40
3	66.66	22.27	6.88	95.81	375.2	64.12	439.32	292.88	35x35	40x40
2	66.66	22.27	6.88	95.81	471.01	77.98	548.99	365.99	35x35	45x45
1	66.66	22.27	6.88	95.81	566.82	89.86	656.68	437.78	35x35	45x45
RDC	66.66	22.27	9.18	95.81	662.63	109.66	772.29	514.86	35x35	45x45

II.4.3.4. Vérifications suivant les règlements en vigueur :

a) Vérification des dimensions des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant :

Les ossatures en portique doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non pas dans les poteaux qui respect le concept «Poteau fort – Poutre faible», il faut avoir une plus grande rigidité des poteaux dans les deux directions en plan sans encombrement architectural.

Les rotules plastiques se forment 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.

C'est-à-dire la condition de résistance exigée par les règlements parasismiques dont le RPA99 Version 2003 (**Art.7.6.2**) :

$$\Sigma M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} \Sigma M_{Rb} \Rightarrow \Sigma M_{Rc} \geq 1,25 \Sigma M_{Rb}$$

Ou bien:

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1,25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

$$\text{On a : } \sigma = \frac{MxV}{I} \Rightarrow M = \frac{\sigma x I}{V} \text{ et } V = \frac{h}{2}$$

σ est la même pour les poteaux et les poutres.

On remplaçant les valeurs des moments dans la condition précédente ; on obtient alors :

$$\Rightarrow (|I_n| + |I_s|) x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25 (|I_w| + |I_e|) x \frac{1}{h_{POUT}}$$

Avec :

M_c (respectivement M_b) moments résistants de dimensionnement des poteaux (respectivement des poutres).

I_c (respectivement I_b) Moments d'inerties de dimensionnement des poteaux (respectivement des poutres).

γ_{Rd} : coefficient de surcapacité.

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

$$(|I_n| + |I_s|) x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25 (|I_w| + |I_e|) x \frac{1}{h_{POUT}}$$

Pour les nœuds extérieurs (au niveau des angles); il y a 1 poutre et 2 poteaux pour chaque portique.

$$\left\{ \begin{array}{l} (|I_n| + |I_s|)x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25(|I_w|)x \frac{1}{h_{POUT}} \\ \text{ou} \\ (|I_n| + |I_s|)x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25(|I_e|)x \frac{1}{h_{POUT}} \end{array} \right.$$

Les nœuds extérieurs sont moins exigeants par rapport aux nœuds intérieurs

Si $(|I_n| + |I_s|)x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25(|I_w| + |I_e|)x \frac{1}{h_{POUT}}$ est vérifié

Alors $\left\{ \begin{array}{l} (|I_n| + |I_s|)x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25(|I_w|)x \frac{1}{h_{POUT}} \\ \text{ou} \\ (|I_n| + |I_s|)x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25(|I_e|)x \frac{1}{h_{POUT}} \end{array} \right.$ sera vérifiée

Tableau II.10 : vérification de la condition de dimensionnement en capacité.

Portique intérieur // a X :(poutre principale)	Portique intérieur // a Y :(poutre secondaire)
$(I_n + I_s)x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25 (I_w + I_e)x \frac{1}{h_{POUT}}$ $\frac{bh^2}{12} + \frac{bh^2}{12} \geq 1,25 \left(2 \cdot \frac{b_{PP} h_{PP}^2}{12} \right)$ $b = h \Rightarrow h \geq \left(1,25 x b_{PP} x h_{PP}^2 \right)^{\frac{1}{3}}$ $\Rightarrow h \geq \left(1,25 x 30 x (40)^2 \right)^{\frac{1}{3}}$ $\Rightarrow h \geq 39,14cm$	$ I_n + I_s \geq 1,25 (I_w + I_e)$ $\frac{bh^2}{12} + \frac{bh^2}{12} \geq 1,25 \left(2 \cdot \frac{b_{PS} h_{PS}^2}{12} \right)$ $b = h \Rightarrow h \geq \left(1,25 x b_{PS} x h_{PS}^2 \right)^{\frac{1}{3}}$ $\Rightarrow h \geq \left(1,25 x 30 x (35)^2 \right)^{\frac{1}{3}}$ $\Rightarrow h \geq 35,81cm$

b) Vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres :

Chapitre II : Présentation et pré-dimensionnement de la structure

Tableau II.11 : vérification de la condition de résistance exigée par le RPA99 version 2003.

	Moments d'inerties (cm ⁴)	Niveau		
		5,6	3,4	RDC, 1,2
Poteaux	Section (cm ²)	30x30	35x35	35x35
	$I_s (10^3)$	67,500	125,052	125,052
	$I_n (10^3)$	67,500	125,052	125,052
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc} (10^3)$	<u>4,500</u>	<u>7,146</u>	<u>7,146</u>
Poutres principales	Section	30x40	30x40	30x40
	$I_w (10^3)$	160	160	160
	$I_e (10^3)$	160	160	160
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^3)$	<u>10,0</u>	<u>10,0</u>	<u>10,0</u>
Observation		Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier
Poutres secondaires	Section	30x35	30x35	30x35
	$I_w (10^3)$	107,187	107,187	107,187
	$I_e (10^3)$	107,187	107,187	107,187
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^3)$	<u>7,656</u>	<u>7,656</u>	<u>7,656</u>
Observation		Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier

Vu que la condition de résistance exigée par le RPA99 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 sections des poteaux.

Et puisque la condition de dimensionnement en capacité est vérifié pour $h \geq 39,14cm$

Tableau II.12 : vérification de la condition de résistance exigée par le RPA99 version 2003

	Moments d'inerties (cm ⁴)	Niveau		
		5,6	3,4	RDC, 1,2
poteaux	Section (cm ²)	35x35	40x40	45x45
	$I_s (10^3)$	125,052	213,333	341.718
	$I_n (10^3)$	125,052	213,333	341.718
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc} (10^3)$	<u>7,146</u>	<u>10,666</u>	<u>15.187</u>
Poutres principales	Section	30x40	30x40	30x40
	$I_w (10^3)$	160	160	160
	$I_e (10^3)$	160	160	160
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^3)$	<u>10,0</u>	<u>10,0</u>	<u>10,0</u>
Observation		Non vérifier	OK	OK

Chapitre II : Présentation et pré-dimensionnement de la structure

P.S : Dans cette tour les dimensions des poteaux des 2 derniers niveaux ne respectent pas la condition de dimensionnement en capacité.

	Moments d'inerties (cm ⁴)	Niveau		
		5,6	3,4	RDC,1,2
poteaux	Section (cm ²)	35x35	40x40	45x45
	$I_s (10^3)$	125,052	213,333	341.718
	$I_n (10^3)$	125,052	213,333	341.718
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc} (10^3)$	<u>7,146</u>	<u>10,666</u>	<u>15.187</u>
Poutres secondaires	Section	30x35	30x35	30x35
	$I_w (10^3)$	107,187	107,187	107,187
	$I_e (10^3)$	107,187	107,187	107,187
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^3)$	<u>7,656</u>	<u>7,656</u>	<u>7,656</u>
Observation		Non vérifier	OK	OK

Conclusion :

Vu que la condition de résistance exigée par le RPA99 version 2003 :

$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$ est vérifiée pour tous les étages à part les 2 derniers niveaux, et que le RPA99 version 2003 nous dicte que cette condition est facultatif pour les 2 derniers niveaux alors le concept «Poteau fort – Poutre faible» est respecter.

c) Vérifications relatives aux coffrages :

En zone III, l'art 7.4.1 du (RPA99-V2003) nous impose :

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(35 ; 35) = 35 > 30 \text{ cm (E.C.)} \dots \dots \dots \text{(C.V.)}$.
 - ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(45 ; 45) = 45 > 30 \text{ cm (RDC)} \dots \dots \dots \text{(C.V.)}$.
 - ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > h_e / 20 = (306-20) / 20 = 14.3 \text{ cm (E.C.)} \dots \dots \dots \text{(C.V.)}$.
 - ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} > h_e / 20 = (408-20) / 20 = 19.4 \text{ cm (RDC)} \dots \dots \dots \text{(C.V.)}$.
- h_1 : la hauteur libre du poteau.

- ✓ $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Pour tous les poteaux du RDC et tous les étages courants on a :

$$1/4 < b_1/h_1 = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{(C.V.)}$$

d) Vérifications relatives au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).

Chapitre II : Présentation et pré-dimensionnement de la structure

✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = L_f / i \leq 50$$

Avec :

- L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

- λ : élancement du poteau.

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

- B : section transversale du poteau, ($B = b \times h$).

- I : moment d'inertie du poteau, $I = bh^3/12$.

Sachant que pour tous les poteaux, on a ($b=h$) donc les expressions du moment d'inertie et de la section transversale du poteau deviennent :

$$I = b^4/12 \quad ; \quad B = b^2.$$

On remplace dans « i » :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b^4}{12b^2}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

on remplace dans l'expression de l'élancement i et L_f par leurs expressions et on aura :

$$\lambda = L_f / i \implies \lambda = \frac{0.7 l_0}{\frac{b}{\sqrt{12}}} \implies \lambda = 2.425 \frac{l_0}{b}$$

➤ Poteaux (45x45)[cm²], du RDC :

$$L_0 = 4.08 - 0.20 = 3.88 \text{ m} ; b = 0.45 \text{ m} : \lambda = 2.425 (3.88 / 0.45) = 20.90 < 50 \text{ (C.V.)}$$

➤ Poteaux (45x45)[cm²] pour le 1^{er} et 2^{eme} étage :

$$L_0 = 3.06 - 0.20 = 2.86 \text{ m} ; b = 0.45 \text{ m} : \lambda = 2.425 (2.86 / 0.45) = 15.41 < 50 \text{ (C.V.)}$$

➤ Poteaux (40x40)[cm²] pour le 3^{eme} et 4^{eme} étage :

$$L_0 = 3.06 - 0.20 = 2.86 \text{ m} ; b = 0.40 \text{ m} : \lambda = 2.425 (2.86 / 0.40) = 17.33 < 50 \text{ (C.V.)}$$

➤ Poteaux (35x35) [cm²], du 5^{eme}, 6^{eme} étage :

$$L_0 = 3.06 - 0.20 = 2.86 \text{ m} ; b = 0.35 \text{ m} : \lambda = 2.425 (2.86 / 0.35) = 19.81 < 50 \text{ (C.V.)}$$

Pour toutes les sections des poteaux qu'on a choisis, la condition qui satisfait la stabilité de forme (flambement) est vérifiée.

Conclusion : toutes les vérifications sont effectuées ; on adopte donc pour le pré dimensionnement des poteaux les sections suivantes :

- **Poteaux (45x45)[cm²]**, pour le RDC ,1^{er}et 2^{eme} étage.
- **Poteaux (40x40) [cm²]**, pour le 3^{eme} et 4^{eme} étage.
- **Poteaux (35x35) [cm²]**, Pour le 5^{eme} et 6^{eme}étage.

Dispositions constructive : D'après l'art 7.6.2 du [RPA99-V2003], on adopte la même section pour tous les poteaux d'un même niveau.

II.4.4.Les voiles :

Les voiles sont les éléments rigides destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

On considère comme voile tout élément en béton armé satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

Avec :

L : longueur du voile.

e=a : épaisseur du voile

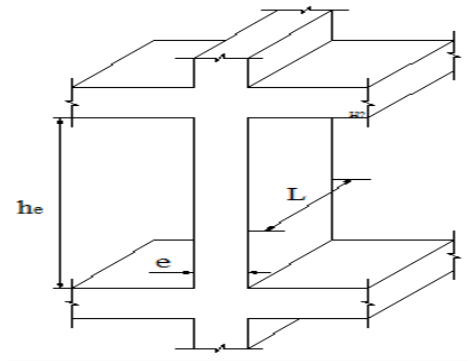


Figure II.10 : Coupe d'un voile en élévation.

Leur pré-dimensionnement se fera conformément à l'art 7.7.1 du (RPA99-V2003).

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (he) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Nous avons deux types de voiles :

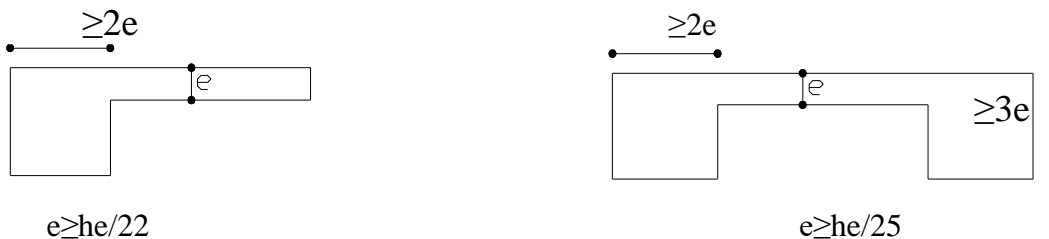


Figure II.11 : schématisation des voiles

Avec :

e : épaisseur du voile ;

he : hauteur libre de l'étage

$$e = \max (he / 25 ; he / 22) = he / 22$$

a) calcul de l'épaisseur des voiles pour le rez de chaussé (RDC): $h_e=4.08$ m

$$a \geq h_e / 22 = (h - h_p) / 22 \quad \Longrightarrow \quad a \geq h_e / 22 = (4.08 - 0.2) / 22 = 0.176 \text{ m}$$

$$a \geq 17.6 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{on retiendra } a = 20 \text{ cm}$$

b) calcul de l'épaisseur des voiles pour les étages courants : $h_e= 3.06$ m

$$a \geq h_e / 22 = (h - h_p) / 22 \quad \Longrightarrow \quad a \geq h_e / 22 = (3.06 - 0.2) / 22 = 0.13 \text{ m}$$

$$a \geq 13 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{on retiendra } a = 20 \text{ cm}$$

Conclusion: En retiendra pour le pré-dimensionnement des voiles la valeur suivante : $a = 20$ cm

Conclusion

Après avoir fait ces calculs, on a opté pour le pré dimensionnement suivant :

- ✚ Plancher en corps creux : (16+4) cm
- ✚ Dalle pleine : 15 cm d'épaisseur.
- ✚ Poutres principales : (30X40) cm^2
- ✚ Poutres secondaires : (30X35) cm^2
- ✚ Poteaux : **Poteaux (45x45) [cm^2]**, pour le RDC ,1^{er} et 2^{eme} étage.
Poteaux (40x40) [cm^2], pour le 3^{eme} et 4^{eme} étage.
Poteaux (35x35) [cm^2], Pour le 5^{eme} et 6^{eme} étage.

- ✚ Voiles : 20 cm d'épaisseur.

Chapitre III

Etude comparative (Structure sans porte-à-faux / Structure avec porte-à-faux)

Introduction

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments résistants, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur du génie parasismique, connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Pour cela le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99 version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente car la structure est irrégulière en plan et la structure est de groupe d'usage 2 en zone III avec une hauteur de 22.44 m > 17m qui est exigée par la méthode statique équivalente, alors le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale qui peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure (Article 4.3.1 du RPA 99). [43]

- **Spectre de réponse (Article 4.3.3 du RPA 99) [13]**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

A : Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1).

R : Coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3).

T1 et T2 : Période caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7).

Q : Facteur de qualité de la structure (Tableau 4.4).

η : Facteur de correction d'amortissement.

Les réponses de la structure sont déterminées par le code de calcul par éléments finis « **ETABS 9.6.0** ». Ce logiciel est un programme de calcul traitant le chargement statique et dynamique de structure à comportement linéaire mis au point à l'université de Berkeley en Californie aux états unis d'Amérique.

Nous avons fait appelle à ce logiciel «**ETABS 9.6.0**» pour déterminer :

- Comportement dynamique.
- Justification du système de contreventement.
- Vérifications :
 - Sollicitations normales (Article 7.4.3.1) ;
 - Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4) ;
 - Résultante des forces sismiques de calcul (Article 4.3.6) ;
 - Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Article 5.9) ;
 - Justification vis-à-vis des déformations (Article 5.10) ;
 - Stabilité au renversement (Article 4.41).

- Efforts internes dans les éléments structuraux.

Dans un premier temps pour ce chapitre, on procède à une étude dynamique par la méthode spectrale modale pour deux structures : l'une sans porte-à-faux et l'autre avec porte-à-faux, tout en faisant les vérifications du RPA2003 citées précédemment, puis il y lieu de faire une étude comparative entre les résultats de l'étude dynamique des deux structures.

III.1.Les étapes de modélisation de la structure :

La structure est dimensionnée selon le code de calcul du béton aux états limites (BAEL91) [67], et le règlement parasismique Algérien (RPA2003) [43], sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel « ETABS version 9.6.0 ». L'analyse linéaire élastique est basée sur la méthode des forces,et pour ce qui est des étapes de modélisation ils peuvent être résumées comme suit [68][69]:

- **Modélisation géométrique de la structure :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- ✓ **Choix des unités :** On choisit **KN-m**.
- ✓ **Géométrie de base :** on introduit les dimensions de la structure dans les deux sens ainsi les hauteurs des étages.

- **Spécification des propriétés des matériaux :**

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton (concrete and steel).

- **Béton :**
 - Masse per unit volume (masse volumique du béton): 2.5KN/m3
 - Weight per unit volume (Poids volumique du béton) : 25 KN/m3
 - Modulus of Elasticity (Module de Young): 32164200 KN/m2
 - Specified concrete comp strenght (contrainte max du béton à la compression): 25000 KN/m2
 - Bending Reinf,Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux) : 400000 KN/m2
 - Shear Reinf,Tield Stress (contrainte max des aciers transversaux) : 400000 KN/m2

• **Modélisation des éléments géométriques de la structure :**

La troisième étape consiste à l’affection des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, dalle, voile...).

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires ‘‘Frame’’, les voiles par des éléments coques ‘‘Shell ’’, et les planchers par des éléments ‘‘Deck’’.

• **Chargement statique de la structure (G et Q) :**

La quatrième étape consiste à définir les charges : avant de charger la structure, il faut d’abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

On rappelle que la structure considérée est à usage de commerce, bureau et habitation à planchers en corps creux de type (16+4). Les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

✚ **Les charges permanentes (G) :**

Pour un plancher courant : $G= 5,05 \text{ Kn/m}^2$.

Pour le plancher terrasse : $G= 5,51 \text{ Kn/m}^2$.

✚ **Les surcharges d’exploitation (Q) :**

Pour les Planchers à usage habitation: $Q=1.5 \text{ Kn/m}^2$.

Pour le plancher terrasse : $Q = 1 \text{ Kn/m}^2$.

Pour les planchers à usage de commerces et de bureaux : $Q=2.5 \text{ Kn/m}^2$.

Pour le calcul statique (charges verticales), la matrice de rigidité est obtenue par la superposition des contributions des différentes rigidités des barres et des éléments constituant la structure. Le vecteur force est composé des charges externes réparties aux nœuds de la structure.

L’analyse statique d’une structure implique la résolution du système d’équations linéaires représentée par :

$$\{F\} = [K] \{u\} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

K : Matrice de rigidité.

f : Vecteur des charges appliquées,

u : Vecteur des déplacements résultant de l’application de f.

• **Définition de l’analyse dynamique (E) :**

La cinquième étape consiste à définir :

Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse du RPA2003 développé par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d’accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

Données à introduire dans le logiciel :

- ✓ Zone : III (Zone a sismicité élevée, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- ✓ Groupe d’usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- ✓ Coefficient de comportement : Système de contreventement constitué par des voiles et des portiques en béton armé.
- ✓ Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- ✓ Site : S3 (rapport du sol).
- ✓ Facteur de qualité (Q): 1.15.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on enregistre le spectre. Puis, il y a lieu d'injecter le spectre créé dans le logiciel « ETABS ».

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme). Puis introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

- **Masses sismiques :**

Sixième étape : La masse sismique du plancher considéré dans l'analyse dynamique est égale à :

$$M_i = \frac{W_{Gi} + 0,2W_{Qi}}{g} \dots \dots \dots (III.2)$$

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse, et qui sont désignés par la notation de **Mass Source**.

On affecte la valeur de β suivant la nature de la structure pour la surcharge d'exploitation. Pour notre cas la structure est à usage d'habitation : $\beta = 0,2$.

- **Combinaisons d'actions**

Septième étape :

-Introduction des combinaisons d'actions :

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

- **Combinaisons aux états limites du BAEL99 [67]:**
ELU : 1.35G+1.5Q.
ELS : G+Q.
- **Combinaisons accidentelles du RPA2003 [43] :**
GQE : G+Q±E.
08GE : 0.8G±E.

On introduit les combinaisons dans le logiciel.

-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Huitième étape : Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Diaphragme : Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

Appuis : Les poteaux sont supposés parfaitement encastres dans les fondations.

La phase de modélisation de la structure est **terminée**, l'analyse linéaire élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur « **Run analysis** ».

III.2. Etude dynamique de la structure sans porte-à-faux par l'analyse modale spectrale :

En utilisant le logiciel « ETABS » la structure sans porte-à-faux sera modélisée par l'analyse modale spectrale, puis vérifiée suivant les conditions du RPA 99/2003[43].

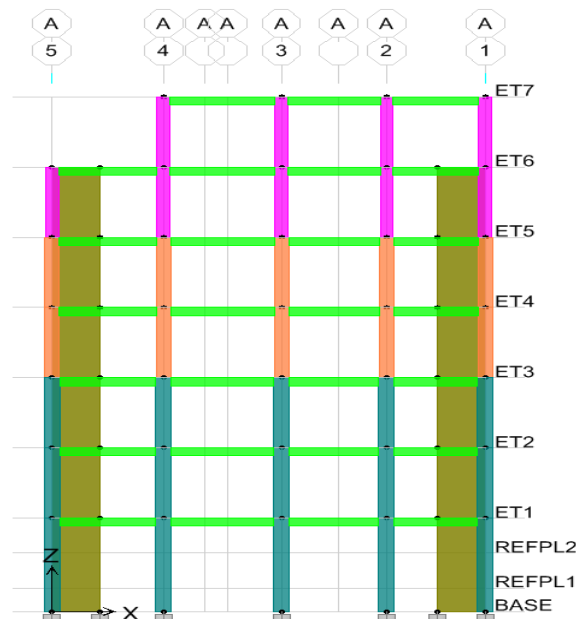


Figure III.1. : Vue en élévation de la structure sans porte-à-faux.

III.2.1. Comportement dynamique :

Tableau III.1 : Comportement dynamique de la structure.

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		Ux	Uy	Rz	SumUX	SumUY	
1	0,570001	73,9035	0,0358	0,2656	73,9035	0,0358	Trans X-X
2	0,515803	0,0531	74,1771	0,0168	73,9566	74,2129	Trans Y-Y
3	0,457762	0,2676	0,046	74,6045	74,2241	74,2589	Torsion
4	0,163565	14,4142	0,0338	0,0552	88,6384	74,2927	
5	0,14601	0,0642	15,0821	0,1295	88,7026	89,3747	
6	0,133829	0,0451	0,3388	13,7372	88,7477	89,7136	
7	0,078789	4,9267	0,1093	0,2317	93,6743	89,8229	
8	0,072034	0,4575	1,816	2,4644	94,1319	91,6389	

La période propre de la structure est de **0,570 s**. Elle est relativement basse, la structure est donc rigide (Même « trop » rigide).

Le premier mode de vibration est une **translation** suivant l'axe x-x, il mobilise plus de **73%** de la masse modale de la structure, le second mode est une **translation** suivant l'axe y-y et le troisième mode est une **torsion**.

Le nombre de modes à prendre en considération est de **8 modes**, car c'est à ce mode que les **90%** de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x-x » et « y-y » sont atteintes. (Article 4.3.4 du RPA 99) [43].

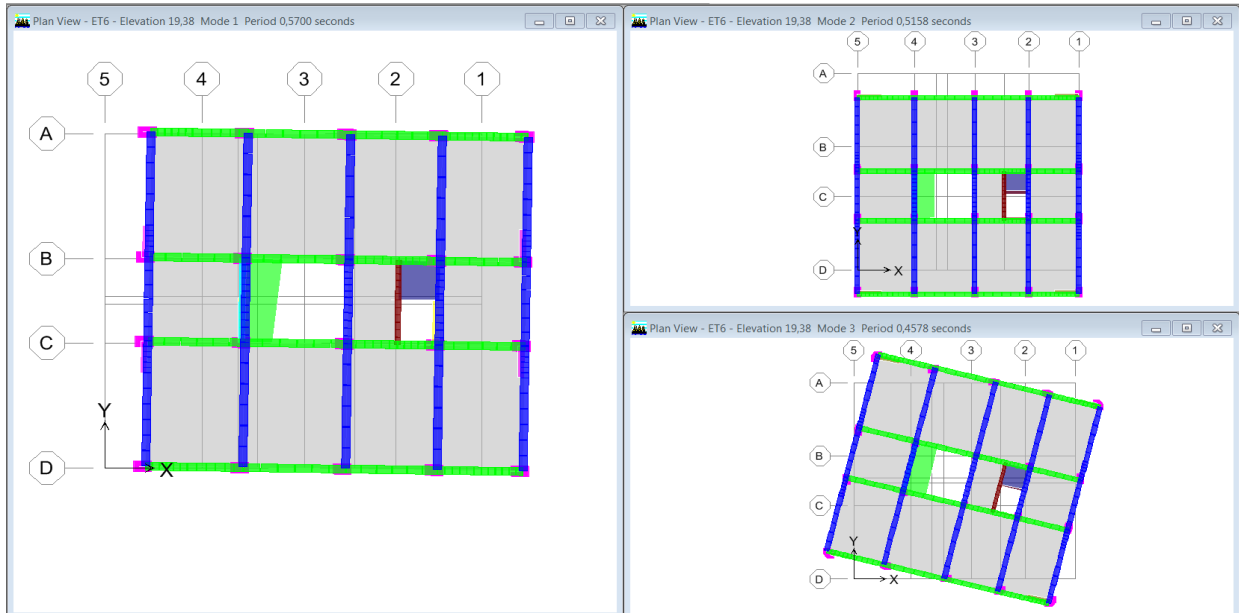


Figure III.2. : Les trois premiers modes de vibration.

III.2.2. Justification du système de contreventement :(Art 3.4/RPA99version 2003)

Le choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calculs, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3/ RPA2003).

Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont calculées manuellement (Descente de charge). (Combinaison poids)

- Charges verticales reprise par les portiques : 12094.06 kN (82.21 %)
- Charges verticales reprise par les voiles : 2618.23kN (17.79%)

Répartition des charges horizontales (Vx et Vy) : Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut ». (Combinaison E spectre)

Tableau III.2: Pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles et les portiques.

Niveau	Sens xx		sensyy	
	Vx (%) portique	Vx (%) %voile	Vy (%) portique	Vy (%) voile
1	14,77	85,34	11,52	88,48
2	12,95	87,13	14,10	85,90
3	36,06	64,10	29,31	71,23
4	41,54	58,75	32,85	67,66
5	38,50	61,84	29,61	70,82
6	50,30	50,62	29,77	70,66
7	50,45	51,94	28,62	72,31
Moyenne	34,94	65,67	25,11	74,89

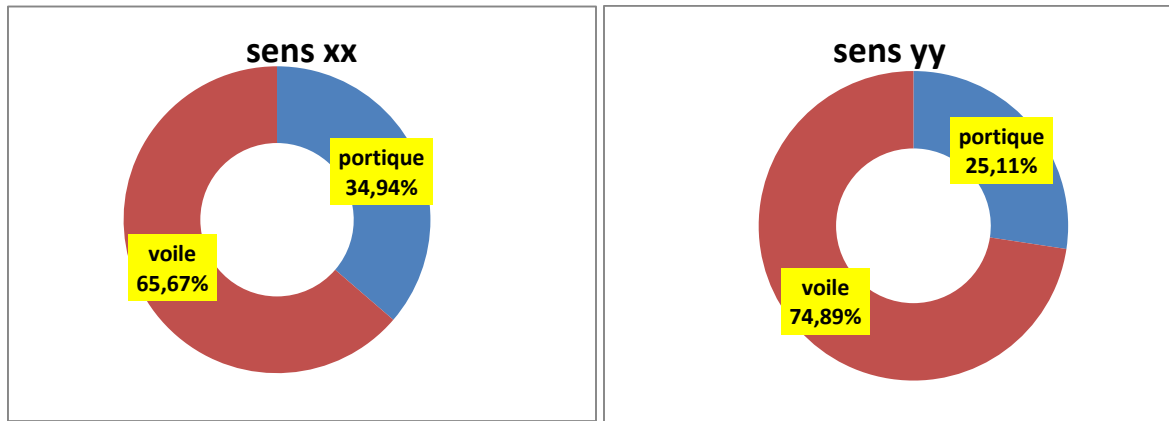


Figure III.3 : Répartition des charges sismiques horizontales.

Le système de contreventement est le « 4a » (système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles), car d'une part, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et d'autre part, les portiques reprennent au moins 25 % des sollicitations dues aux charges horizontales (voir figure ci-dessus).

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Et d'après le **tableau 4.3 du RPA 2003**, on aura la valeur numérique du coefficient de comportement qui a pour valeur : **R= 5**.

✚ **La disposition des voiles retenues :**

A partir des plans d'architecture, nous avons procédé à la recherche d'une meilleure disposition des voiles qui permet une bonne reprise et absorption de l'action sismique. Ainsi, suite à plusieurs études, nous sommes arrivées à la disposition des voiles indiquée dans la figure suivante :

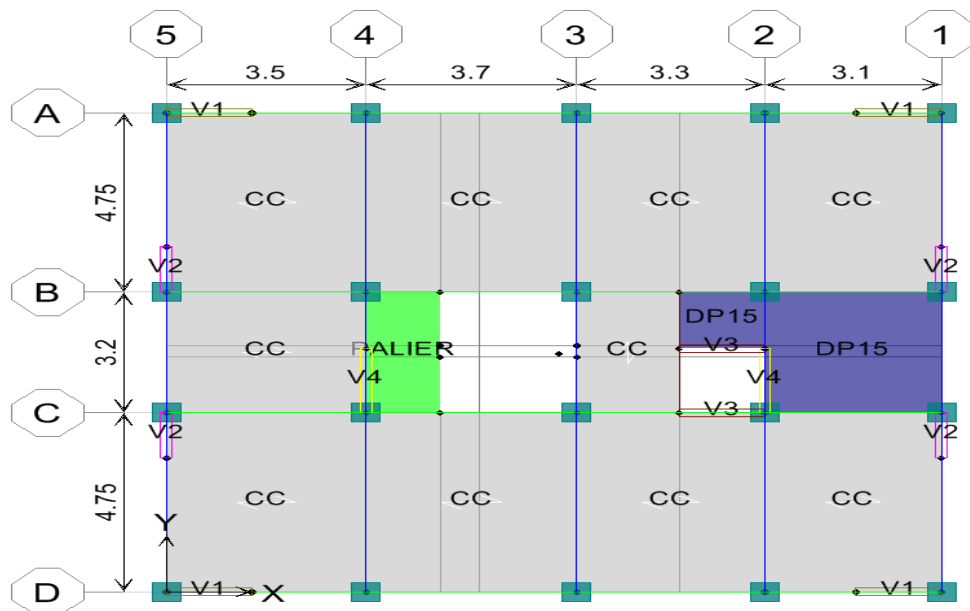


Figure III.4 : Schéma de disposition des voiles (vue en plan).

III.2.3. Vérifications :

a) Sollicitations normales (Article 7.4.3.1/RPA 99version 2003) :

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

$$V = \frac{Nd}{Bcxf_{c28}} < 0.3$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton. **Nd = 1570.50kN**

Bc : est l'aire de la section du béton (section brute). **Bc = (45x45) cm²**

fc₂₈: est la résistance caractéristique du béton. **fc₂₈ = 25 MPA**

$$V = 0,31 > 0.3 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Il faut donc, augmenter les paramètres du dénominateur (Bc et/ou fcj). Les résultats après augmentation des sections des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit).

Niveau	Nouvelles sections [cm ²]	Effort normal Nd [kN]	V	observations
6	40x40	125,24	0,031	Vérifiée
5	40x40	250,29	0,062	Vérifiée
4	45x45	405,1	0,080	Vérifiée
3	45x45	644,44	0,127	Vérifiée
2	50x50	941,88	0,150	Vérifiée
1	50x50	1265,21	0,202	Vérifiée
RDC	50x50	1577,14	0,252	Vérifiée

Donc, les sections de poteaux à retenir définitivement sont celles données dans le tableau ci-dessus.

b) Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4/R.P.A 99version 2003) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de mode à retenir est de **03** dans chaque direction considérée.

Participation massique :

Mode : 8 Sens xx : 94,13
 Sens yy : 91,63

La somme des masses modales du mode 8 dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la **condition du RPA2003 est vérifiée.**

c) Résultante des forces sismiques de calcul (Article 4.3.6/RPA99version 2003) :

D'après l'article : « La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par

la méthode statique équivalente (V) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dans le rapport $0.8 V_s/V_t$. » (article 4.3.6 du RPA99V2003). [13]

Vérification de l'effort tranchant à la base:

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente:**

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

- **Coefficient d'accélération de zone « A » :**

Le coefficient « A » est donné par le tableau (4-1RPA2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$A=0,25$ (groupe d'usage2, zone III)

- **Coefficient de comportement global de la structure « R »:**

Le coefficient « R » est donné par le tableau (4-3RPA2003) en fonction du système de contreventement.

$R = 5$ (Système de contreventement **mixte** portique / voile avec interaction)

- **Poids total de la structure « Wt »:**

$W_t = 14712,33\text{KN}$ (poids total de la structure déterminé de l'ETABS).

- **Facteur d'amplification dynamique « D »:**

La période fondamentale :

On doit calculer le facteur d'amplification dynamique (D), et pour cela il faut d'abord calculer la période fondamentale qui correspond à la plus petite des valeurs obtenues par les formules 4-6 et 4-7 (article 4.24 du RPA99version2003).

La période donnée par l'ETABS est: $T_{\text{etabs}} = T_{\text{analytique}} = \mathbf{0,570s}$

La période donnée par les formules empiriques du RPA99 version 2003, est:

$$T = \text{Min} \{0,09h_n / \sqrt{L}, C_t (h_n)^{3/4}\}$$

Avec:

L : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considère.

h_n: la hauteur du bâtiment mesure à la base de la structure jusqu'à au dernier niveau« n » :

$h_n = 22.44 \text{ m}$.

C_t:coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et il est donné par le tableau (4-6RPA2003) → $C_t=0.05$

T empirique = min {0.547, 0.566, 0.515} = 0.515s

L'article 4.2.4 du RPA99version2003 postule que :

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

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée par le tableau suivant :

Tableau III.4:Condition sur T (période choisie).

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1.3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1.3T_{empirique}$

$$T_{empirique} = 0.515s < T_{analytique} = 0.570s < 1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.515 = 0.669s$$

Donc : $T = T_{analytique} = 0.570s$

$T_2 = 0.5 S$ (pour un site meuble S3 : du tableau 4.7 RPA2003)

$$T_2 = 0.5s < T = T_{analytique} = 0.570s < 3s \quad \Longrightarrow \quad D = 1.87$$

• **Facteur de qualité « Q » :**

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau 4-4 du RPA2003.

1. Régularité en plan :

-Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

⇒ **Condition non vérifiée.** (Voir la figure III.5)

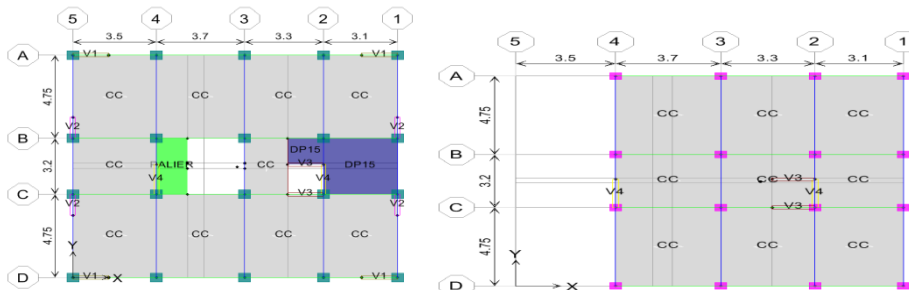


Figure III.5 : Vue en plan du 1^{er} étage et l'étage en attique.

- 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.

Sens x-x : $0 < 0.25 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Sens y-y : $0 < 0.25 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- les excentricités :

$e_x = 1.16 < 0.15l_x = 2.04 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

$e_y = 0.245 < 0.15l_y = 1.905 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- $S_o = 10.23 m^2 < 0.15S_T = 25.90 m^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

La régularité en plan n'est pas vérifiée dans les deux sens : $P_{1x} = 0.05$
 $P_{1y} = 0.05$

2. Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation ⇒ **Condition vérifiée.**
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} W_{\text{terrasse}}=1293,75\text{KN} \\ W_{\text{étage}}=3362,29\text{KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La variation de la masse est brusque et irrégulière} \\ \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Décrochement en élévation :

Sens xx : $B'/B = 10.1/13.6=0.74 > 0.67 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Sens yy : $B'/B = 12,7/12.7=1 > 0.67 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

La régularité en élévation **n'est pas vérifiée** dans les deux sens : $P_{2x} = P_{2y} = 0.05$

3. Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. ⇒ **Condition vérifiée.**

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Sens xx : $l_i / l_{(i+1)} = 3.70/3.30 = 1.12 < 1.5$

Sens yy : $l_i / l_{(i+1)} = 4.75/3.20 = 1.48 < 1.5$

Condition **vérifiée** dans les deux sens : $P_{x3} = P_{y3} = 0$

4. Redondance en plan :

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

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\text{Sens xx: } \left\{ \begin{array}{l} (03) \text{ files de portiques} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.} \\ l_i / l_{(i+1)} = 3.70/3.30 = 1.12 < 1.5 \end{array} \right.$$

$$\text{Sens yy : } \left\{ \begin{array}{l} (03) \text{ files de portiques} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.} \\ l_i / l_{(i+1)} = 4.75/3.20 = 1.48 < 1.5 \end{array} \right.$$

Condition **non vérifiée** dans les deux sens. $P_{4x} = P_{4y} = 0.05$

5. Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le séisme 2003.

$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$

Alors : $Q_x = Q_y = 1.15$

Application numérique: $V_x=1581,94$ KN
 $V_y=1581,94$ KN

$V_{x,dyn}=1469,68 > 80\% V_x=1265,55$ KN.....**Condition vérifiée.**

$V_{y,dyn}=1580,12 > 80\% V_y=1265,55$ KN.....**Condition vérifiée.**

Conclusion:

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V . Autrement dit :

$V_t > 0.8 V_{MSE} \Rightarrow$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

d) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Article 5.9/RPA 99version 2003) :

D'après l'art 5.9 du RPA99 version 2003, les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta_K = P_k \Delta_k / V_K H_K \leq 0.10$$

Avec :

P_k : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport à K-1.

H_K : Hauteur de l'étage K.

Tableau III.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Niveau	P_k (KN)	Sens x-x				Sens y-y			
		Δ_k (m)	$V_K \times H_K$	$P_k \times \Delta_k$	θ_x	Δ_k (m)	$V_K \times H_K$	$P_k \times \Delta_k$	θ_y
7	1293,75	0,0115	859,1562	14,87813	0,017317	0,007	893,1222	9,05625	0,01014
6	3362,29	0,013	1816,691	43,70977	0,02406	0,011	1947,047	36,98519	0,018996
5	5516,9	0,0145	2689,801	79,99505	0,02974	0,013	2887,691	71,7197	0,024836
4	7671,51	0,0155	3393,479	118,9084	0,03504	0,0135	3644,888	103,56539	0,028414
3	9887,88	0,015	3919,829	148,3182	0,037838	0,0135	4210,682	133,48638	0,031702
2	12104,25	0,0125	4275,769	151,3031	0,035386	0,012	4594,498	145,251	0,031614
1	14712,33	0,009	5996,294	132,411	0,022082	0,008	6446,89	117,69864	0,018257

La condition de l'article 5.9 du RPA 99/version 2003 [43] est vérifiée à tous les niveaux, donc les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés.

e) Déplacements relatifs latéraux inter-étage (Art 5.10/R.P.A99version 2003) :

Les déformations excessives d'une structure sont source de dommages des éléments non structuraux et de l'équipement ce qui doivent être limités. C'est pour cela que, selon l'article 5.10 du RPA 99 [43], les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage donc l'inégalité suivante doit nécessairement être vérifiée :

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

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

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

$$\delta_{x}^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_{ex} = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ (Art.4.4.3 RPA99/2003)}$$

$$\delta_{y}^k = R \cdot \delta_{ey}^k \text{ et } \Delta_{ey} = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1} \text{ (Art.4.4.3 RPA99/2003)}$$

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= 5).

δ_{x}^k : Déplacement horizontal dans la direction x-x.

δ_{y}^k : Déplacement horizontal dans la direction y-y.

Δ_{ex} : Déplacement latéral relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans la direction x-x.

Δ_{ey} : Déplacement latéral relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans la direction y-y.

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

Tableau III.6 : Déplacements relatifs latéraux inter-étages.

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)
7	0,0182	0,0156	5	0,091	0,078	0,0115	0,007	0,0306	Oui
6	0,0159	0,0142	5	0,0795	0,071	0,013	0,011	0,0306	Oui
5	0,0133	0,012	5	0,0665	0,06	0,0145	0,013	0,0306	Oui
4	0,0104	0,0094	5	0,052	0,047	0,0155	0,0135	0,0306	Oui
3	0,0073	0,0067	5	0,0365	0,0335	0,015	0,0135	0,0306	Oui
2	0,0043	0,004	5	0,0215	0,02	0,0125	0,012	0,0306	Oui
1	0,0018	0,0016	5	0,009	0,008	0,009	0,008	0,0408	Oui

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieures aux déplacements admissibles.

f) Stabilité au renversement (Article 4.4.1/RPA99version 2003) :

La vérification au renversement de la structure s'avère être nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivante :

$$\frac{Ms}{Mr} \geq 1,5$$

Mr : moment renversant obtenu, tirés des résultats d'analyse par le logiciel (ETABS)

Ms : moment stabilisant : $Ms = W \times \frac{L}{2}$

W : poids total du bâtiment. W=14712,33KN

- **Sens longitudinal :**

$$M_s = 14712,33 \times 13,6 / 2 = 100043,844 \text{ KN.m}$$

$$M_{rx} = 23922,798 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 4.18 \geq 1,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

$$M_s = 14712,33 \times 12,7 / 2 = 93423,295 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 22241,567 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 4.20 \geq 1,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les moments stabilisants sont nettement supérieurs aux moments renversants dans les deux directions principales, la structure est donc stable vis-à-vis du renversement et la condition de l'article 4.41 du RPA 99/version 2003 [43] est vérifiée.

III.2.4. 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)	62,58	0.8 G ± E
Moment aux appuis positif inf (KN.m)	117,32	0.8 G ± E
Moment aux appuis négatif sup (KN.m)	-132,05	G + Q ± E
Effort tranchant max (KN)	157,49	G + Q ± E

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

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	49,03	ELU
Moment aux appuis positif (KN.m)	72,10	0.8 G ± E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-95,36	G + Q ± E
Effort tranchant max (KN)	106,27	ELU

B) Poutres secondaires :

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

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	54,17	0.8 G ± E
Moment aux appuis positif (KN.m)	115,78	0.8 G ± E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-138,25	G + Q ± E
Effort tranchant max (KN)	170,98	G + Q ± E

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

Combinaisons	Effort	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	32,96	0.8 G ± E
Moment aux appuis positif (KN.m)	48,12	G + Q ± E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-52,62	G + Q ± E
Effort tranchant max (KN)	52,21	G + Q ± E

A.1.Ferraillage des poutres principales :

- **Armatures longitudinales :**

Tableau III.11 : Ferraillage des poutres principales.

Groupe	Localisation	M _{max}	Combinaison	A calculée [cm ²]
PP proches	Travée	62,58	0.8 G ± E	6
	Appuis sup.	-132,05	G + Q ± E	13,59
	Appuis inf.	117,32	0.8 G ± E	11,88
PP loin	Travée	49,03	ELU	5,47
	Appuis sup.	-95,36	G + Q ± E	9,43
	Appuis inf.	72,10	0.8 G ± E	6,97

- **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[43] :

$$A_t = 0.003 S.b$$

Or aucune allusion à l'effort tranchant n'est faite dans cet article ce qui implique, pour le calcul des armatures transversales, la formule utilisée pour le calcul est celle du BAEL99 article A.5.1, 23 [67] :

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

L'espacement choisit est de 10 cm constant et k=1 pour toutes les poutres

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 ($\gamma_s = 1$)

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

Avec :

$$d = 0.9h$$

h : Hauteur de la section

Poutres proches des voiles :

$$V_u = 157,49 \text{ KN (G + Q ± E)}$$

(pris à partir du tableau III.7)

$$\tau_u = \frac{157,49 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 400} = 1.45 \text{ MPa}$$

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

A_t = 0.68 cm²

Poutres loin des voiles :

V_u =106,27KN (ELU)

(pris à partir du tableau III.8)

$$\tau_u = \frac{106,27 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 400} = 0.98 \text{MPa}$$

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

A_t = 0.29 cm²

B.1.Ferraillage des poutres secondaires

- **Armatures longitudinales :**

Tableau III.12 : Ferraillage des poutres secondaires

Groupe	Localisation	M.max	Combinaison	A calculée [cm ²]
PS proches	Travée	54,17	0.8 G± E	5,19
	Appuis sup.	-138,25	G + Q± E	14,69
	Appuis inf.	115,78	0.8 G± E	11,92
PS loin	Travée	32,96	0.8 G± E	3,09
	Appui sup.	-52,62	G + Q± E	5,03
	Appui inf.	48,12	G + Q± E	4,58

- **Armatures transversales :**

Pour le calcul des armatures transversales, la formule utilisée pour le calcul est celle du BAEL99 article A.5.1, 23 [67] :

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

L'espacement choisit est de 10 cm constant et k=1 pour toutes les poutres

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(γ_s = 1)

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

Avec :

d=0.9h

h : Hauteur de la section

Poutres proches des voiles :

V_u =170,98KN (G + Q± E)

(pris à partir du tableau III.9)

$$\tau_u = \frac{170,98 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 350} = 1.80 \text{MPa}$$

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

$A_t = 0.97 \text{ cm}^2$

Poutres loin des voiles :

$V_u = 52,21 \text{ KN (G + Q} \pm \text{E)}$ (pris à partir du tableau III.10)

$\tau_u = \frac{52.21 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 350} = 0.55 \text{ MPa}$

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

$A_t = 0.066 \text{ cm}^2$

B) Efforts internes dans les poteaux :

Convention de signe pour les efforts normaux au niveau du logiciel :

(-) : Effort de compression

(+) : Effort de traction

Tableau III.13 : 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)
50x50	Effort	-1577,14	637,56	143,42	109,98	73,84	67,49
	Combinaison	G + Q ± E	0.8 G ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	0.8 G ± E
45x45	Effort	-644,44	38,5	99,36	82,69	56,03	49,44
	Combinaison	G + Q ± E	0.8 G ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	0.8 G ± E
40x40	Effort	-300,78	48,15	69,09	55,79	39,80	37,10
	Combinaison	ELU	0.8 G ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E

C.1.Ferraillage des poteaux :

- **Armatures longitudinales**

Tableau III.14 : Ferraillage longitudinal des poteaux

Sections	sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	$A_{\text{inf}}[\text{cm}^2]$	$A_{\text{sup}}[\text{cm}^2]$
50x50	$N^{\max}_{\rightarrow} M2^{\text{corr}}$	-1577.14	48.76	G + Q ± E	0	0
	$N^{\max}_{\rightarrow} M3^{\text{corr}}$	-1577.14	5.90	G + Q ± E	0	0
	$N^{\min}_{\rightarrow} M2^{\text{corr}}$	637.56	2,54	0.8G ± E	8.11	7.83
	$N^{\min}_{\rightarrow} M3^{\text{corr}}$	637.56	22.10	0.8G ± E	9.20	6.74
	$M2^{\max}_{\rightarrow} N^{\text{corr}}$	-1062,51	143,42	G + Q ± E	0	0
	$M3^{\max}_{\rightarrow} N^{\text{corr}}$	-51.76	109.98	G + Q ± E	5.28	0
45x45	$N^{\max}_{\rightarrow} M2^{\text{corr}}$	-644,44	78,11	G + Q ± E	0	0
	$N^{\max}_{\rightarrow} M3^{\text{corr}}$	-644,44	7.31	G + Q ± E	0	0
	$N^{\min}_{\rightarrow} M2^{\text{corr}}$	38.5	31.46	0.8G ± E	2,37	0
	$N^{\min}_{\rightarrow} M3^{\text{corr}}$	38.5	3.97	0.8G ± E	0.73	0.23
	$M2^{\max}_{\rightarrow} N^{\text{corr}}$	-510,61	99,36	G + Q ± E	0	0
	$M3^{\max}_{\rightarrow} N^{\text{corr}}$	-120.46	82.69	G + Q ± E	3.48	0
40x40	$N^{\max}_{\rightarrow} M2^{\text{corr}}$	-300,78	22,25	ELU	0	0
	$N^{\max}_{\rightarrow} M3^{\text{corr}}$	-300,78	1,87	ELU	0	0
	$N^{\min}_{\rightarrow} M2^{\text{corr}}$	48,15	4,16	0.8G ± E	0,9	0,3
	$N^{\min}_{\rightarrow} M3^{\text{corr}}$	48,15	7,61	0.8G ± E	1.15	0.06
	$M2^{\max}_{\rightarrow} N^{\text{corr}}$	-93,84	69,09	G + Q ± E	3,58	0
	$M3^{\max}_{\rightarrow} N^{\text{corr}}$	-117,75	55,79	G + Q ± E	2,32	0

• **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 [43] :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : 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'élançement 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 ce présent travail.

λ_g est l'élançement 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 le RDC : $\lambda_g = \frac{408}{50} = 8.16$

Pour les 1^{er} et 2^{eme} étages : $\lambda_g = \frac{306}{50} = 6.12$

Pour les étages avec des poteaux de 45x45 : $\lambda_g = \frac{306}{45} = 6.8$

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

Dans tous les cas $\lambda_g > 5$ donc **ρ sera pris égal à 2.5**

$$A_t = \frac{\rho \cdot t \cdot V_u}{h_1 f_e}$$

Tableau III.15 : Ferrailage transversale des poteaux.

	λ_g	ρ	V_u (KN)	A_t (cm ²)
RDC	8.16	2.5	73,84	0.92
Etages 1 et 2	6.12	2.5	73,84	0.92
Etages 3 et 4	6.8	2.5	56,03	0.77
Etages 5 et 6	7.65	2.5	39,80	0.62

D) Efforts internes dans les voiles :

Tableau III.16 : Efforts internes dans les voiles.

	Contraintes de compression (S22)(KN/m ²)	Contraintes de traction (S22) (KN/m ²)	Contraintes de cisaillement (S12) (KN/m ²)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	-7586,27	5371,08	1460,2
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	-3767,95	1931,89	812,56
5 ^{ème} -6 ^{ème}	-3362,72	2167,10	518,15

III.3. Etude dynamique de la structure avec porte-à-faux par l'analyse modale spectrale:

Dans cette deuxième partie, la structure avec porte-à-faux de 1,5m de longueur sera modélisée par l'analyse modale spectrale, puis vérifiée suivant les conditions du RPA 99/2003[43].

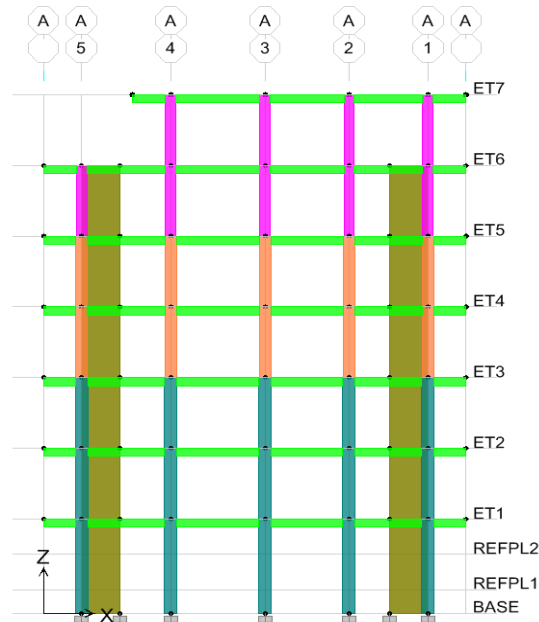


Figure III.6 : Vue en élévation de la structure avec porte-à-faux de 1,5 m de longueur.

III.3.1. Comportement dynamique :

Tableau III.17 : Comportement dynamique de la structure avec porte-à-faux de 1,5 m de longueur.

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		Ux	Uy	Rz	SumUX	SumUY	
1	0,630844	74,0031	0,0057	0,3579	74,0031	0,0057	Trans X-X
2	0,564694	0	72,4881	2,2098	74,0031	72,4938	Trans Y-Y
3	0,523937	0,3789	2,0351	72,6575	74,382	74,5289	Torsion
4	0,182121	14,2003	0,0559	0,1608	88,5823	74,5848	
5	0,163911	0,2122	10,0465	3,899	88,7945	84,6312	
6	0,154549	0,0316	5,1785	9,395	88,8261	89,8097	
7	0,089313	2,7367	0,381	1,8255	91,5627	90,1907	

La période propre de la structure est de **0,630s**. Elle est plutôt légèrement élevée (structure un peu souple).

Le premier mode de vibration est une **translation** suivant l'axe x-x, il mobilise plus de **74%** de la masse modale de la structure, le second mode est une **translation** suivant l'axe y-y et le troisième mode est une **torsion**.

Le nombre de modes à prendre en considération est de **7 modes**, car c'est à ce mode que les **90%** de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x-x » et « y-y » sont atteintes. (Article 4.3.4 du RPA 99) [43].

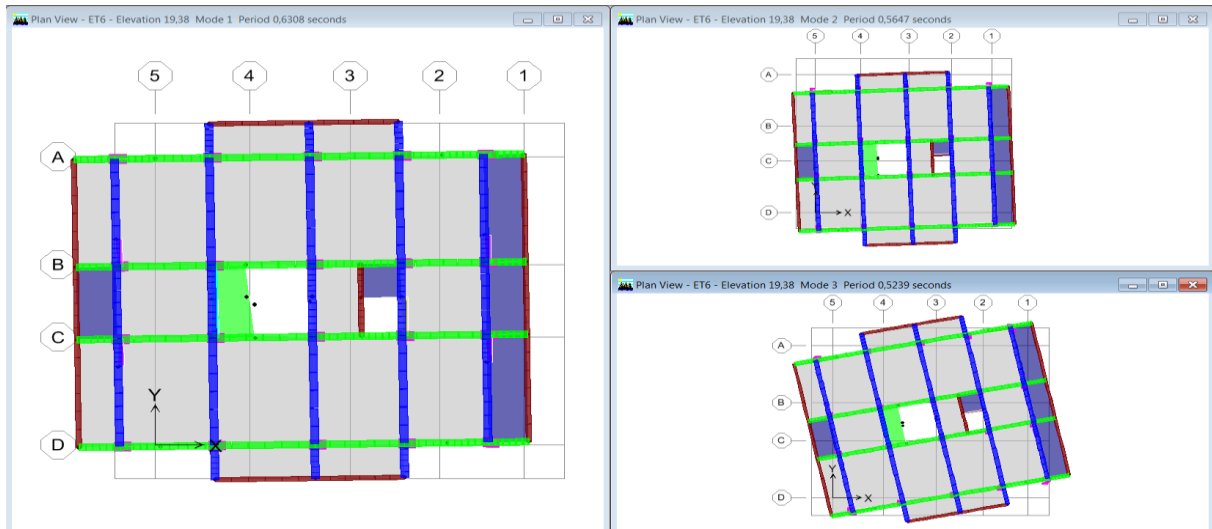


Figure III.7 : Les trois premiers modes de vibration.

III.3.2. Justification du système de contreventement :(Art 3.4/RPA 99version 2003)

- Charges verticales reprise par les portiques : 14539.21 kN (82.29 %)
- Charges verticales reprise par les voiles : 3130.12 kN (17.71 %)

Répartition des charges horizontales (V_x et V_y) :

Tableau III.18: Pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles et les portiques.

Niveau	Sens xx		Sensyy	
	V_x (%) portique	V_x (%) voile	V_y (%) portique	V_y (%) voile
1	16,02	84,15	13,36	86,31
2	16,03	84,11	15,85	84,69
3	38,02	62,21	29,40	71,21
4	42,27	58,07	32,86	67,71
5	39,05	61,32	29,51	70,98
6	60,83	40,15	36,08	64,41
7	55,92	45,43	34,83	66,34
Moyenne	38,30	62,21	27,41	73,09

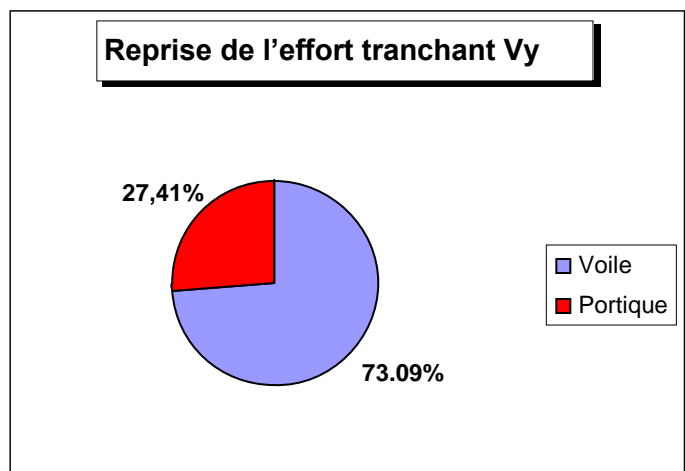
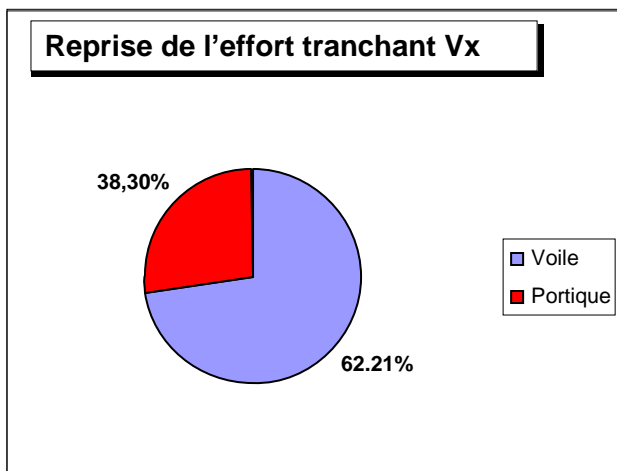


Figure III .8: Reprise des charges sismiques horizontales.

Le système de contreventement est le « 4a » (système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles), car d'une part, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et d'autre part, les portiques reprennent au moins 25 % des sollicitations dues aux charges horizontales (voir figure ci-dessus).

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Et d'après le **tableau 4.3du RPA 2003**, on aura la valeur numérique du coefficient de comportement qui a pour valeur : **R= 5**.

III.3.3. Vérifications

a) Sollicitations normales (Article 7.4.3.1/RPA 99version 2003) :

$$V = \frac{Nd}{Bcxf_{c28}} < 0.3$$

Tableau III.19 : vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Type de poteaux	B _c (cm ²)	f _{c28} (MPa)	N _d (KN)	v	Remarque
RDC	50×50	2500	25	1777,28	0.28	vérifiée

b) Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4/RPA 99version 2003) :

Participation massique :

Mode : 7 Sens xx : 91,56
 Sens yy : 90,19

La somme des masses modales du mode 7 dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la **condition du RPA2003 est vérifiée**.

c) Résultante des forces sismiques de calcul (Article 4.3.6/RPA 99version 2003) :

Vérification de l'effort tranchant à la base:

- Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

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

- **Coefficient d'accélération de zone « A »** : tableau (4-1RPA2003)
A= 0,25 (groupe d'usage 2, zone III)
- **Coefficient de comportement global de la structure « R »**: tableau (4-3RPA2003)
R = 5 (Système de contreventement **mixte portique / voile** avec interaction)
- **Poids total de la structure « Wt »**:
Wt = 17669,32KN (poids total de la structure déterminé de l'ETABS).
- **Facteur d'amplification dynamique « D »**:
La période fondamentale : les formules 4-6 et 4-7 (article 4.24 du RPA99version2003).

La période donnée par l'ETABS est : $T_{etabs} = T_{analytique} = 0,630s$

La période donnée par les formules empiriques du RPA99 version 2003, est:

$$T = \text{Min} \{0,09h_n / \sqrt{L}, C_t (h_n)^{3/4}\}$$

Avec:

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

h_n: la hauteur du bâtiment mesurée à la base de la structure jusqu'à au dernier niveau « n » :

$h_n = 22.44 \text{ m}$.

C_t: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et il est donné par le tableau (4-6R.P.A99) → $C_t = 0.05$

$$T_{empirique} = \min \{0.495, 0.509, 0.515\} = 0.495s$$

La période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée par le tableau suivant :

Tableau III.20: Condition sur T (Période choisie).

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1.3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1.3T_{empirique}$

$$T_{empirique} = 0.495 \text{ s} < T_{analytique} = 0,630 \text{ s} < 1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.495 = 0.643s$$

Donc : $T = T_{analytique} = 0,630s$

T₂ = 0.5 s (pour un site meuble S3 : du tableau 4.7 RPA2003)

$$T_2 = 0.5 \text{ s} < T = T_{analytique} = 0,630s < 3 \text{ s} \quad \Longrightarrow \quad D=1.75$$

- **Facteur de qualité « Q » :** La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non", sa valeur est donnée par le tableau (4-4 RPA99).

Tableau III.21 : Détermination de la somme des pénalités à retenir.

N°	« Critères q »	Valeur de P _q (x)		Valeur de P _q (y)	
		Observé (Oui/Non)	pénalités	Observé (Oui/Non)	pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0,05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0
		Σ P_q =	0.20	Σ P_q =	0.20

Alors : $Q_x = Q_y = 1.20$

Application numérique: $V_x = 1855,27 \text{ KN}$

$V_y = 1855,27 \text{ KN}$

$V_{x_{\text{dyn}}} = 1740,36 > 80\% V_x = 1484,22 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

$V_{y_{\text{dyn}}} = 1870,63 > 80\% V_y = 1484,22 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V . Autrement dit :

$V_t > 0,8 V_{\text{MSE}} \Rightarrow$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

d) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Article 5.9/RPA 99version 2003) :

Tableau III.22 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	Pk(KN)	Sens x-x				Sens y-y			
		Δk(m)	Vk×Hk	Pk×Δk	θx	Δk(m)	Vk×Hk	Pk×Δk	θy
7	1724,81	0,0145	1130,15	25,00975	0,02213	0,005	1168,155	8,62405	0,007383
6	4212,23	0,016	2249,62	67,39568	0,029959	0,0145	2395,368	61,077335	0,025498
5	6779,15	0,018	3244,396	122,0247	0,037611	0,0155	3478,975	105,07683	0,030203
4	9346,08	0,019	4044,708	177,5755	0,043903	0,0175	4349,086	163,5564	0,037607
3	11974,78	0,0185	4649,976	221,5334	0,047642	0,0175	5002,182	209,55865	0,041893
2	14641,31	0,016	5070,971	234,261	0,046196	0,0155	5451,635	226,94031	0,041628
1	17669,32	0,0105	7100,669	185,5279	0,026128	0,01	7632,17	176,6932	0,023151

La condition de l'article 5.9 du RPA 99/version 2003 [43] est vérifiée à tous les niveaux, donc les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés.

e) Déplacements relatifs latéraux inter-étage (Art 5.10/RPA99version 2003) :

Tableau III.23 : Déplacements relatifs latéraux inter-étages.

Niveau	δ ^k _{ex} [m]	δ ^k _{ey} [m]	R	δ ^k _x [m]	δ ^k _y [m]	Δ _{ex} [m]	Δ _{ey} [m]	$\overline{\Delta}_k$ [m]	Condition vérifiée (Oui/Non)
7	0,0225	0,0191	5	0,1125	0,0955	0,0145	0,005	0,0306	Oui
6	0,0196	0,0181	5	0,098	0,0905	0,016	0,0145	0,0306	Oui
5	0,0164	0,0152	5	0,082	0,076	0,018	0,0155	0,0306	Oui
4	0,0128	0,0121	5	0,064	0,0605	0,019	0,0175	0,0306	Oui
3	0,009	0,0086	5	0,045	0,043	0,0185	0,0175	0,0306	Oui
2	0,0053	0,0051	5	0,0265	0,0255	0,016	0,0155	0,0306	Oui
1	0,0021	0,002	5	0,0105	0,01	0,0105	0,01	0,0408	Oui

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure aux déplacements admissible. Les exigences du RPA 99/2003[43], en l'occurrence l'article 5.10, sont vérifiés pour la structure avec porte-à-faux.

f) Stabilité au renversement (Article 4.4.1/RPA 99version 2003) :

Tableau III.24 : vérification de la stabilité au renversement.

	W(KN)	Lx (m)	L x / 2	Ms (KN.m)	Mr (Etabs)	Ms / Mr	Vérification
Sens xx	17669,32	16.6	8.3	146655,356	28652,448	5,11	vérifier
Sens yy	17669,32	15.7	7.85	138704,162	26602,200	5,21	vérifier

Conclusion : Les moments stabilisants sont nettement supérieurs aux moments renversants dans les deux directions principales, la structure est donc stable vis-à-vis du renversement et la condition de l'article 4.41 du RPA 99/version 2003 [43] est vérifiée.

III.3.4.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.25 : Efforts internes dans les poutres principales proches des voiles

Combinaisons	Effort	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	78,45	0.8 G ± E
Moment aux appuis positif inf (KN.m)	141,34	0.8 G ± E
Moment aux appuis négatif sup (KN.m)	-155,70	G + Q ± E
Effort tranchant max (KN)	188,05	G + Q ± E

Tableau III.26 : Efforts internes dans les poutres principales loin des voiles.

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	48,07	ELU
Moment aux appuis positif (KN.m)	88,39	0.8 G ± E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-106,35	G + Q ± E
Effort tranchant max (KN)	107,26	ELU

✓ **Poutres principales en console des porte-à-faux en corps creux :**

Tableau III.27 : Efforts internes dans les poutres principales en console des porte-à-faux sous combinaison horizontale ($G+Q+Ex$ et $0.8G+Ex$).

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-28,27	G + Q ± E
Effort tranchant max (KN)	41,55	G + Q ± E

B) Poutres secondaires :

Tableau III.28 : Efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles.

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	64,98	0.8 G ± E
Moment aux appuis positif (KN.m)	139,06	0.8 G ± E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-165,33	G + Q ± E
Effort tranchant max (KN)	202,91	G + Q ± E

Tableau III.29 : Efforts internes dans les poutres secondaires loin des voiles

Combinaisons	Effort	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	30,30	0.8 G ± E
Moment aux appuis positif (KN.m)	57,56	G + Q ± E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-64,15	G + Q ± E
Effort tranchant max (KN)	60,36	G + Q ± E

✓ **Poutres secondaires en console des porte-à-faux en corps creux :**

Tableau III.30 : Efforts internes dans les poutres secondaires en console des porte-à-faux sous combinaison horizontale (G+Q+Ey et 08G+Ey).

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-38,04	G + Q ± E
Effort tranchant max (KN)	48,84	G + Q ± E

✓ **Poutres secondaires rattachées aux porte-à-faux en dalle pleine :**

Tableau III.31 : Efforts internes dans les poutres secondaires en console des porte-à-faux sous combinaison horizontale (G+Q+Ey et 08G+Ey).

Combinaisons	Efforts	Combinaison
Moment maximal en travée (KN.m)	65,63	0.8 G ± E
Moment aux appuis positif (KN.m)	88,39	0.8 G ± E
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-109,68	G + Q ± E
Effort tranchant max (KN)	99,49	G + Q ± E

A.1.Ferraillage des Poutres principales :

• **Armatures longitudinales :**

Tableau III.32 : Ferraillage des poutres principales

Groupe	Localisation	M _{.max}	Combinaison	A calculée [cm ²]
PP proches	Travée	78,45	0.8 G ± E	7,63
	Appuis sup.	-155,70	G + Q ± E	16,5
	Appuis inf.	141,34	0.8 G ± E	14,71
PP loin	Travée	48,07	ELU	5,35
	Appuis sup.	-106,35	G + Q ± E	10,64
	Appuis inf.	88,39	0.8 G ± E	6,68

• **Armatures transversales :**

Poutres proches des voiles :

$$V_u = 188,05 \text{KN (G + Q ± E)} \quad (\text{pris à partir du tableau III.25})$$

$$\tau_u = \frac{188,05 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 400} = 1,74 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0,3 k f_{t28})}{0,9 f_e}$$

$$A_t = 0,92 \text{ cm}^2$$

Poutres loin des voiles :

$$V_u = 107,26 \text{ KN (ELU)}$$

(pris à partir du tableau III.26)

$$\tau_u = \frac{107,26 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 400} = 0,99 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0,3 k f_{t28})}{0,9 f_e}$$

$$A_t = 0,3 \text{ cm}^2$$

B.1. Ferrailage des Poutres secondaires :

- **Armatures longitudinales :**

Tableau III.33 : Ferrailage des poutres secondaires

Groupe	Localisation	M.max	Combinaison	A calculée [cm ²]
PS proches	Travée	64,98	0.8 G± E	6.30
	Appuis sup.	-165,33	G + Q± E	18.34
	Appuis inf.	139,06	0.8 G± E	14.79
PS loin	Travée	30,30	0.8 G± E	2,83
	Appui sup.	-64,15	G + Q± E	6,21
	Appui inf.	57,56	G + Q± E	5,53

- **Armatures transversales :**

Poutres proches des voiles :

$$V_u = 202,91 \text{ KN (G + Q±E)}$$

(pris à partir du tableau III.28)

$$\tau_u = \frac{202,91 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 350} = 2,14 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0,3 k f_{t28})}{0,9 f_e}$$

$$A_t = 1,22 \text{ cm}^2$$

Poutres loin des voiles :

$$V_u = 60,36 \text{ KN (G + Q±E)}$$

(pris à partir du tableau III.29)

$$\tau_u = \frac{60,36 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 350} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{b \gamma_s (\tau_u - 0,3 k f_{t28})}{0,9 f_e}$$

$$A_t = 0 \text{ cm}^2$$

C) Efforts internes dans les poteaux :

Convention de signe pour les efforts normaux au niveau du logiciel:

(-) : 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 _{2max} (KN.m)	Moment M _{3max} (KN.m)	Effort tranchant V _{2max} (KN)	Effort tranchant V _{3max} (KN)
50x50	Effort	-1777,28	736,87	159,36	133,67	83,54	82,30
	Combinaison	G + Q± E	0.8 G± E	G + Q± E	G + Q± E	G + Q± E	0.8 G± E
45x45	Effort	-764,69	70,4	109,71	105,56	71,42	60,12
	Combinaison	ELU	0.8 G± E	G + Q± E	G + Q± E	G + Q± E	0.8 G± E
40x40	Effort	-361,48	52,77	75,81	71,62	49,29	35,79
	Combinaison	ELU	0.8 G± E	G + Q± E	G + Q± E	G + Q± E	G + Q± E

Tableau III.35 : Efforts internes dans les poteaux rattachés aux porte-à-faux.

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)
50x50	Effort	-1527,24	732,13	84,58	133,67	83,54	43,90
	Combinaison	$G + Q \pm E$	$0.8 G \pm E$	$G + Q \pm E$	$G + Q \pm E$	$G + Q \pm E$	$G + Q \pm E$
45x45	Effort	-625,93	23,33	59,22	105,56	71,42	40,77
	Combinaison	$G + Q \pm E$	$0.8 G \pm E$	$G + Q \pm E$	$G + Q \pm E$	$G + Q \pm E$	$G + Q \pm E$
40x40	Effort	-292,66	52,77	62,47	71,62	49,29	35,79
	Combinaison	$G + Q \pm E$	$0.8 G \pm E$	$G + Q \pm E$	$G + Q \pm E$	$G + Q \pm E$	$G + Q \pm E$

C.1.Ferrailage des poteaux :

- **Armatures longitudinales**

Tableau III.36 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Sections	sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	$A_{inf}[cm^2]$	$A_{sup}[cm^2]$
50x50	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-1777,28	58,33	$G + Q \pm E$	0	0
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-1777,28	6,75	$G + Q \pm E$	0	0
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	736,87	18,44	$0.8G \pm E$	10,24	8,19
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	736,87	1,39	$0.8G \pm E$	9,29	9,13
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-1147,8	159,36	$G + Q \pm E$	0	0
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-115	133,67	$G + Q \pm E$	5,82	0
45x45	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-764,69	9,42	ELU	0	0
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-764,69	3,50	ELU	0	0
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	70,40	37,07	$0.8G \pm E$	3,12	0
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	70,40	4,26	$0.8G \pm E$	1,15	0,61
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-542,05	109,71	$G + Q \pm E$	0,22	0
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-167,71	105,56	$G + Q \pm E$	4,35	0
40x40	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-361,48	7,36	ELU	0	0
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-361,48	4,41	ELU	0	0
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	52,77	5,83	$0.8G \pm E$	1,08	0,24
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	52,77	7,27	$0.8G \pm E$	1,18	0,14
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-94,07	75,81	$G + Q \pm E$	4,06	0
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-260,49	71,62	$G + Q \pm E$	1,73	0

- **Armatures transversales :**

Tableau III.37 : Ferrailage transversale des poteaux.

	λ_g	ρ	$V_u(KN)$	$A_t (cm^2)$
RDC	8.16	2.5	83,54	1,04
Etages 1 et 2	6.12	2.5	83,54	1,04
Etages 3 et 4	6.8	2.5	71,42	0.99
Etages 5 et 6	7.65	2.5	49,29	0.77

D) Efforts internes dans les voiles :

Tableau III.38 : Efforts internes dans les voiles.

	Contraintes de compression (S22) (KN/m ²)	Contraintes de traction (S22) (KN/m ²)	Contraintes de cisaillement (S12) (KN/m ²)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	-8805,26	6496,75	1681,59
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	-4103,52	2259,13	924,19
5 ^{ème} -6 ^{ème}	-4181,97	2681,4	569,73

III.4. Etude comparative des réponses obtenues entre la structure sans et avec porte-à-faux :

Introduction :

Dans cette partie, notre objectif est de mettre en évidence la variation des différents paramètres après introduction des porte-à-faux dans une structure ; et cela en procédant à une comparaison entre une structure sans porte-à-faux et une structure avec porte-à-faux, selon les critères suivants :

- Résultats en termes de comportement modale ;
- Résultats en termes de déplacement ;
- Résultats en termes d'effort tranchant d'étage ;
- Résultats en termes de moment fléchissant d'étage ;
- Résultats en termes d'efforts internes.

Afin de faciliter la comparaison entre les deux structures, on utilise l'abréviation suivante :

STR 1 : structure sans porte à faux.

STR 2 : structure avec porte à faux.

III.4.1. Résultats en termes de comportement modale :

Tableau III.39 : Comparaison en termes de comportement dynamique.

Mode	Structure sans porte-à-faux (STR1)				Structure avec porte-à-faux (STR2)			
	Période	U _x	U _y	R _z	Période	U _x	U _y	R _z
1	0,570001	73,9035	0,0358	0,2656	0,630844	74,0031	0,0057	0,3579
2	0,515803	0,0531	74,1771	0,0168	0,564694	0	72,4881	2,2098
3	0,457762	0,2676	0,046	74,6045	0,523937	0,3789	2,0351	72,6575

Commentaires :

Une analyse modale a été établie pour les deux structures sans et avec porte-à-faux de 1,5 m de longueur et les résultats de leur comportement modal sont présentés dans le tableau III.39.

On remarque pour la structure avec porte-à-faux de 1,5 m, que les périodes fondamentales selon les trois modes de vibration augmentent de près de 9.52%, ce qui s'explique par l'augmentation de la masse sismique et ce qui entraîne une diminution la rigidité structurelle.

Ainsi le premier et le deuxième mode de vibration pour les deux structures STR1 et STR2 sont des translations suivant les axes xx et yy respectivement, avec une légère variation de la masse modale mobilisée dans les deux sens pour la structure avec porte-à-faux (STR2) par rapport à la structure (STR1).

III.4.2. Résultats en termes de déplacement :

Le signe (-) signifie une augmentation de déplacement.

Tableau III.40 : Comparaison des déplacements absolus.

Niveau	Sens x-x			Sens y-y		
	STR1 $\delta^{k_{ex}}$	STR2 $\delta^{k_{ex}}$	Diff (%)	STR1 $\delta^{k_{ey}}$	STR2 $\delta^{k_{ey}}$	Diff (%)
7	0,0182	0,0225	-19,11	0,0156	0,0191	-18,32
6	0,0159	0,0196	-18,87	0,0142	0,0181	-21,54
5	0,0133	0,0164	-18,90	0,012	0,0152	-21,05
4	0,0104	0,0128	-18,75	0,0094	0,0121	-22,31
3	0,0073	0,009	-18,88	0,0067	0,0086	-22,09
2	0,0043	0,0053	-18,86	0,004	0,0051	-21,56
1	0,0018	0,0021	-14,28	0,0016	0,002	-20

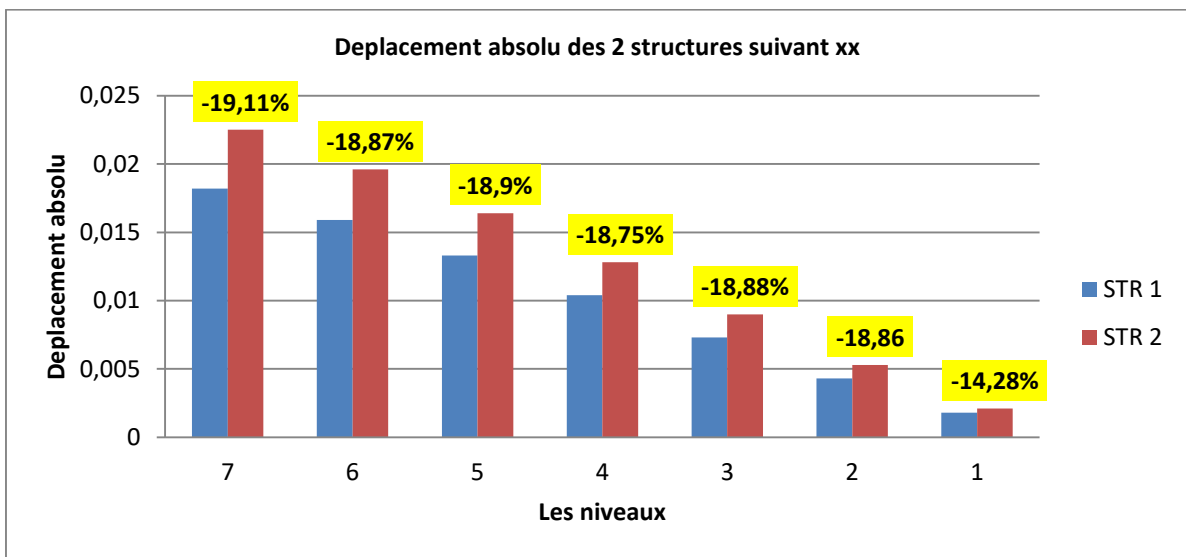


Figure III.9: Histogramme montrant les déplacements absolus des deux structures dans le sens xx.

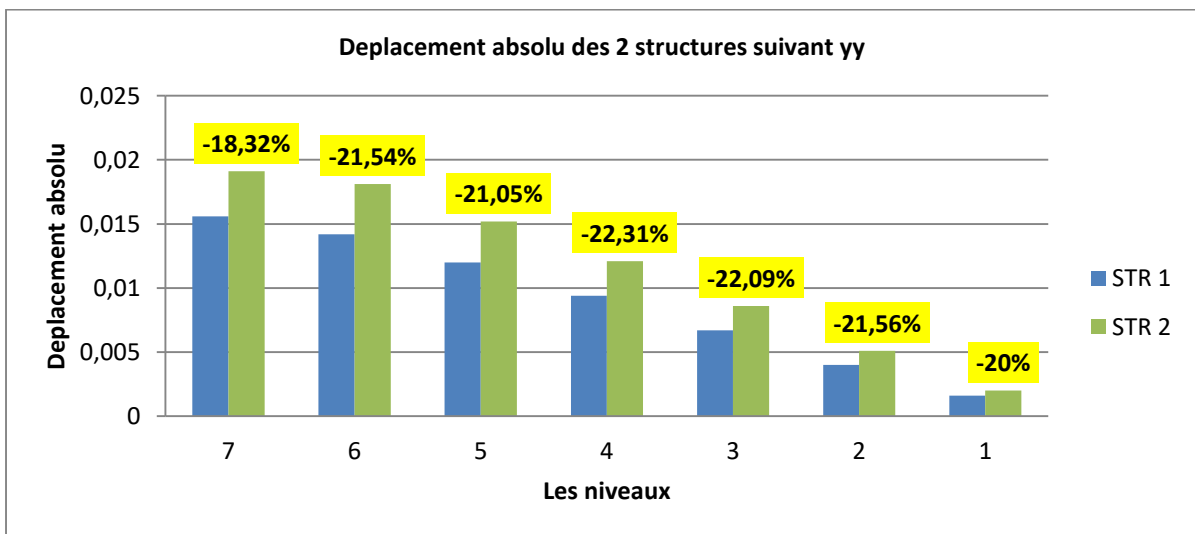


Figure III.10 : Histogramme montrant les déplacements absolus des deux structures dans le sens yy.

Commentaires :

En comparant la différence des déplacements absolus des étages entre les deux structures sans et avec porte-à-faux de 1,5m dans les deux sens longitudinal et transversal illustrées dans le tableau III.40, on observe une augmentation linéaire croissante des déplacements absolus de la base au sommet pour les deux structures (STR1 et STR2). Et aussi une augmentation de ces déplacements est constatée dans la structure STR2 par rapport à la structure STR1 avec un pourcentage qui varie de 15% à 20% au maximum dans le dernier niveau dans les sens xx montré dans la figure III.9, ainsi avec un pourcentage variant de presque 19% à 23% dans le sens yy qui est illustré dans la figure III.10.

III.4.3. Résultats en termes d'effort tranchant d'étage :

Tableau III.41 : Comparaison de l'effort tranchant d'étage

Niveau	Sens x-x			Sens y-y		
	STR1 V _x	STR2 V _x	Diff (%)	STR1 V _y	STR2 V _y	Diff (%)
7	280,77	369,33	-23,97	291,87	381,75	-23,54
6	593,69	735,17	-19,24	636,29	782,8	-18,71
5	879,02	1060,26	-17,09	943,69	1136,92	-16,99
4	1108,98	1321,8	-16,10	1191,14	1421,27	-16,19
3	1280,99	1519,6	-15,70	1376,04	1634,7	-15,82
2	1397,31	1657,18	-15,68	1501,47	1781,58	-15,72
1	1469,68	1740,36	-15,55	1580,12	1870,63	-15,53

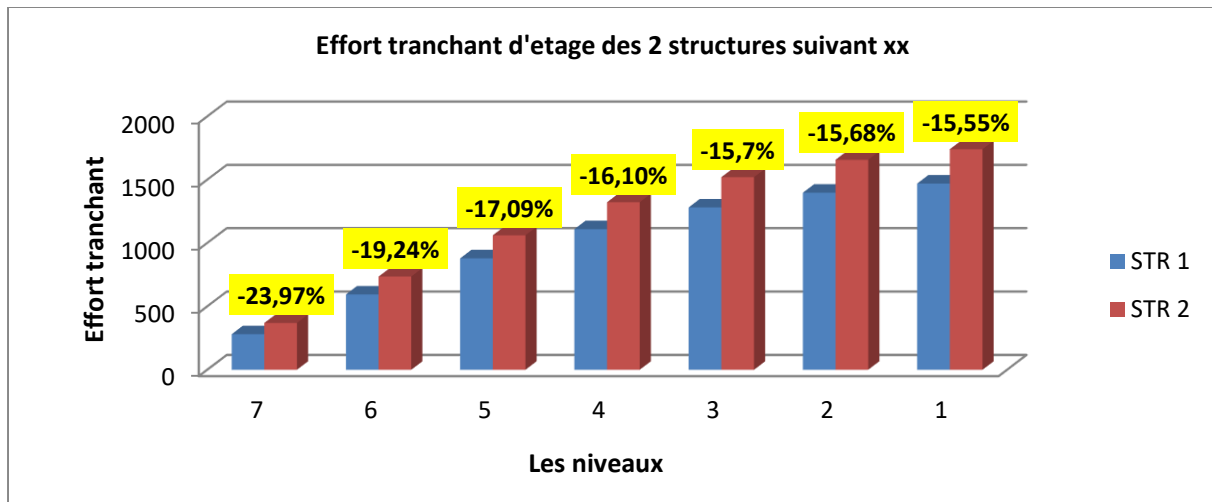


Figure III.11: Histogramme en 3D montrant l'effort tranchant d'étage des deux structures dans le sens xx.

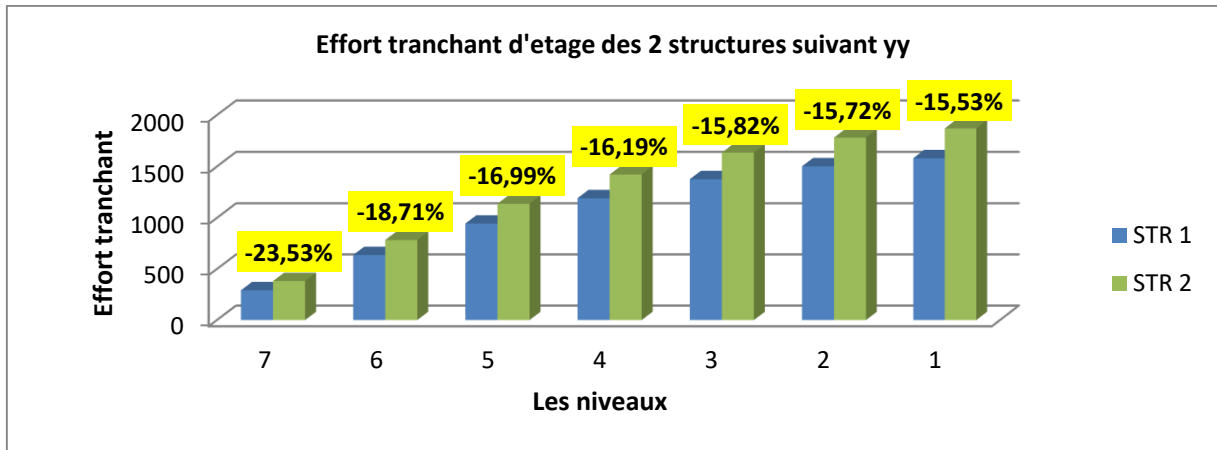
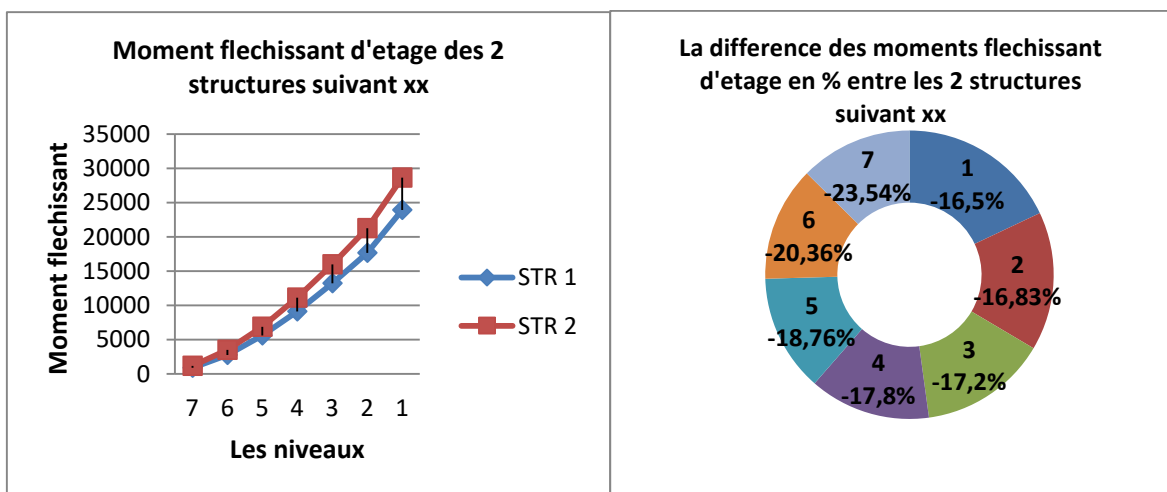


Figure III.12: Histogramme en 3D montrant l'effort tranchant d'étage des deux structures dans le sens yy.

III.4.4. Résultats en termes de moment fléchissant d'étage :

Tableau III.42 : Comparaison du moment fléchissant d'étage.

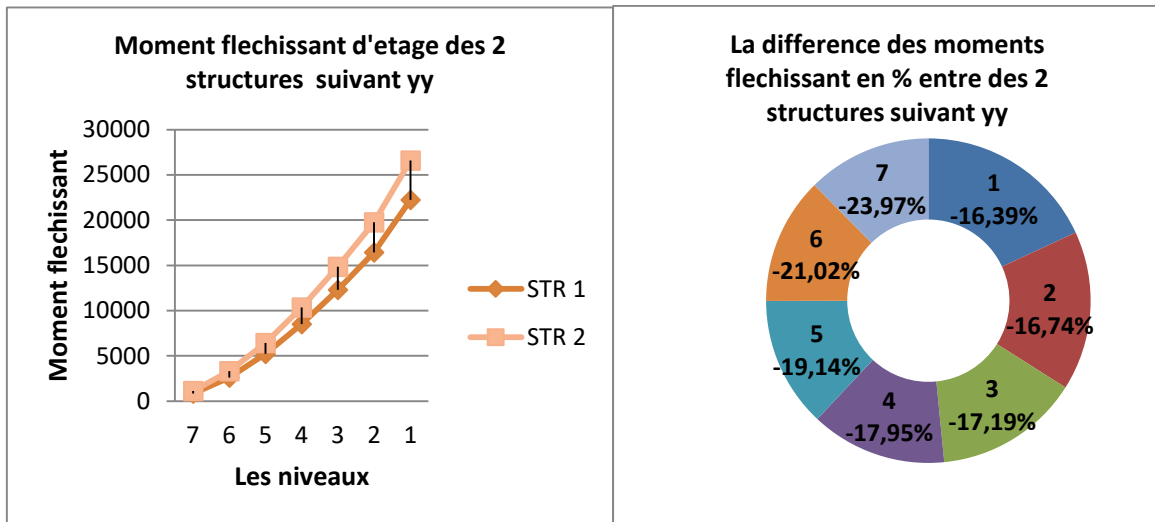
Niveau	Sens x-x			Sens y-y		
	STR1 M _x	STR2 M _x	Diff.(%)	STR1 M _y	STR2 M _y	Diff. (%)
7	893,124	1168,167	-23,54	859,171	1130,156	-23,97
6	2792,867	3507,198	-20,36	2607,806	3302,226	-21,02
5	5599,861	6893,207	-18,76	5212,725	6446,738	-19,14
4	9140,111	11120,454	-17,80	8501,472	10361,338	-17,95
3	13229,293	15978,482	-17,20	12302,971	14857,876	-17,19
2	17681,777	21260,654	-16,83	16441,332	19748,687	-16,74
1	23922,798	28652,448	-16,50	22241,567	26602,200	-16,39



(A)

(B)

Figure III.13: (A) Graphe de la variation du moment fléchissant d'étage dans les deux structures (sens xx).
(B) La différence des moments fléchissant d'étage en % entre les deux structures (sens xx).



(C) Graph de variation du moment fléchissant d'étage dans les deux structures (sens yy).
 (D) La différence des moments fléchissant d'étage en % entre les deux structures (sens yy).

Commentaires :

Les efforts tranchants et les moments fléchissant des étages, et leurs variations provoquées par le mouvement sismique horizontal des deux variantes étudiées, dans les deux sens longitudinal xx et transversal yy sont présentés dans les tableaux III.42, III.43 respectivement.

Une diminution linéaire croissante du 1^{er} au dernier niveau des moments et des efforts tranchants d'étages dans les deux structures sans et avec porte-à-faux est observée dans les deux directions longitudinal et transversal.

Comme on peut le remarquer aussi, il y a une augmentation des deux paramètres moment et effort tranchant dans la structure de 1,5 m de longueurs de porte-à-faux par rapport à la structure sans porte-à-faux, avec un taux de variation de 16% à 24% dans les deux sens xx et yy, ce qui est bien présentée dans les histogramme des figures III.11, III.12 concernant l'effort tranchant d'étage, et dans les figures III.13 ,III.14 pour les moments fléchissant d' étages .

III.4.5. Résultats en termes d'efforts internes :

a. Poutres :

Pour la comparaison :

- (+) : Diminution des efforts dans la structure avec porte-à-faux
- (-) : Augmentation des efforts dans la structure avec porte-à-faux

Tableau III.43 : Comparaison des efforts dans les poutres proches du voile entre les deux structures.

Efforts internes	Poutres principales			Poutres secondaires		
	STR1	STR2	Diff. (%)	STR1	STR2	Diff. (%)
Moment maximal en travée (KN.m)	62,58	78,45	-20,22	54,17	64,98	-16,63
Moment aux appuis positif (KN.m)	117,32	141,34	-16,99	115,78	139,06	-16,74
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-132,05	-155,70	-15,18	-138,25	-165,33	-16,37
Effort tranchant max (KN)	157,49	188,05	-16,25	170,98	202,91	-15,73

Tableau III.44 : Comparaison des efforts dans les poutres loin du voile entre les deux structures.

Efforts internes	Poutres principales			Poutres secondaires		
	STR1	STR2	Diff. (%)	STR1	STR2	Diff. (%)
Moment maximal en travée (KN.m)	49,03	48,07	+1,95	32,96	30,30	+8,07
Moment aux appuis positif (KN.m)	72,10	88,39	-18,42	48,12	57,56	-16,40
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-95,36	-106,35	-10,33	-52,62	-64,15	-17,97
Effort tranchant max (KN)	106,27	107,26	-0,92	52,21	60,36	-13,50

Commentaires :

La comparaison des efforts internes dans les poutres principales et secondaires proche et loin du voile entre les deux structures STR1 et STR2 est représentée dans les tableaux III.43 et III.44.

On constate une augmentation des moments au niveau des travées et des appuis, ainsi de l'effort tranchant des poutres principales et secondaires dans la structure avec porte-à-faux par rapport à la structure sans porte-à-faux, avec un taux d'écart variant de 15% à 20% pour celles proches du voile et pour les poutres loin du voile varie de 13% à 18%. Mais, en remarque qu'une légère diminution des moments en travées des poutres loin du voile.

b. Poteaux :

Convention de signe pour les efforts normaux :

(-) : Effort de compression

(+) : Effort de traction

Tableau III.45 : Comparaison des efforts dans les poteaux entre les deux structures.

	Section 50x50			Section 45x45			Section 40x40		
	STR1	STR2	Diff.(%)	STR1	STR2	Diff. (%)	STR1	STR2	Diff. (%)
Compression max [KN]	-1577,14	-1777,28	-11,26	-644,44	-764,69	-15,72	-300,78	-361,48	-16,79
Traction max [KN]	637,56	736,87	-13,47	38,5	70,4	-45,31	48,15	52,77	-8,75
«M ₂ » max [KN.m]	143,42	159,36	-10,00	99,36	109,71	-9,43	69,09	75,81	-8,86
«M ₃ » max [KN.m]	109,98	133,67	-17,72	82,69	105,56	-21,66	55,79	71,62	-22,10
«V ₂ » max [KN]	73,84	83,54	-11,61	56,03	71,42	-21,54	39,80	49,29	-19,25
«V ₃ » max [KN]	67,49	82,30	-17,99	49,44	60,12	-17,76	37,10	35,79	+3,53

Tableau III.46 : Comparaison des sections d'armatures dans les poteaux entre les deux structures.

Les Armatures	Armatures longitudinales A _l (cm ²)				Armatures transversales A _t (cm ²)	
	STR1		STR2		STR1	STR2
	A _{inf} [cm ²]	A _{sup} [cm ²]	A _{inf} [cm ²]	A _{sup} [cm ²]		
Section 50x50	8.11	7.83	10,24	8,19	0.92	1,04
	9.20	6.74	9,29	9,13		
Section 45x45	2,37	0	3,12	0	0.77	0.99
	0.73	0.23	1,15	0,61		
Section 40x40	3,58	0	4,06	0	0.62	0.77
	2,32	0	1,73	0		

C. voile :

Tableau III.47 : Comparaison des efforts dans les voiles entre les deux structures.

	RDC, 1er, 2 ^{ème}			3 ^{ème} - 4 ^{ème}			5 ^{ème} -6 ^{ème}		
	STR1	STR2	Diff (%)	STR1	STR2	Diff (%)	STR1	STR2	Diff (%)
Contraintes de compression (S22) (KN/m ²)	-7586,27	-8805,26	-13,84	-3767,95	-4103,52	-8,17	-3362,72	-4181,97	-19,59
Contraintes de traction (S22) (KN/m ²)	5371,08	6496,75	-17,32	1931,89	2259,13	-14,48	2167,10	2681,4	-19,18
Contraintes de cisaillement (S12) (KN/m ²)	1460,2	1681,59	-13,16	812,56	924,19	-12,07	518,15	569.73	-9,05

Commentaires :

L'introduction des porte-à-faux dans la structure STR2 induit une augmentation des efforts internes, aux niveaux des trois sections des poteaux de la structure avec porte-à-faux par rapport à celle sans porte-à-faux. On remarque, que les efforts maximums se concentrent au niveau des poteaux des premiers niveaux de section (50x50) cm² ce qui est présenté au tableau III.45.

Faisant état de comparaison, le tableau III.46 nous montre que la quantité d'armature transversale et longitudinale du ferrailage des poteaux augmente considérablement dans la variante STR2 proportionnellement à l'accroissement des efforts internes développés au niveau des poteaux.

On constate notamment, une augmentation significative des efforts au niveau des voiles de la structure STR2 par rapport à la structure STR1 illustrée dans le tableau III.47.

Conclusion

Dans ce chapitre une étude dynamique par la méthode d'analyse modale spectrale a été menée pour les deux structures sans et avec porte-à-faux de 1,5 m de longueur, et cela en veillant à satisfaire toutes les exigences du RPA99V2003. Puis, une comparaison entre les différents résultats obtenus des deux structures étudiées nous ont permis de faire les déductions suivantes :

- Les porte-à-faux introduit dans la structure influencent significativement sur la période fondamentale de la structure.
- L'introduction des porte-à-faux de 1,5m de longueur à la structure STR1 apporte une augmentation : en terme de déplacements absolus, effort tranchant ainsi que le moment fléchissant d'étage, et cela peut s'expliquer par l'augmentation de la masse sismique.
- L'introduction des porte-à-faux de 1,5 m dans la structure STR1 provoque aussi une augmentation significative des efforts internes dans les différents éléments structuraux ainsi que leur ferrailage, et cela peut s'expliquer par une modification de la géométrie structurelle ce qui influe sur plusieurs paramètres (centre de masse, l'excentricité, ... etc).

Enfin, on déduit que la présence des éléments non structuraux (les porte-à-faux) dans la structure influence sur tous les paramètres de son comportement dynamique. Donc lors de l'étude des structures avec porte à faux surtout en zone de forte sismicité, on ne doit jamais négligée leur effet sur le comportement global de la structure.

Chapitre IV

**Etude paramétrique de l'influence du
séisme vertical sur les porte-à-faux**

Introduction

Différentes études concernant les effets du mouvement sismique vertical sur les éléments en porte-à-faux dans les bâtiments en béton armé sont présentées dans le premier chapitre concernant l'étude bibliographique sur le comportement dynamique des porte-à-faux dans les bâtiments.

Etant donné que le mouvement sismique vertical a une incidence directe sur le comportement des éléments en béton armé, une étude d'évaluation de la résistance de ses éléments spécialement ceux des porte-à-faux sera entée.

L'objectif de cette étude est d'évaluer l'effet du mouvement sismique vertical sur le comportement dynamique du bâtiment en béton armé comprenant des porte-à-faux ayant différentes longueurs (1.5, 2 et 2.5 m), et cela en effectuant une étude paramétrique englobant des analyses modales et dynamiques temporelles linéaires pour les différentes configurations géométriques du bâtiment étudié.

Dans la première méthode d'analyse notre étude sera présentée dans un premier temps en fonction de l'influence de la longueur des porte-à-faux sur le comportement dynamique de la structure à savoir la période, l'effort tranchant d'étage, les déplacements absolus de la structure et les moments fléchissant d'étages, ainsi que les efforts internes des éléments structuraux.

Puis par la suite, en se basant dans sur l'effet du mouvement sismique verticale sur la réponse de la structure avec porte-à-faux de différentes longueurs. Les résultats d'analyse dans ce cas concernent la contribution du séisme verticale sur : la variation des efforts internes au niveau des poutres en console des porte-à-faux, la variation des forces axiales ainsi que les efforts tranchants au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux, et enfin la variation de l'effort tranchant à la base et la variation des moments de renversements.

Cependant la deuxième méthode d'analyse consiste à étudier la réponse dynamique, tout en prenant en compte de l'effet du séisme vertical sur les structures utilisées précédemment en utilisant des accélérogrammes issu de l'enregistrement du séisme de BOUMERDES (21/05/2003), on se limitant sur les deux accélérogrammes de composantes horizontal seul (E-O), puis par la combinaison de cette dernière avec la verticale.

Pour terminer, on a fait une étude comparative des résultats obtenus entres les deux types d'analyse pour les différentes variantes étudiées.

IV.1. Etude paramétrique des réponses linéaires obtenues par l'analyse modale spectrale:

➤ Description des variantes retenues :

Dans cette partie, on effectue une étude paramétrique des réponses linéaires obtenues par l'analyse modale spectrale pour les structures avec porte-à-faux (1.5m ; 2m ; 2.5m), et cela en faisant l'étude de l'effet de variation des longueurs des porte-à-faux, ainsi que celui du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique de la structure.

Afin de simplifier nos comparaisons et interprétations, on a opté pour les abréviations suivantes :

STR 1: Structure sans porte à faux.

STR 2 : structure avec porte à faux de 1,5m.

STR 3 : structure avec porte à faux de 2m.

STR 4 : structure avec porte à faux de 2,5m.

La configuration géométrique des différentes variantes étudiées se présente comme suit :

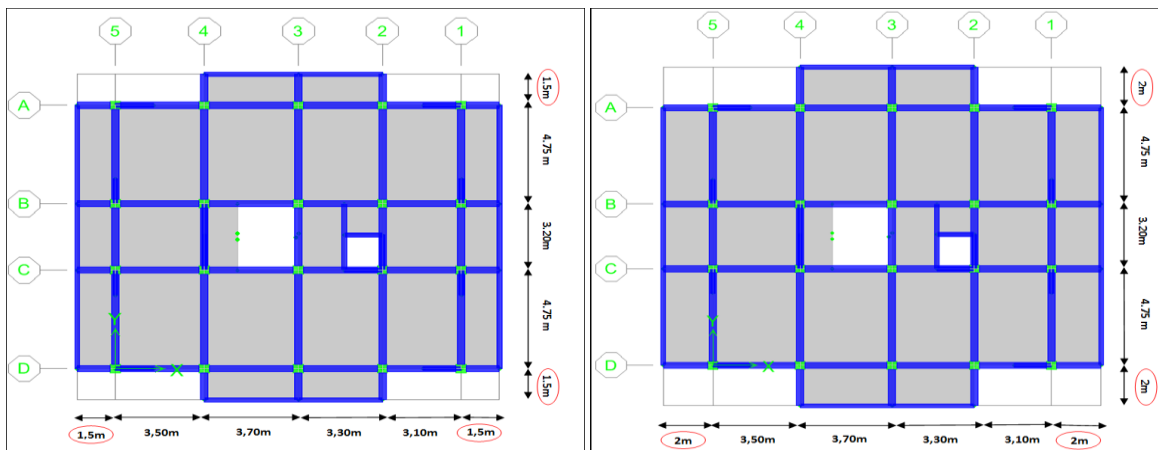


Figure IV.1 : Vue en plan de la structure STR2 (1,5m). Figure IV.2 : Vue en plan de la structure STR3 (2m).

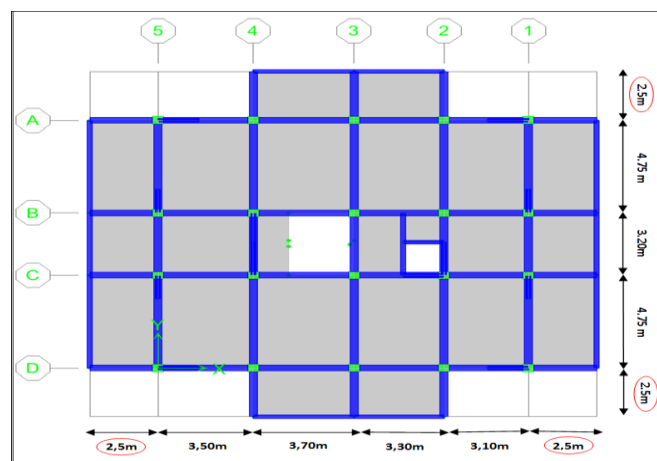


Figure IV.3 : Vue en plan de la structure STR3 (2,5m).

IV.1.1. Effet de la longueur des porte-à-faux sur la réponse dynamique de la structure :

IV.1.1.1. Résultats en termes de comportement modal :

Les résultats obtenus en termes de comportement dynamique des trois structures étudiées sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Tableau IV.1: Comparaison en termes de comportement dynamique.

Mode	Structure avec porte-à-faux de 1,5 m (STR 2)				Structure avec porte-à-faux de 2 m (STR 3)				Structure avec porte-à-faux de 2,5 m (STR 4)			
	Période	U _x	U _y	R _z	Période	U _x	U _y	R _z	Période	U _x	U _y	R _z
1	0,630844	74,0031	0,0057	0,3579	0,649408	73,9063	0,0012	0,459	0,667383	73,743	0,0002	0,6271
2	0,564694	0	72,4881	2,2098	0,581366	0,0219	67,686	7,136	0,599943	0,1595	54,9815	19,914
3	0,523937	0,3789	2,0351	72,6575	0,548212	0,4534	6,8696	67,6425	0,571269	0,4826	19,6066	54,7163

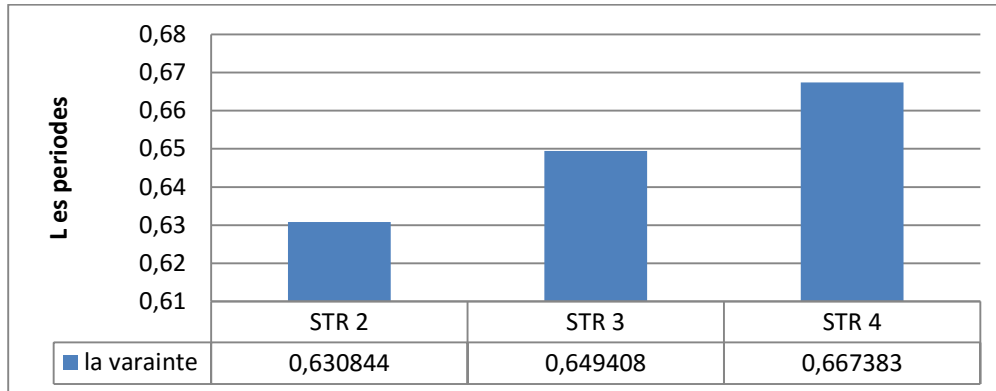


Figure IV.4: Histogramme d'évolution de la période fondamentale pour les trois variantes.

Commentaires :

Une analyse modale a été établie pour l'ensemble des structures avec porte-à-faux de longueurs différentes. Les périodes fondamentales obtenues suivant les deux directions horizontales sont présentées dans le tableau IV .1, nous permettent de remarquer que les périodes fondamentales selon les deux directions augmentent avec l'accroissement des longueurs de porte-à-faux, ceci peut être expliqué par l'augmentation de la masse des trois variantes étudiées ($W_{STR2}=17669,32$ KN, $W_{STR3}=18515,54$ KN, $W_{STR4}= 19361,75$ KN).

Les résultats des périodes propres maximales représentés dans l'histogramme de la figure IV.4 montrent que les gammes de variation des périodes sont de 0.030 ; 0.049 s et 0.067 s pour les structures STR2 ; STR3 et STR4 respectivement ce qui nous permet de conclure que la longueur des porte-à-faux influencent significativement sur les périodes fondamentales.

IV.1.1.2. Résultats en termes de déplacement absolu :

Les résultats obtenus en termes de déplacement absolu des trois structures sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Tableau IV.2 : Comparaison des déplacements absolus des trois structures.

Niveau	Sens x-x			Sens y-y		
	STR 2	STR 3	STR 4	STR 2	STR 3	STR 4
	δ_{ex}^k	δ_{ex}^k	δ_{ex}^k	δ_{ey}^k	δ_{ey}^k	δ_{ey}^k
7	0,0225	0,0239	0,0252	0,0191	0,0202	0,0212
6	0,0196	0,0209	0,0219	0,0181	0,0192	0,0203
5	0,0164	0,0174	0,0183	0,0152	0,0162	0,0171
4	0,0128	0,0136	0,0143	0,0121	0,0128	0,0135
3	0,009	0,0096	0,0101	0,0086	0,0091	0,0096
2	0,0053	0,0056	0,0059	0,0051	0,0054	0,0057
1	0,0021	0,0022	0,0023	0,002	0,0021	0,0023

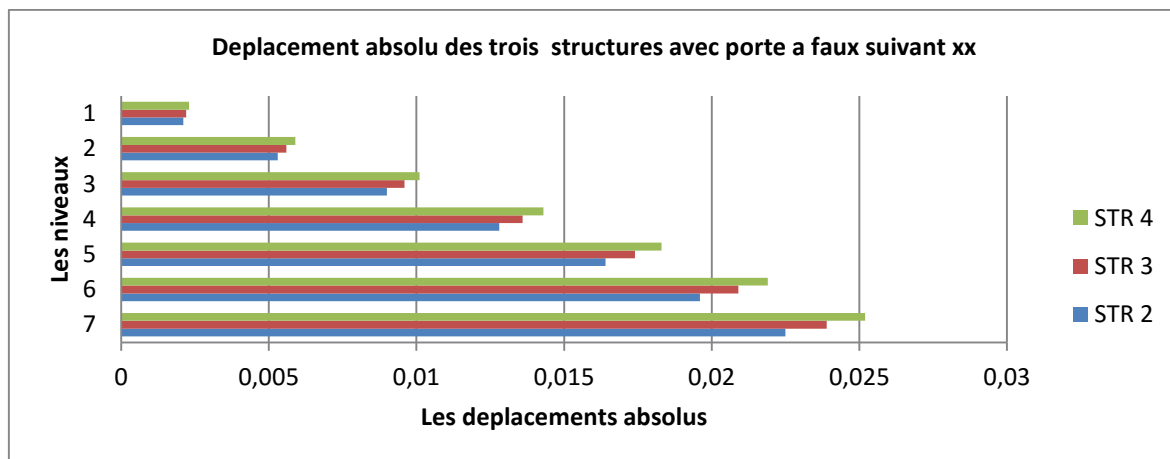


Figure IV.5: Histogrammes de déplacements absolus des trois structures avec porte à faux suivant xx ($\delta^{k_{ex}}$).

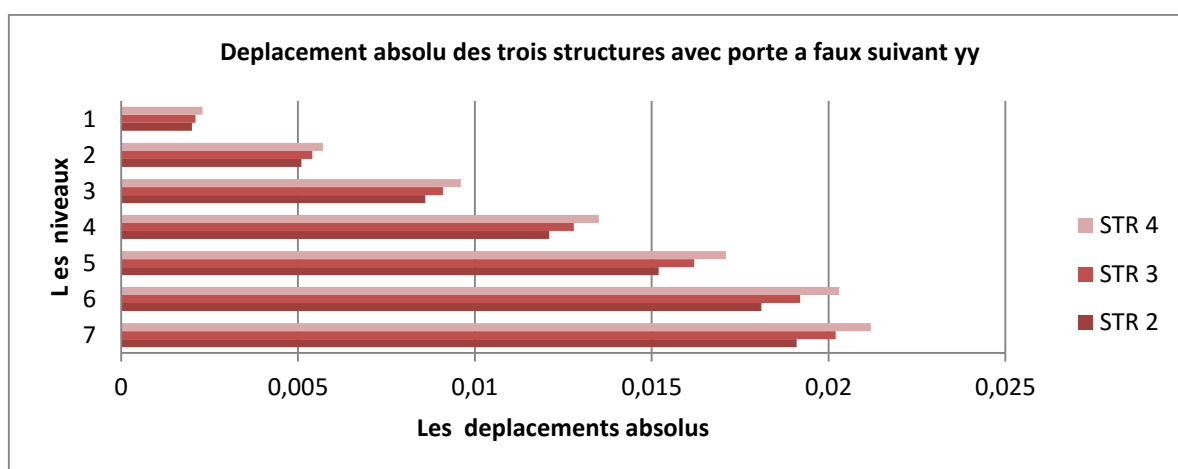


Figure IV.6 : Histogrammes de déplacements absolus des trois structures avec porte à faux suivant yy ($\delta^{k_{ey}}$).

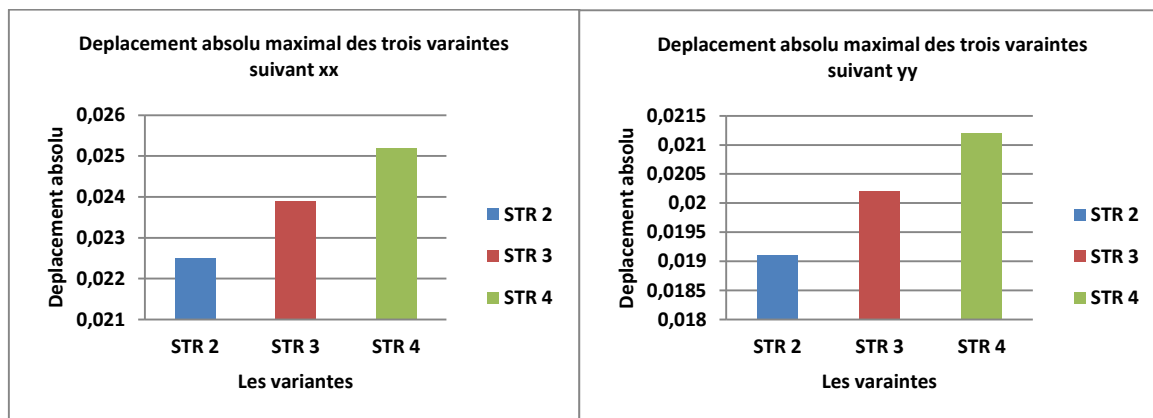


Figure IV.7: Histogrammes de déplacement absolu maximal des trois variantes dans les deux sens ($\delta^{k_{ex}}$, $\delta^{k_{ey}}$).

✚ Commentaires :

La comparaison des résultats des déplacements absolus des trois structures avec porte-à-faux dans les deux sens longitudinal et transversal présentée dans le tableau IV.2 et les figures IV.5, IV.6, nous a permet de constater :

- Une augmentation linéaire croissante des déplacements absolus des étages dans les deux directions longitudinal et transversal du 1^{er} au 7^{eme} niveau de chaque une des trois structures avec une variation des longueurs des portes à faux.

Ainsi, on remarque que le déplacement minimal se localise au 1^{er} niveau par contre le maximal au

dernier niveau. Et cela est dû au fait que le sommet de la structure est soumis à une force statique équivalente plus importante que ces niveaux du bas, et la structure a tendance à se comporter comme une console (encastré a sa base et libre au sommet). Autrement dit, les fondations de la structure ancrées dans le sol se déplacent sous le mouvement du sol (séisme), et le haut du bâtiment suit avec retard d'autant plus important que les forces d'inertie sont importantes et que le matériau peu se déformer. Ce qui sollicite de façon trop importante les têtes de poteaux, sous l'effet forces d'inertie des étages inférieur peu déformables.

- Egalement, on observe une augmentation significative de ses déplacements dans les deux directions en fonction de l'accroissement de la longueur des porte-à-faux, prenant comme exemple les déplacements maximales au sommet des trois structures, ceux de la structure STR4 ($\delta_{ex}^k = 0,0252\text{ m}$; $\delta_{ey}^k = 0,0212\text{m}$) sont supérieur à ceux de STR3 ($\delta_{ex}^k = 0,0239\text{m}$; $\delta_{ey}^k = 0,02022\text{m}$), et a ceux de la structure STR2 ($\delta_{ex}^k = 0,0225\text{m}$; $\delta_{ey}^k = 0,0191\text{m}$) qui sont indiqués au niveau des histogrammes à la figure IV.4. Ceci peut aussi être expliqué par l'augmentation de la longueur des porte-à-faux entre les différentes variantes étudiées, ce qui engendre l'augmentation de la masse des différents planchers de chaque structure étudiée.

IV.1.1.3. Résultats en termes d'effort tranchant d'étage :

Les résultats obtenus en termes d'efforts tranchant d'étage dans les deux directions longitudinal et transversal des trois structures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Comparaison de l'effort tranchant d'étage.

Niveau	Sens x-x			Sens y-y		
	STR 2	STR 3	STR 4	STR 2	STR 3	STR 4
	Vx	Vx	Vx	Vy	Vy	Vy
7	369,33	391,90	411,89	381,75	404,08	425,32
6	735,17	769,41	797,32	782,8	815,53	845,28
5	1060,26	1102,98	1136,01	1136,92	1177,47	1213,28
4	1321,8	1371,21	1408,35	1421,27	1468,13	1508,86
3	1519,6	1574,58	1615,57	1634,7	1686,53	1731,31
2	1657,18	1716,92	1761,79	1781,58	1837,67	1886,23
1	1740,36	1802,67	1849,97	1870,63	1929,21	1980,25

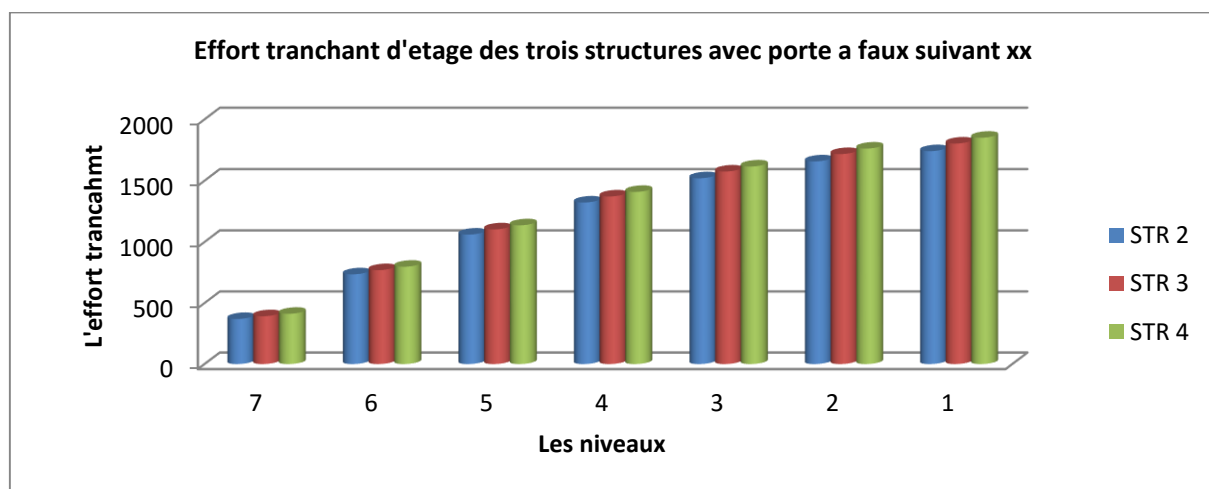


Figure IV.8 : Histogramme des efforts tranchant d'étage des trois structures avec porte à faux suivant xx (Vx).

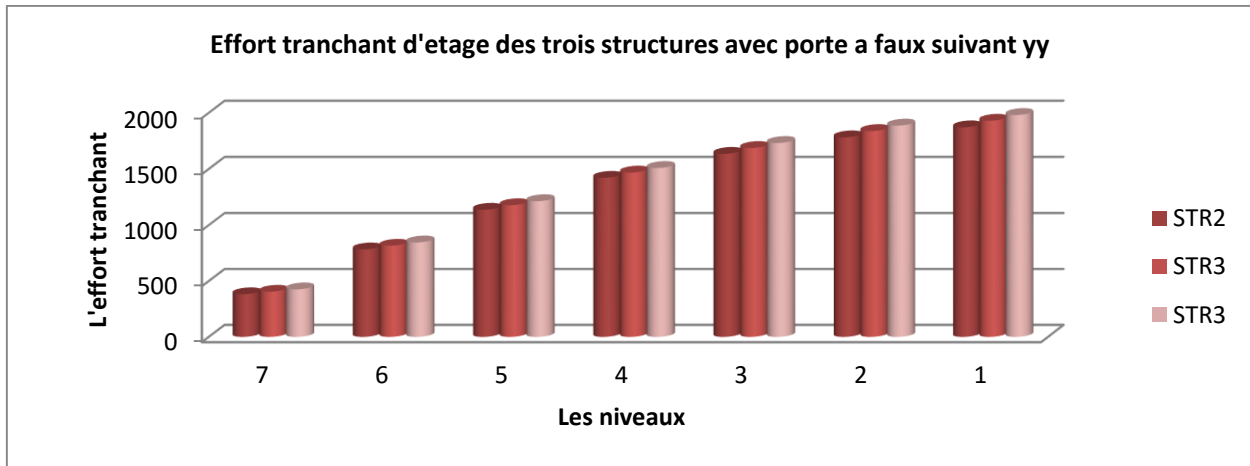


Figure IV.9: Histogramme des efforts tranchant d'étage des trois structures avec porte à faux suivant yy (V_y).

IV.1.1.4. Résultats en termes de moment fléchissant d'étage :

Les résultats obtenus par l'analyse modale en termes de moment fléchissant d'étage dans les deux directions longitudinales et transversales des trois structures sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. : Comparaison de moment fléchissant d'étage.

Niveau	Sens x-x			Sens y-y		
	STR 2	STR 3	STR 4	STR 2	STR 3	STR 4
	Mx	Mx	Mx	My	My	My
7	1168,167	1236,478	1301,493	1130,156	1199,220	1260,371
6	3507,198	3673,231	3826,722	3302,226	3473,214	3616,477
5	6893,207	7179,004	7437,299	6446,738	6744,197	6983,565
4	11120,454	11543,544	11919,698	10361,338	10803,108	11148,121
3	15978,482	16552,792	17057,741	14857,876	15458,624	15918,421
2	21260,654	21997,581	22641,055	19748,687	20521,026	21105,226
1	28652,448	29616,346	30454,506	26602,200	27614,992	28376,167

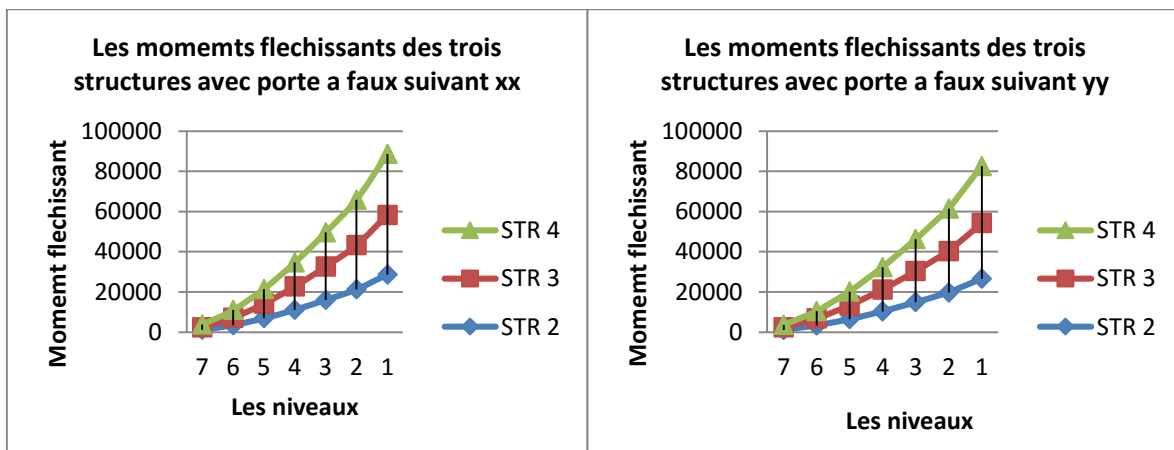


Figure IV.10 : Courbes des moments fléchissant d'étage des trois structures avec porte à faux dans les deux sens (M_x , M_y).

📌 Commentaires :

D'après les résultats de comparaison de la variation de l'effort tranchant et du moment fléchissant des étages dans les deux directions (longitudinale et transversale) des trois structures avec porte-à-faux

ayant différentes longueurs présentés dans le tableau IV.3 et les figures IV.8, IV.9 ; et aussi dans le tableau IV.4, la figure IV.10 respectivement, on remarque que :

- Contrairement à la variation des déplacements d'étage, en remarque une diminution croissante linéaire de l'effort tranchant et du moment fléchissant des étages dans les deux directions (longitudinal et transversal), et cela allant du 1^{er} au 7^{ème} niveau de chaque une des trois structures étudiées avec porte-à-faux ayant différente longueur. Et on constate que l'effort tranchant et le moment fléchissant minimal se trouve au dernier niveau par contre le maximal est au 1^{er} niveau.
- Cette force sismique à la base (V) est distribuée verticalement sur la hauteur de la structure, et horizontalement pour nos structures étudiées comportant des planchers rigides dans leur plan, ou elle est distribuée aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.
- Comme on peut le remarquer aussi, il y a une augmentation conséquente de l'effort tranchant et du moment fléchissant d'étage avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux. Cette augmentation s'avère très importante pour des longueurs supérieures à 2 m.

IV.1.1.5. Résultats en termes d'efforts internes :

En sélectionnant la combinaison de l'ELU ($1.35G + 1.5Q$) ainsi que les combinaisons d'actions sismiques ($G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$) puis en prenant le cas le plus défavorable, on retrouve les résultats des efforts internes dans les éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles) dans les trois variantes étudiées.

La figure suivante nous permet de distinguer entre les poutres principale et secondaire proche et loin des voiles en suivant ces clés de lecture :

- Les poutres principales sont disposées dans le sens y-y (1, 2, 3, 4 et 5).
- Les poutres secondaires sont disposées dans le sens x-x (A, B, C et D).
- Poutres principales proche du voile : PV
- Poutres principales loin du voile : LV
- Poutres secondaires proche du voile : PV
- Poutres principales loin du voile : LV

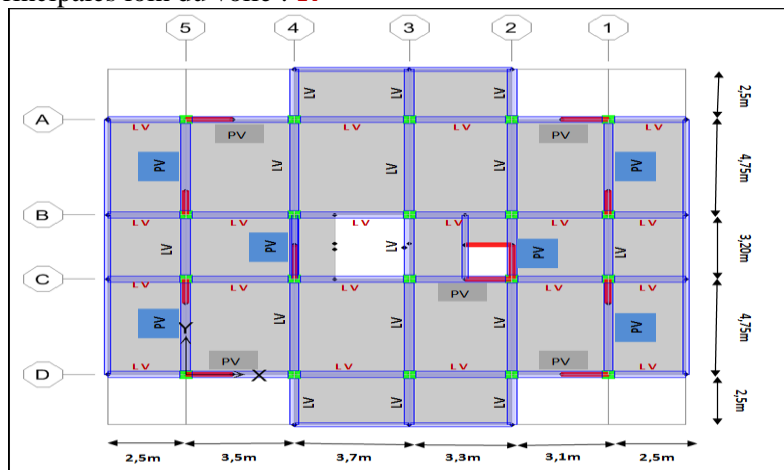


Figure VI.11 : Disposition des poutres principales et secondaires proche et loin des voiles.

a. Poutres :

Les résultats des efforts internes dans les poutres principales et secondaires proches et loin du voile des trois structures (STR2, STR3 et STR4) sont présentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.5 : Comparaison des efforts dans les poutres proches du voile entre les trois structures.

Efforts internes	Poutres principales			Poutres secondaires		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Moment maximal en travée (KN.m)	78,45	82,42	85,53	64,98	66,35	68,53
Moment aux appuis positif (KN.m)	141,34	146,84	151,19	139,06	145,40	150,33
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-155,70	-160,69	-164,35	-165,33	-173,03	-179,38
Effort tranchant max (KN)	188,05	195,15	200,82	202,91	212	219,41

Tableau IV.6 : Comparaison des efforts dans les poutres loin du voile entre les trois structures.

Efforts internes	Poutres principales			Poutres secondaires		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Moment maximal en travée (KN.m)	48,07	47,37	46,54	30,30	27,13	27,92
Moment aux appuis positif (KN.m)	88,39	92,73	96,12	57,56	59,68	61,11
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-106,35	-110,76	-114,23	-64,15	-66,90	-68,89
Effort tranchant max (KN)	107,26	107,23	107,03	60,36	62,63	64,41

Commentaires :

D'après les résultats montrés sur les tableaux VI.5 et VI.6, les efforts internes dans les poutres principales et secondaires loin ou proche du voile dans les trois structures étudiées avec portes à faux, on remarque une augmentent progressivement de ces derniers avec l'accroissement des longueurs des portes à faux d'une structure à une autre.

Sauf au niveau de la variation du moment en travée et l'effort tranchant au niveau des poutres principales loin du voile dans la STR 2 sont légèrement supérieures à ceux des deux autres STR3 et STR4. On remarque aussi la même chose au niveau des poutres secondaires loin du voile concernant le moment en travée uniquement.

On remarque aussi que les efforts internes dans les poutres proches des voiles sont largement supérieurs à ceux des poutres loin des voiles au niveau des trois structures avec porte à faux.

b. Poteaux :

Les résultats des efforts internes dans les poteaux de section (50x50, 45x45, 40x40) cm² ainsi leurs ferrailage des trois structures (STR2, STR3 et STR4) sont présentés dans les deux tableaux suivants :

Convention de signe Pour les efforts normaux :

- (-) : Effort de compression.
- (+) : Effort de traction.

Tableau IV.7 : Comparaison des efforts dans les poteaux entre les trois structures.

	Section 50x50			Section 45x45			Section 40x40		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Compression max. [KN]	-1777,28	-1823,67	-1860,26	-764,69	-827	-888,26	-361,48	-391,88	-421,61
Traction max. [KN]	736,87	776,18	807,12	70,4	79,65	86,65	52,77	51,83	50,04
«M ₂ » max. [KN.m]	159,36	163,14	166,70	109,71	112,22	114,49	75,81	77,28	78,43
«M ₃ » max. [KN.m]	133,67	139,34	144,03	105,56	110,61	114,99	71,62	75,85	91,31
«V ₂ » max. [KN]	83,54	87,16	90,26	71,42	74,83	77,79	49,29	51,59	53,52
«V ₃ » max. [KN]	82,30	85,79	88,56	60,12	62,63	64,21	35,79	37,5	39,04

Tableau IV.8 : Comparaison des sections d'armatures dans les poteaux entre les trois structures.

Armatures variantes	Armatures longitudinales A _l (cm ²)			Armatures transversales A _t (cm ²)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Section 50x50	10,24	10,77	11,19	1,04	1,08	1,12
Section 45x45	3,12	3,31	3,46	0,99	1,03	1,08
Section 40x40	4,06	4,19	4,87	0,77	0,80	0,83

c. Voile :

Les résultats des efforts internes des voiles dans des différents niveaux des trois structures (STR2, STR3 et STR4) sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9 : Comparaison des efforts dans les voiles entre les trois structures.

Les niveaux Les variantes	RDC, 1er, 2 ^{ème}			3 ^{ème} - 4 ^{ème}			5 ^{ème} - 6 ^{ème}		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Contraintes de compression (S22) (KN/m ²)	-8805,26	-9344,85	-9843,06	-4103,52	-4160,65	-4250,7	-4181,97	-4253,82	-4886,85
Contraintes de traction (S22) (KN/m ²)	6496,75	6785,94	7002,38	2259,13	2356,89	2444,3	2681,4	2988,95	4071,36
Contraintes de cisaillement (S12) (KN/m ²)	1681,59	1735,06	1785,51	924,19	949,11	969,57	569,73	578,98	657,56

🔧 Commentaires :

En comparant les sections d'armatures des poteaux entre les trois structures étudiées avec portes à faux ayant différentes longueurs, et qui sont présentées dans le tableau IV.8, on constate :

- Un accroissement linéaire (une augmentation) des sections d'armatures longitudinale et transversale des sections des poteaux (50x50 cm², 45x45cm² et 40x40cm²), en fonction des différentes configurations géométriques choisie du porte à faux (STR2:1,5m, STR3:2m et STR4:2,5m), et cela proportionnellement à l'augmentation des différents efforts internes au niveau de ces poteaux des trois structures étudiées présentées au niveau du tableau IV.7.

Ainsi, on remarque que les sections d'armatures s'avèrent plus important au niveau des poteaux (50x50 cm²) situé à la base des structures.

- Au niveau du tableau IV.9 montrant la comparaison des efforts dans les voiles entre les trois structures, on remarque une augmentation significative croissante des contraintes de compression, traction et de cisaillement en fonction de l'augmentation de la longueur des porte-à-faux dans les trois structures étudiées. 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.

IV.1.2. Effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique de la structure :

Introduction :

Afin de prendre en compte la composante sismique verticale dans le calcul des porte-à-faux dans la modélisation de notre bâtiment par l'analyse modale spectrale, nous avons pris en considération une force ascendante proposée par le code parasismique RPA2003 pour la détermination de la force verticale. Cette force est considérée comme étant dirigé orthogonalement au plan de porte-à-faux, répartie uniformément sur la surface de ce dernier. Cependant, pour l'analyse temporelle qu'on fera dans la partie qui suit, on a utilisé un accélérogramme dans la direction verticale.

IV.1.2.1. Résultats en termes d'efforts internes :

✓ Poutres :

Convention de signe utilisé pour la comparaison :

(-) : Diminution des efforts dans la structure avec porte-à-faux.

(+) : Augmentation des efforts dans la structure avec porte-à-faux.

Tableau IV.10 : Variation des efforts internes dans les poutres principales en console des portes à faux.

Les variantes	Max (G+Q+E et 08G+E)		Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez)		Effet d'EZ sur la variation des efforts internes (%)	
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	Effort tranchant max (KN)	Moment aux appuis négatif (KN.m)	Effort tranchant max (KN)	M _{SUP} (KN.m)	v ₂ max (KN)
STR2 (1,5 m)	-28,27	41,55	-28,27	41,55	0	0
STR3 (2 m)	-50,19	54,84	-46,72	50,80	-6,91	-7,36
STR4 (2,5 m)	-77,48	67,72	-71,85	62,60	-7,26	-7,56

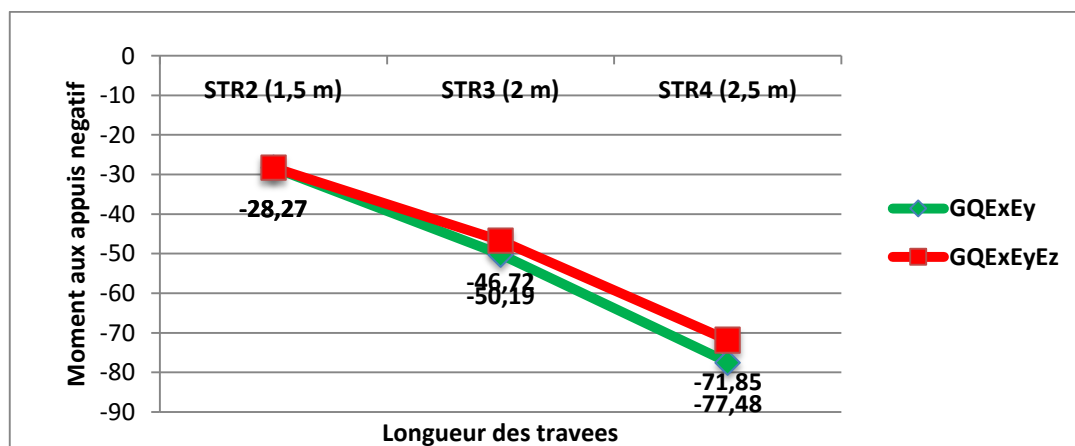


Figure IV.12 : Variation des moments fléchissant aux appuis négatifs sous (GQExEy) et (GQExEyEz).

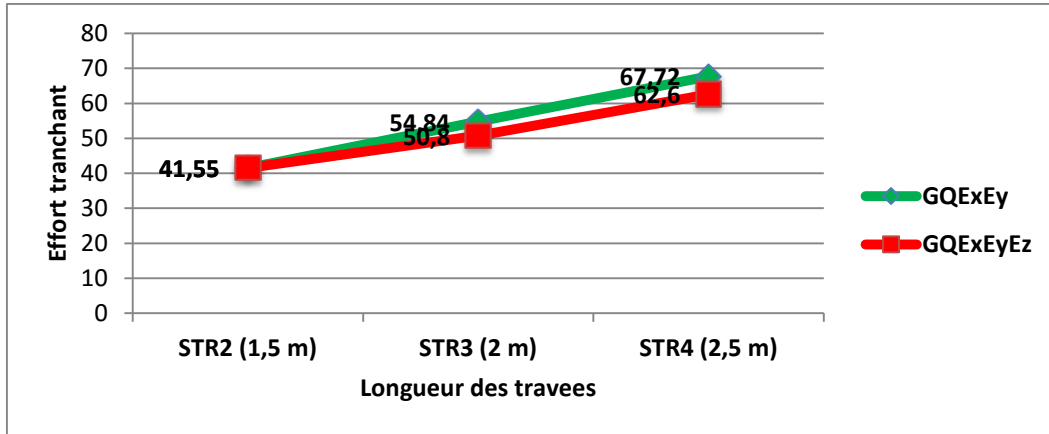


Figure IV.13 : Variation des efforts tranchants des poutres en console des portes a faux sous (GQExEy) et (GQExEyEz).

Tableau IV.11 : Variation des efforts internes dans les poutres secondaires en console des porte-à-faux.

Les variantes	Max (G+Q+E et 08G+E)		Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez)		Effet d'Ez sur la variation des efforts internes (%)	
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	Effort tranchant max (KN)	Moment aux appuis négatif (KN.m)	Effort tranchant max (KN)	M _{SUP} (KN.m)	V ₂ max (KN)
STR2 (1,5 m)	-38,04	48,84	-38,04	48,84	0	0
STR3 (2 m)	-63,01	61,85	-58,56	56,79	-7,06	-8,18
STR4 (2,5 m)	-93,48	74,67	-86,29	68,24	-7,69	-8,61

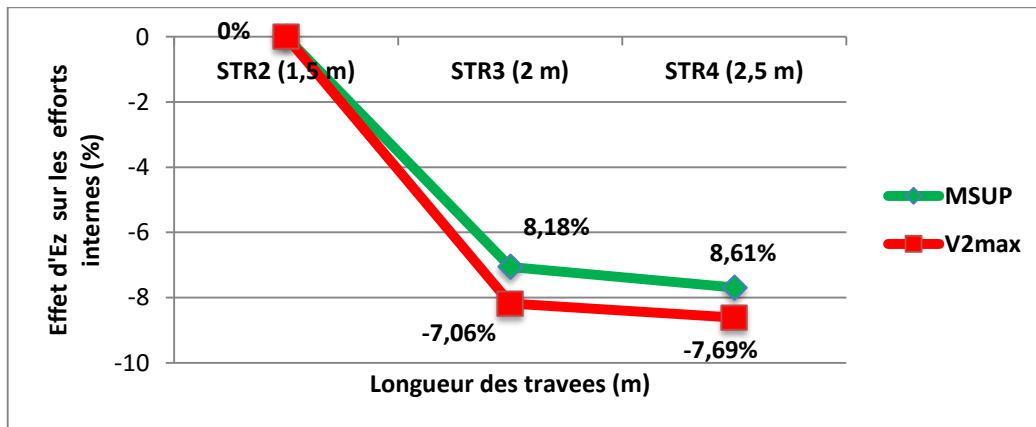


Figure IV.14 : Effet du séisme vertical Ez sur la variation des efforts internes dans les poutres secondaires en console des portes à faux.

🔧 Commentaires :

On observant les différents résultats d'analyses de l'effet du mouvement sismique vertical Ez sur les moments et les efforts tranchants dans les poutres principales et secondaires en console, de différentes longueurs de portes à faux présentés dans le tableau IV.10 ; et les figures IV.12, IV.13 pour ceux des poutres principale et dans le tableau IV.11 et la figure IV.14 pour ceux des poutres secondaires, on peut faire les interprétations suivantes :

- On constate une augmentation du moment fléchissant aux appuis négatifs ainsi que l'effort tranchant au niveau des poutres principales et secondaires en console, et cela avec l'accroissement des longueurs des porte à faux des trois structures étudiées pour les deux cas

de combinaison (G+Q+Ex+Ey) et (G+Q+Ex+Ey+Ez). Cependant, on remarque une diminution de la variation de ces efforts internes suite à l'introduction du mouvement sismique vertical aux trois longueurs des consoles en porte-à-faux : 1.5m, 2m et 2.5m .(voir figures IV.12 et IV.13).

- Aussi au niveau des résultats obtenus à la figure IV.14, on remarque l'augmentation du pourcentage d'influence du mouvement sismique verticale Ez sur la diminution des efforts internes dans les poutres en console en fonction de l'accroissement des longueurs des consoles des trois structures (STR2:1,5m, STR3:2m et STR4:2,5m).

Tableau IV.12: Variation des efforts internes dans les poutres principales rattachées aux portes à faux en dalle pleine.

Les variantes	STR2 (1,5 m)		STR3 (2 m)		STR4 (2,5 m)	
	Max (G+Q+E et 08G+E)	Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez)	Max (G+Q+E et 08G+E)	Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez)	Max (G+Q+E et 08G+E)	Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez)
Moment maximal en travée (KN.m)	65,63	65,63	67,93	67,80	70,55	70,38
Moment aux appuis positif (KN.m)	88,39	88,39	92,73	92,69	96,12	96,05
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-109,68	-109,68	-112,12	-112,32	-115,01	-115,24
Effort tranchant max (KN)	99,49	99,49	102,75	102,72	105,32	105,28

📌 Commentaires :

Le tableau IV.12 présente les efforts internes et leurs variations provoquées par le mouvement sismique choisis soit par composante horizontales (G+Q+Ex+Ey), ou par la combinaison des composantes horizontales et verticale (G+Q+Ex+Ey+Ez) dans les poutres rattachées aux portes à faux en dalle pleines, on remarque :

Une augmentation des efforts avec l'accroissement des longueurs des consoles (porte-à-faux) sous chacun des deux cas de mouvement sismiques étudié séparément.

Tandis que la comparaison des résultats de l'effet d'introduction du séisme vertical sur les structures STR3 et STR4, nous montre qu'il n'y a presque aucun effet sur les efforts internes en fonction de variation des longueurs de porte-à-faux, les différents efforts internes restent presque identiques sous les deux cas de mouvements sismiques. Mais pour la structure STR2 (1,5m) les valeurs de ses efforts internes restent constantes sans aucun effet du séisme vertical.

✓ Poteaux :

Tableau IV.13 : Variation des forces axiales au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux au niveau de la base.

Les variantes	Max (G+Q+E et 08G+E)		Max(G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez)		Variation des forces axiales	
	Compression min	Traction max	Compression min	Traction max	Max (G+Q+E et 08G+E)	Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez)
STR2 (1,5 m)	-1527,24	732,13	-1527,24	732,13	795,11	795,11
STR3 (2 m)	-1616,22	756,63	-1599,28	773,57	859,59	825,71
STR4 (2,5 m)	-1696,49	770,59	-1674,79	792,30	925,90	882,49

📌 Commentaires :

Le tableau VI.13 présente les forces axiales au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux et

leurs variations provoquées par les mouvements sismiques choisis soit par les composantes horizontales (GQExEy) ou par la combinaison des composantes horizontales et verticale (GQExEyEz), on remarque que lorsque les mouvements horizontaux sont seulement appliqués, les forces axiales augmentent avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux, mais leurs intervalles de variation demeurent presque constants.

Tandis qu'en introduisant le mouvement sismique vertical, une diminution des forces axiales est constatée au niveau des structures STR3 (2m) et STR4 (2,5m), mais pour la structure STR2 (1,5m) les valeurs des forces axiales restent inchangées car la longueur des porte-à-faux ne dépasse 1,5m, et l'influence du mouvement sismique verticale est pris en compte à partir des longueurs supérieures à 1,50m.

Tableau IV.14 : Variation d'effort tranchant au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux au niveau de la base.

Les variantes	1. Max (G+Q+E et 08G+E)	2. Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez)	Effet de EZ sur l'effort tranchant (%)
	Effort tranchant V_{2max} (KN)	Effort tranchant V_{2max} (KN)	
STR2 (1,5 m)	83,54	83,54	0
STR3 (2 m)	87,16	86,91	-0,28
STR4 (2,5 m)	90,26	89,92	-0,37

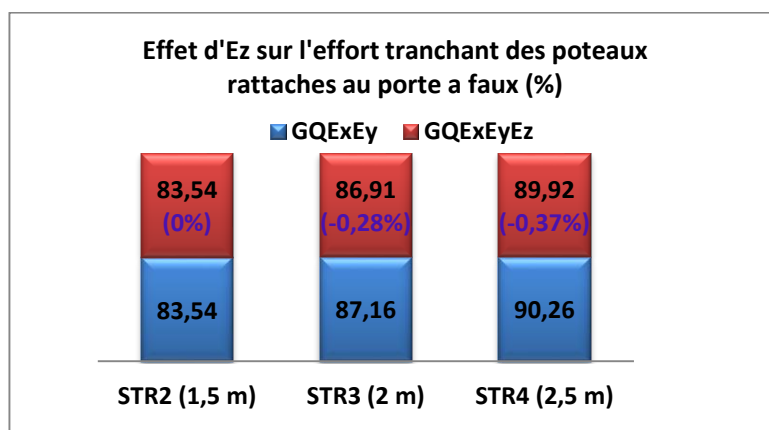


Figure IV.15 : Effet du séisme vertical Ez sur la Variation de l'effort tranchant des poteaux rattachés aux Porte-à-faux.

Commentaires :

La variation de l'effort tranchant développé au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux a la base illustrée dans le tableau IV.14 et la figure IV.15, nous montre une augmentation de cet effort avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux. Par contre, on observe une légère diminution des efforts tranchants en fonction des cas étudiés : sous les mouvements sismiques horizontaux seuls et en ajoutant le mouvement vertical à ces derniers. D'ailleurs l'effet du séisme vertical sur l'effort tranchant n'atteint même pas 1% (voir la figure VI.15). Donc il est pratiquement ignoré.

IV.1.2.2. En termes d'efforts tranchant à la base :

Tableau IV.15: Effet du mouvement sismique vertical EZ sur l'effort tranchant à la base.

Les variantes	Effort tranchant maximum (KN)				Effet d'EZ sur l'effort tranchant (%)	
	VX(EX)	VX (EX+EZ)	VY (EY)	VY (EY+EZ)	VX (EZ)	VY (EZ)
STR2 (1,5 m)	1740,36	1740,36	1870,63	1870,63	0	0
STR3 (2 m)	1802,67	1802,67	1929,21	1929,21	0	0
STR4 (2,5 m)	1849,97	1849,97	1980,25	1980,25	0	0

Commentaires :

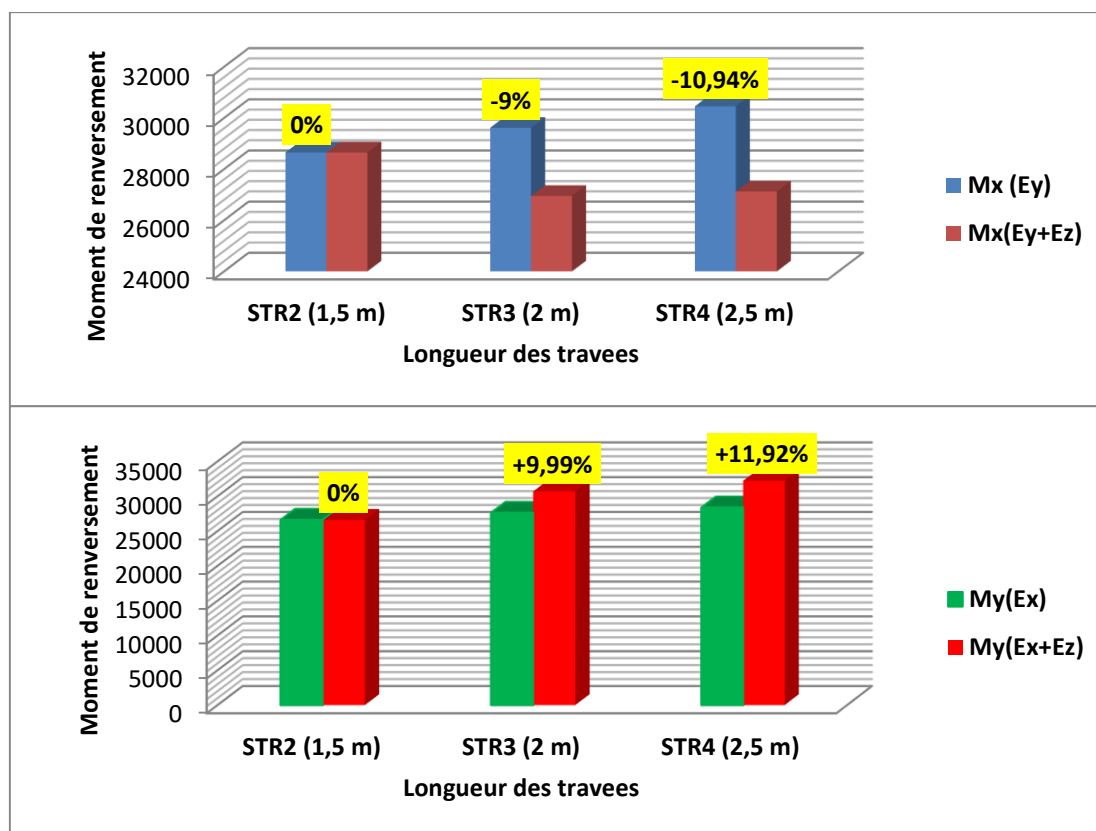
A partir des résultats obtenus dans le tableau IV.15 présentant l'effet du séisme vertical Ez sur l'effort tranchant a la base suivant les deux sens xx et yy, on constate :

Une augmentation significative des efforts tranchants dans les deux sens (transversal et longitudinal) avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux (STR2:1,5m, STR3:2m et STR4:2,5m). Tandis qu'on ne remarque aucune variation de ces efforts dans les deux sens en introduisant la composante sismique verticale Ez dans les trois structures avec différentes longueurs de porte-à-faux. Autrement dit l'effort tranchant reste constant sous les composantes horizontales (Ex, Ey) seule ou bien sous la combinaison des composantes horizontales et verticale (Ex, Ey, Ez).

IV.1.2.1. En termes de moment de renversement :

Tableau IV.16: Effet du mouvement sismique vertical EZ sur le moment de renversement.

Les variantes	Moment de renversement maximum (KN.m)				Effet d'EZ sur le moment de renversement (%)	
	MX (EY)	MX (EY+EZ)	MY (EX)	MY (EX+EZ)	MX (EZ)	MY (EZ)
STR2 (1,5 m)	28652,448	28652,448	26602,200	26602,200	0	0
STR3 (2 m)	29616,346	26950,266	27614,992	30683,132	-9,0	+9,99
STR4 (2,5 m)	30454,506	27120,619	28376,167	32218,678	-10,94	+11,92



FigureIV.16 : Effet du mouvement sismique vertical EZ sur le moment de renversement suivant xx et yy en fonction des longueurs des porte-à-faux.

Commentaires :

La contribution du mouvement sismique vertical à la variation du moment de renversement dans les deux directions transversales xx et longitudinales yy est illustrée dans le tableau IV.16 et à la figure IV.16.

Cette contribution marque une augmentation significative croissante en fonction de l'augmentation des longueurs des portes à faux allant jusqu'à 12 % pour la structures STR4 (2,5m) dans le sens yy . Contrairement à ce sens yy , on remarque une diminution considérable croissante avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux de ses moments dans le sens xx avec un taux de variation allant jusqu'à 11% pour la structure STR4 (2,5m). (Voire figure IV.16).

On remarque aussi l'augmentation des moments de renversement avec l'accroissement des longueurs des portes à faux (STR2:1,5m, STR3:2m et STR4:2,5m) dans les deux sens et sous les deux cas de mouvement sismique (E_x , E_y et E_x+E_z , E_x+E_z).

Constatations :

Une étude paramétrique englobant des analyses modales et dynamiques a été établie pour les différentes configurations géométriques de porte-à-faux du bâtiment étudié.

Les résultats obtenus à travers cette étude montrent que la réponse dynamique du bâtiment dépend du mouvement sismique vertical et des longueurs des porte-à-faux qui dépassent 1.50 m. On peut conclure que :

- La période est influencée par l'accroissement des longueurs de porte-à faux et non pas de la composante verticale du séisme.
- L'effort tranchant à la base du bâtiment ne change pas sous l'effet du mouvement sismique vertical mais il augmente considérablement en fonction d'accroissement des longueurs des porte-à-faux.
- Le moment de renversement est influencé par la variation des longueurs des porte-à-faux ainsi que par l'introduction du mouvement sismique verticale.
- Les efforts tranchants développés dans les poteaux varient avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux, mais avec un changement faible en considérant la composante sismique verticale.
- Le séisme vertical amplifie les moments fléchissant en appuis négatifs et les efforts tranchants au niveau des poutres en console des porte-à-faux.
- La contribution du mouvement sismique vertical par rapport à la variation des forces axiales au niveau des poteaux est très importante. Notamment ces dernières augmentent considérablement avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux.

IV.2. Etude paramétrique des réponses linéaires obtenues par l'analyse temporelle :

Introduction :

Sous un fort tremblement de terre, les structures montrent des déformations inélastiques significatives qui modifient les caractéristiques dynamiques de la structure avec le temps, d'où la nécessité d'utiliser des procédures analytiques inélastiques. Ces dernières aident à comprendre le comportement réel des structures par l'identification des modes de ruine. Ces procédures d'analyse inélastiques comprennent essentiellement l'analyse temporelle ou analyse sous accélérogrammes.

L'analyse sous accélérogrammes est la méthode la plus précise pour prédire les forces et les demandes en déformation pour les différents composants de la structure. Cependant, son utilisation reste limitée car la réponse dynamique est très sensible à la modélisation et au mouvement du sol.

Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme s'écrivent principalement sous la forme d'accélérogramme qui représente la variation de l'accélération du sol dans une direction donnée en fonction du temps, nous pouvons de même enregistrer la vitesse ou le déplacement des particules du sol.

Il convient de noter qu'en un point donné du sol, les mouvements des particules lors d'un séisme s'effectuent dans toutes les directions à l'horizontale comme à la verticale. C'est-à-dire, il est enregistré habituellement pour un même séisme trois accélérogrammes :

- Un accélérogramme de direction Nord-Ouest ;
- Un accélérogramme de direction Est-Ouest ;
- Un accélérogramme de direction verticale.

L'analyse temporelle a le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. On utilise au fait un accélérogramme (des fonctions de temps d'accélération) à partir duquel, après intégrations successives, on obtient les courbes vitesses et les déplacements après 'corrections'.

Dans notre étude, la réponse sismique de nos structures est évaluée en utilisant, comme excitation, l'enregistrement issu du séisme de BOUMERDES **21/05/2003** (avec ces milliers de répliques) qui ont été, en grande partie, enregistrées par les stations accélérométriques installées dans plusieurs régions du pays et en particulier celles des régions de Boumerdés.

Nous nous sommes basés sur les deux accélérogrammes de direction **Est-Ouest** et de direction **verticale** illustrée dans les figures IV.17 et IV.18 respectivement. La composante horizontale Est-Ouest est plus forte que la composante Nord-Sud. On utilisera cette composante dont le pic a atteint $A_g = -394,70 \text{ cm/s}^2$. La composante verticale n'étant pas négligeable, avec un pic de $A_g = 131,56 \text{ cm/s}^2$, on l'utilisera afin de voir comment elle affecte la réponse.

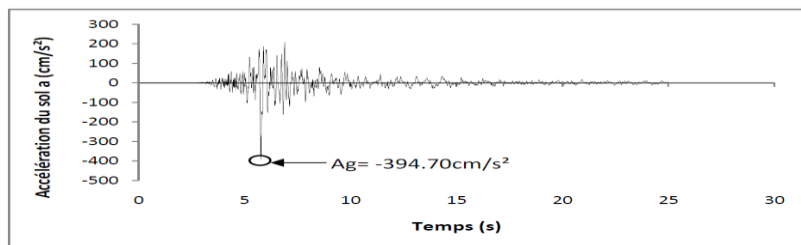


Figure IV.17 : Accélérogramme de Boumerdes du 21/05/2003 (E-O).

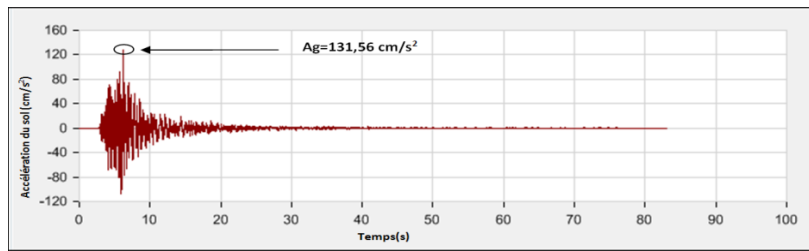


Figure IV.18: Accélérogramme de Boumerdes du 21/05/2003 (verticale).

➤ **Méthodologie :**

✚ **Formulation de l'équation de mouvement**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de l'histoire dans le temps des déplacements d'une structure soumise à un chargement donné variable dans le temps. Les expressions mathématiques qui définissent les déplacements dynamiques sont appelées équations du mouvement de la structure, la résolution de ces équations donne l'histoire des déplacements recherchés.

✚ **Méthodes de résolution de l'équation du mouvement**

La méthode de résolution la mieux adaptée, ou la plus efficace, dépend du comportement de l'ouvrage à étudier et du mode de définition de la sollicitation appliquée. Mais dans la plupart des cas pratiques l'obtention d'une solution analytique est inaccessible et le recours à des méthodes numériques se révèle indispensable [70, 71, 72].

La réponse sismique d'une structure est exprimée par la prise en compte de l'équilibre dynamique des forces s'exerçant sur la structure pendant la durée du séisme, et déterminée lorsque la masse (m), qui occupe la position déformée définie par $d(t)$, est soumise aux forces horizontales et son équation générale du mouvement est sous la forme suivante :

$$m a(t) + c v(t) + k d(t) = -m \gamma(t) \dots\dots\dots(IV.1)$$

(L'équation du mouvement d'un système amorti à un degré de liberté soumis à une excitation sismique du sol)

✚ **Oscillations des structures :**

Lorsqu'on écarte un système, tel qu'un oscillateur simple constitué d'une masse (m) fixée au bout d'une tige, d'une position d'équilibre, compte tenu des liaisons et des déformations qui lui sont imposées il y a apparition des forces de rappel qui tendent à le ramener à sa position de repos (Figure IV.19). Sous l'action du séisme l'oscillateur est soumis à sa base au point A à un mouvement du sol $D(t)$ variable avec le temps ; le mouvement que prend la masse oscillante est un mouvement plan entièrement défini par le déplacement du centre de gravité de la masse au temps t . Donc le système dépend d'un seul degré de liberté : le déplacement relatif $d(t)$ de la masse par rapport au sol.

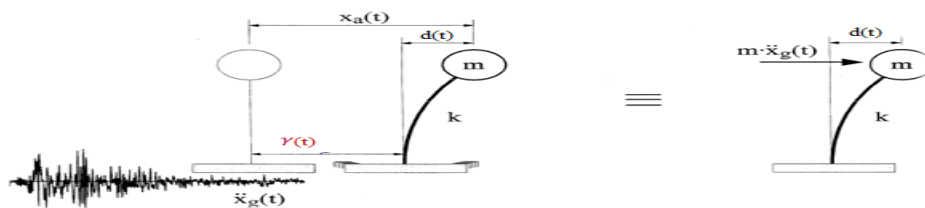


Figure IV. 19: Oscillateur simple.

Le spectre de réponse élastique résume la réponse maximale de n'importe quel oscillateur linéaire soumis à une excitation (harmonique, explosion, sismique...) donnée. La détermination du spectre de réponse à partir d'un accélérogramme enregistré nécessite la résolution de l'équation du mouvement pour un oscillateur simple linéaire car le calcul dynamique d'une structure élastique, comportant plusieurs degrés de liberté et plusieurs masses, se ramène à celui de l'étude d'un certain nombre

d'oscillateurs simples caractérisés chacun par un mode de vibration, c'est à dire par une période propre, une déformée propre et un coefficient d'amortissement ζ . Le cumul de réponses de ces oscillateurs simples permet d'obtenir la réponse de la structure (voir la figure IV.19).

Les méthodes d'évaluation des réponses par l'intégrale de Duhamel et la transformation inverse de fourrier sont limitées à des systèmes linéaires.

✚ Méthode de résolution : Intégrale de Duhamel

La sollicitation sismique sous forme d'accélérogramme n'étant pas disponible sous forme analytique, la réponse sismique de la structure doit être déterminée numériquement. Il existe de nombreuses méthodes pour la résolution de l'équation (IV.1). Rappelons-le que dans le cas du comportement linéaire de la structure, la solution générale : Le spectre de déplacement relatif s'obtient directement par l'intégrale de Duhamel donnée par l'équation (IV.2)

$$d(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t \gamma(\tau) e^{-\varepsilon\omega(t-\tau)} \sin[\omega(t-\tau)] d\tau \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec : $\omega_d = \omega\sqrt{1-\varepsilon^2}$

ω_d : Pseudo-pulsation des oscillations libres amorties.

τ : Variable d'intégration.

On constate que la valeur du déplacement ne dépend que de la pulsation ω , du coefficient d'amortissement ζ et de l'accélération γ du sol.

À partir de la formule (IV.2), on obtient facilement la vitesse relative et l'accélération absolue.

Les structures ayant toujours des amortissements très faibles ($\zeta < 10\%$), on peut considérer que : $\omega_d = \omega$, ce qui correspond à un oscillateur très peu amorti ; en négligeant les termes secondaires, les composantes du mouvement sismique deviennent :

Déplacement relatif :

$$d(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \gamma(\tau) e^{-\varepsilon\omega(t-\tau)} \sin[\omega(t-\tau)] d\tau \dots\dots\dots(IV.3)$$

Vitesse relative :

$$V(t) = -\int_0^t \gamma(\tau) e^{-\varepsilon\omega(t-\tau)} \cos[\omega(t-\tau)] d\tau \dots\dots\dots(IV.4)$$

Pseudo-accélération :

$$d(t) = \omega \int_0^t \gamma(\tau) e^{-\varepsilon\omega(t-\tau)} \sin[\omega(t-\tau)] d\tau = -\omega^2 d(t) \dots\dots\dots(IV.5)$$

Lorsque le déplacement relatif $d(t)$ de la masse a été calculé, on peut en déduire la force de rappel (voir équation IV.6) et donc calculer les efforts dans la structure :

✓ Une force de rappel élastique exercée par le support de raideur k , qui est proportionnelle au déplacement relatif $d(t)$:

$$F1 = -k d(t) \dots\dots\dots(IV.6)$$

✓ Une force de freinage proportionnelle à l'amortissement (c) et à la vitesse relative $v(t)$ autrement dit, à déplacement nul, l'amortissement est nul aussi :

$$F2 = -c v(t) \dots\dots\dots(IV.7)$$

✓ Une force d'inertie développée par la masse (m) dans le sens contraire à l'accélération $\Gamma(t)$ de l'action sismique ; les forces d'inertie caractérisant la résistance qu'opposent les masses à leur mise en mouvement ou à leur freinage, elles sont donc opposées aux forces élastiques :

$$F = - m \Gamma(t) = - m [\gamma(t) + a(t)] \dots \dots \dots (IV.8)$$

Avec :

$\Gamma(t)$: accélération de l'action sismique.

$\gamma(t)$: accélération du sol.

$a(t)$: accélération de la masse (m) par rapport au sol.

IV.2.1. Etude dynamique temporelle linéaire (accélérogramme enregistré lors du séisme de BOUMERDES 2003) :

IV.2.1.1. Résultats en termes de comportement dynamique :

L'analyse dynamique des réponses temporelles par l'accélérogrammes appliqué dû au séisme de BOUMERDES 2003, nous a permis d'obtenir des résultats qui sont présentés dans les tableaux suivants pour les trois structures avec porte-à-faux de différents longueurs (STR2 (1,5 m), STR3 (2 m) et STR4 (2,5 m)) :

Tableau IV .17 : Comportement dynamique de la structure STR 2(1,5m).

		Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
Mode	Période	Ux	Uy	Rz	SumUX	SumUY	
1	0.584	73.62	0.26	1.27	73.62	0.26	Trans X-X
2	0.542	0.17	73.9	0.28	73.79	74.16	Trans Y-Y
3	0.519	1.36	0.27	73.78	75.15	74.43	Torsion
4	0.175	13.36	0.11	0.3	88.52	74.54	
5	0.159	0.4	6.16	7.05	88.92	80.71	
6	0.153	0.01	9.21	6.01	88.93	89.92	
7	0.088	2.38	0.34	2.16	91.31	90.26	

Tableau IV.18 : Comportement dynamique de la structure STR3 (2m).

		Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
Mode	Période	Ux	Uy	Rz	SumUX	SumUY	
1	0.601	72.87	0.32	1.94	72.87	0.32	Trans X-X
2	0.556	0.46	73.41	0.66	73.33	73.73	Trans Y-Y
3	0.545	1.81	0.73	72.75	75.15	74.46	Torsion
4	0.18	13.08	0.14	0.55	88.23	74.6	
5	0.167	0.7	2.92	9.63	88.94	77.52	
6	0.158	6.827E-05	12.41	3.12	88.94	89.93	
7	0.093	1.29	0.39	3.12	90.23	90.32	

Tableau IV.19 : Comportement dynamique de la structure STR4 (2,5 m).

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		Ux	Uy	Rz	SumUX	SumUY	
1	0.618	71.36	0.43	3.33	71.36	0.43	Trans X-X
2	0.574	3.48	24.56	47.41	74.84	24.99	Torsion
3	0.567	0.3	49.5	24.62	75.15	74.48	Trans Y-Y
4	0.186	12.38	0.22	1.18	87.52	74.7	
5	0.175	1.42	1.62	10.11	88.94	76.32	
6	0.162	0.003396	13.62	1.96	88.95	89.94	
7	0.097	0.7	0.38	3.71	89.64	90.32	
8	0.09	4.62	0.04	0.59	94.26	90.36	

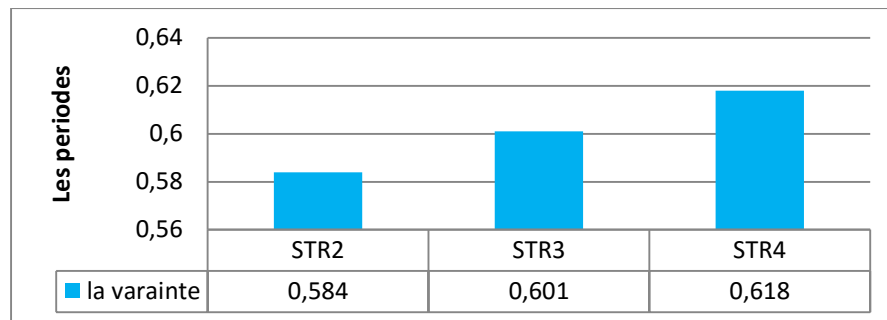


Figure IV.20 : Histogramme d'évolution de la période fondamentale pour les trois variantes.

Commentaires :

Les résultats du comportement dynamique par l'analyse temporelle par l'accélérogrammes appliqué dû au séisme de BOUMERDES, présentés dans les tableaux IV.17, IV.18 et IV.20 respectivement pour les trois structures (STR2 (1,5m), STR3 (2m) et STR4 (2,5m)) nous montrent :

- Une augmentation croissante des périodes fondamentales des trois structures avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux avec un taux de 3% d'une structure à une autre (voir figure IV.20). Ainsi, on remarque pour les trois premiers modes de vibrations de ces trois variantes deux translations et une torsion.
- Contrairement à la structure STR2 et STR3 dans la structure STR4, on a eu une torsion dans le 2^{ème} mode au lieu d'une translation et cela peut être expliqué par l'augmentation de la masse de cette structure (porte-à-faux de 2,5 m et leur planchers) soumis aux accélérations désordonnées du sol (accélérogrammes) ce qui implique que les forces qui retiennent la structure à sa position d'origine (force d'inertie) lors d'excitation sismique seront plus élevées ainsi les accélérations seront violentes ce qui produit la torsion .
- Les 90 % du pourcentage de participation massique sont atteint au 7^{ème} mode pour les structures STR2 et STR3, mais au 8^{ème} mode pour la STR4 ce qui est dû à l'augmentation considérable de la masse dans cette dernière avec porte-à-faux de 2,5m par rapport aux deux autres.

IV.2.1.2. Résultats de l'évolution des déplacements latéraux inter étages (absolu) :

Les déplacements absolus maximum entre étages adjacents des trois structures obtenus par l'analyse dynamique temporelle pour l'accélérogramme de BOUMERDES sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.20 : Comparaison des déplacements absolus des trois structures.

Niveau	Accélérogramme de Boumerdes					
	Sens x-x			Sens y-y		
	STR 2	STR 3	STR 4	STR 2	STR 3	STR 4
	δ_{ex}^k	δ_{ex}^k	δ_{ex}^k	δ_{ey}^k	δ_{ey}^k	δ_{ey}^k
7	0,010	0,0130	0,0160	0,007	0,008	0,009
6	0,009	0,0110	0,0140	0,006	0,007	0,008
5	0,007	0,0090	0,0120	0,005	0,006	0,006
4	0,006	0,0070	0,009	0,004	0,005	0,005
3	0,004	0,005	0,007	0,003	0,004	0,004
2	0,003	0,003	0,004	0,002	0,002	0,002
1	0,001	0,001	0,002	0,001	0,001	0,001

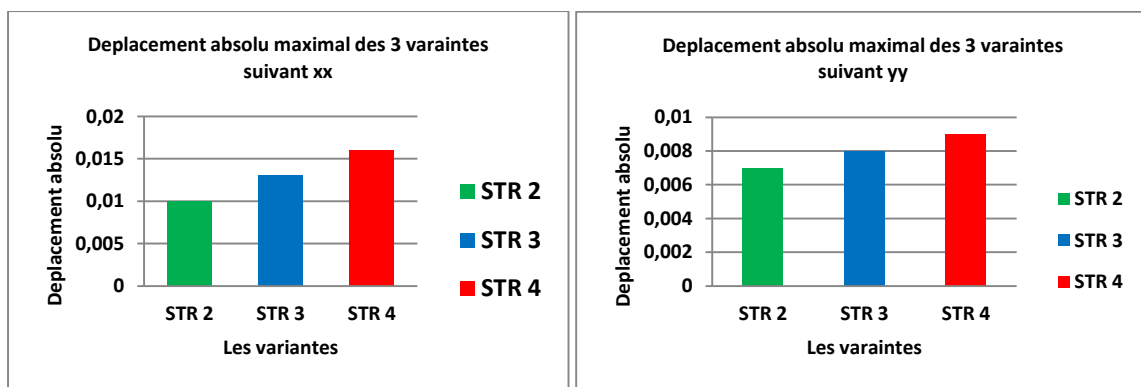


Figure IV.21 : Histogrammes de déplacement absolu maximal des trois variantes dans les deux sens (δ_{ex}^k , δ_{ey}^k).

IV.2.1.3. Résultats de l'évolution d'effort tranchant d'étage:

Les résultats obtenus en termes d'efforts tranchant d'étage dans les deux directions longitudinal et transversal des trois structures par l'analyse temporelle pour l'accélérogramme de BOUMERDES sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.21 : Comparaison de l'effort tranchant d'étage.

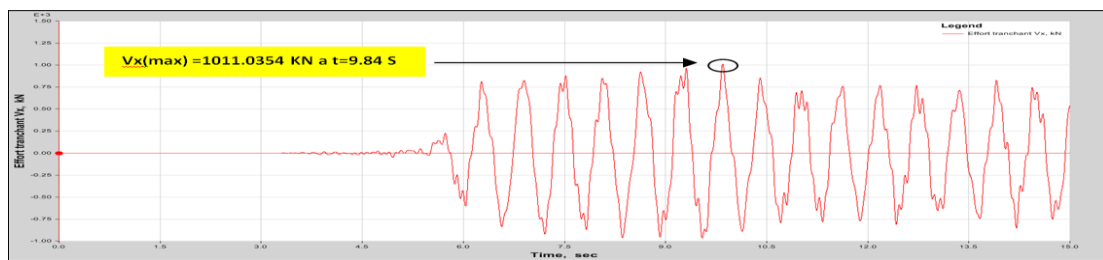
Niveau	Sens x-x			Sens y-y		
	STR 2	STR 3	STR 4	STR 2	STR 3	STR 4
	V_x	V_x	V_x	V_y	V_y	V_y
7	240.6331	251.8435	288.2325	210.2681	229.8037	271.5425
6	479.6057	488.206	561.8399	410.5511	424.8765	518.8196
5	638.9015	674.0526	832.0438	555.041	574.5412	662.3733
4	787.1981	792.2127	1063.2063	657.0878	670.3592	712.305
3	844.586	964.4697	1242.8134	742.9437	804.3099	871.3197
2	928.093	1114.907	1359.0592	806.2788	925.3412	983.4352
1	1011.0354	1188.4083	1409.6585	915.4939	995.8772	1063.0704

✚ Résultats de l'évolution d'effort tranchant à la base :

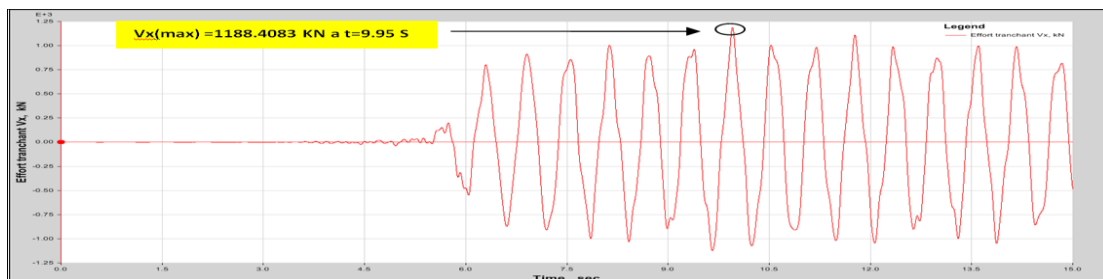
Les résultats de l'évolution d'effort tranchant à la base pour chaque structure obtenue par l'analyse dynamique temporelle pour l'accélérogramme de BOUMERDES sont récapitulés dans le tableau IV.22, et ainsi illustrés sur les figures suivantes :

Tableau IV.22 : Efforts tranchant totale maximum à la base des trois structures.

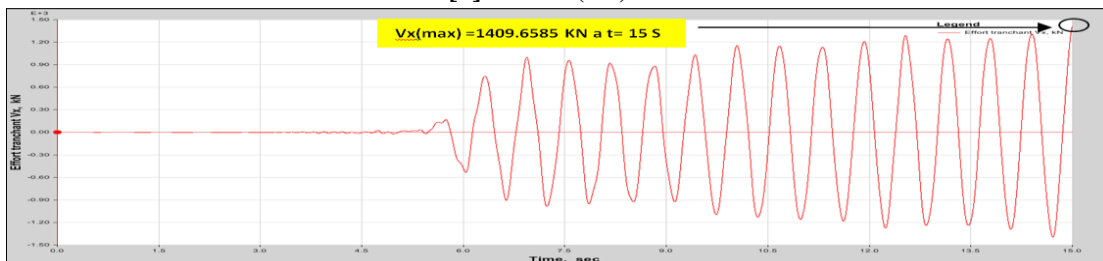
Structures	Effort tranchant (KN)		Analyse temporelle
			Accelerogramme de BOUMERDES
STR2	Sens x-x	min	-966,0097
		max	1011.0354
	Sens y-y	min	-915.4939
		max	882.3483
STR3	Sens x-x	min	-1123
		max	1188.4083
	Sens y-y	min	-985.9548
		max	995.8772
STR4	Sens x-x	min	-1396
		max	1409.6585
	Sens y-y	min	-1063.0704
		max	1036.0032



[a] : STR2 (1,5m) x-x

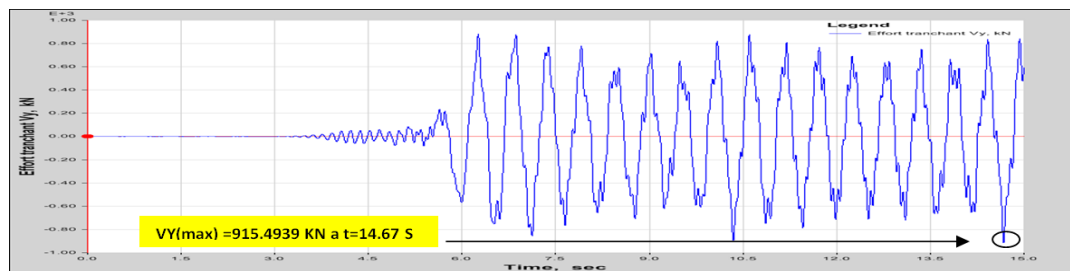


[b] : STR3 (2m) x-x

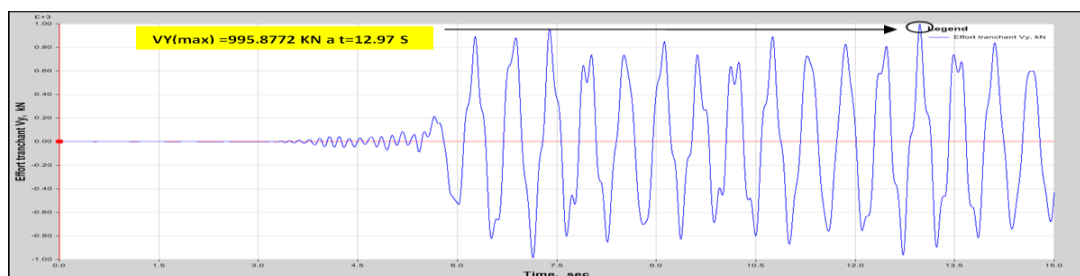


[c] : STR4 (2,5m) x-x

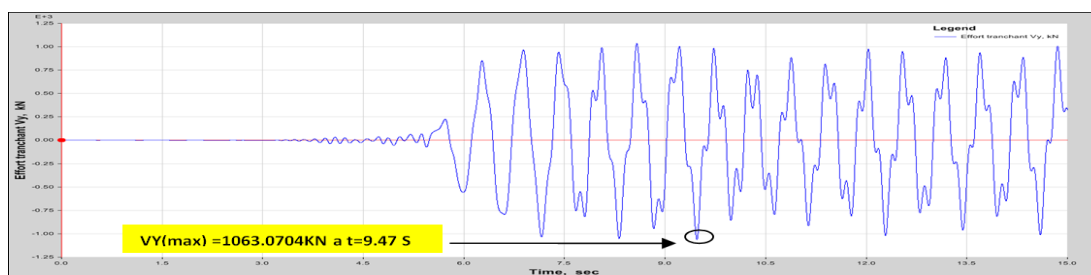
Figure VI.22 : Effort tranchant à la base des trois structures dans le sens x-x.



[a] : STR2 (1,5m) y-y



[b] : STR3 (2m) y-y



[c] : STR4 (2,5m) y-y

Figure VI.23 : Effort tranchant à la base des trois structures dans le sens y-y.

IV.2.1.4. Résultats en termes de moment fléchissant d'étage :

Les résultats obtenus par la méthode d'analyse temporelle (provoquée par l'accélérogramme de BOUMERDES 2003) en termes de moment fléchissant d'étage, et de moment renversant à la base des trois structures sont regroupés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.23 : Comparaison de moment fléchissant d'étage.

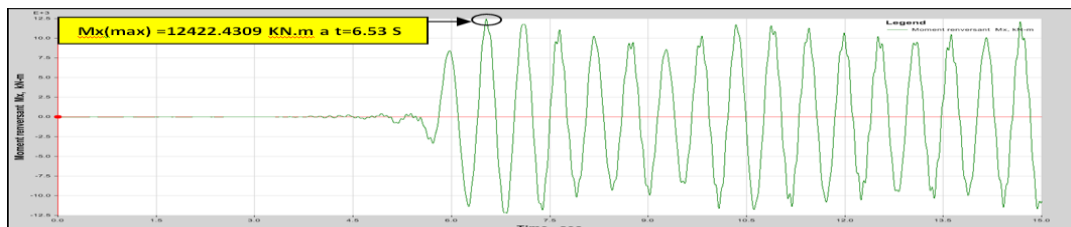
Niveau	Sens x-x			Sens y-y		
	STR 2 Mx	STR 3 Mx	STR 4 Mx	STR 2 My	STR 3 My	STR 4 My
7	778.5666	858.2629	1015.4957	819.1231	823.0361	976.4878
6	2123.6196	2132.5917	2714.3228	2529.0735	2421.6599	2578.4776
5	3802.2761	3884.6523	4852.9766	4347.6606	4563.3523	5176.3286
4	5662.0783	5892.0041	7106.8536	6420.6385	7047.8223	8416.7528
3	7602.4529	8103.5978	9286.7769	8772.8563	9525.8552	12170.8296
2	9600.861	10392.0147	11353.7233	11217.4849	12483.9999	16321.871
1	12422.4309	13649.6878	14980.0765	14629.1716	16746.1953	22070.883

✚ Résultats de l'évolution de moment renversant :

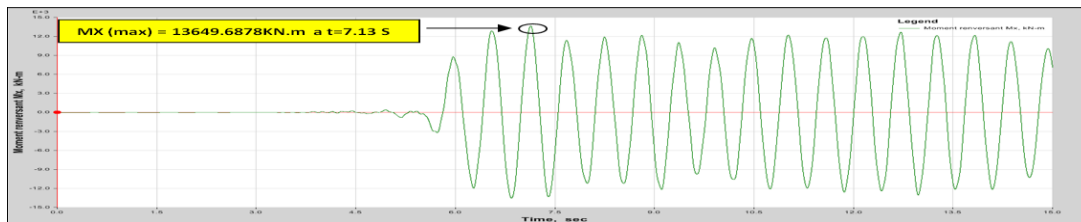
On présente ci-dessous le tableau et les figures de l'évolution temporelle des moments renversant de chaque structure obtenue par l'analyse temporelle pour l'accélérogramme de BOUMERDES 2003 :

Tableau IV.24 : Moment renversant à la base des trois structures.

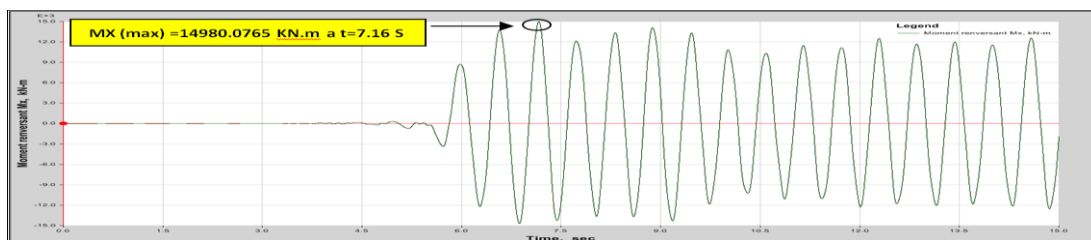
Structures	Moment renversant (KN.m)		Analyse temporelle
			Accelerogramme de BOUMERDES
STR2	Sens x-x	min	-12208
		max	12422.4309
	Sens y-y	min	-14531
		max	14629.1716
STR3	Sens x-x	min	-13538
		max	13649.6878
	Sens y-y	min	-16721
		max	16746.1953
STR4	Sens x-x	min	-14703
		max	14980.0765
	Sens y-y	min	-22040
		max	22070.883



[a] : STR2 (1,5m) x-x

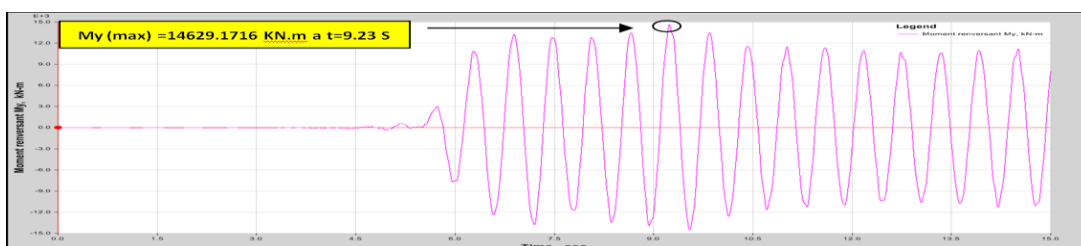


[b] : STR3 (2m) x-x

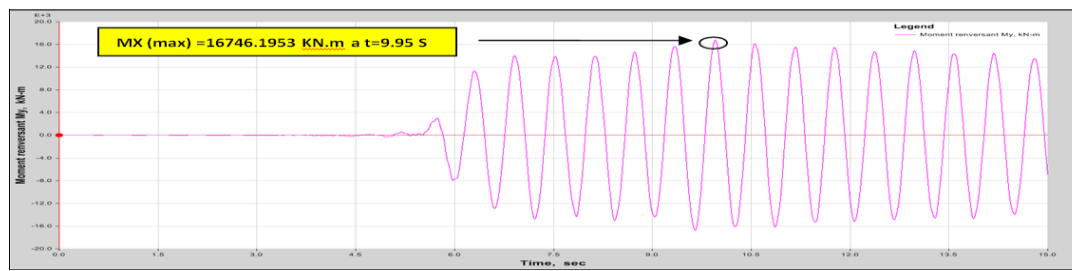


[c] : STR4 (2,5m) x-x

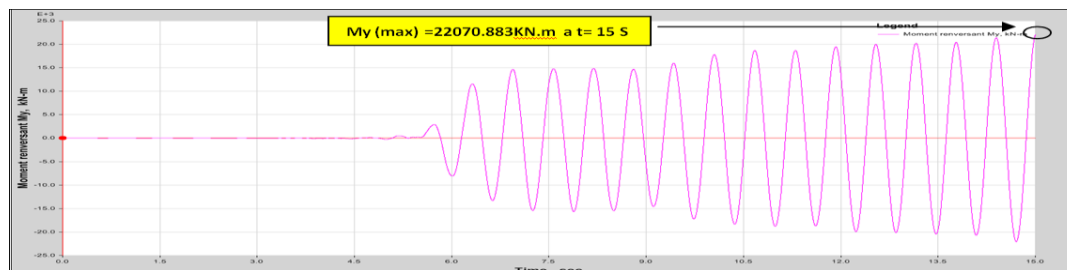
Figure VI.24 : moment renversant à la base des trois structures dans le sens x-x.



[a] : STR2 (1,5m) y-y.



[b] : STR3 (2m) y-y



[c] : STR4 (2,5m) y-y

Figure VI.25 : Moment renversant à la base des trois structures dans le sens y-y.

✚ Commentaires :

L'évolution des efforts tranchants et des moments fléchissant par la méthode d'analyse temporelle due au séisme de BOUMERDES2003 est pratiquement de même ordre de grandeur, que ceux de la méthode spectrale modale avec une infériorité remarquable des résultats de la méthode d'analyse temporelle.

Les accélogrammes présentées précédemment, nous montrent une augmentation croissante des pics maximum en valeur absolue des efforts tranchant à la base et moment renversant dans les deux sens (transversal et longitudinal), avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux avec un temps différent pour chaque structure.

IV.2.1.5. Résultats en termes d'efforts internes dans les éléments structuraux :

En sélectionnant la combinaison de l'ELU (1.35G + 1.5Q) ainsi que les combinaisons d'actions sismiques (G + Q ± E et 0.8G ± E) puis en prenant le cas le plus défavorable, on retrouve les résultats ci-dessous :

a. Poutres :

Tableau IV.25: Comparaison des efforts dans les poutres proches du voile entre les trois structures.

Efforts internes	Poutres principales			Poutres secondaires		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Moment maximal en travée (KN.m)	25,64	29,23	30,91	28,70	36,13	44,52
Moment aux appuis positif (KN.m)	46,54	57,61	59,64	59,60	76,49	94,76
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-61,28	-70,01	-69,13	-88,74	-104,79	-126,69
Effort tranchant max (KN)	71,47	85,56	88,22	105,25	130,39	147,54

Tableau IV.26 : Comparaison des efforts dans les poutres loin du voile entre les trois structures.

Poutres principales				Poutres secondaires		
Efforts internes	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Moment maximal en travée (KN.m)	47,96	47,27	46,38	14,39	16,78	20,60
Moment aux appuis positif (KN.m)	28,01	30,24	33,66	27,95	32,53	42,52
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-77,76	-80,73	-82,01	-33,41	-39,74	-49,31
Effort tranchant max (KN)	107,46	107,43	107,23	33,98	39,46	48,98

b. Poteaux :

Convention de signe pour les efforts normaux :

(-) : Effort de compression.

(+) : Effort de traction.

Tableau IV.27 : Comparaison des efforts dans les poteaux entre les trois structures.

	Section 50x50			Section 45x45			Section 40x40		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
N min. [KN]	-1389,64	-1502,08	-1612,45	-750,94	-813,34	-874,72	-354,99	-385,43	-415,26
N max. [KN]	191,34	279,61	390,59	-11,67	-0,139	-8,14	16,90	26,53	23,72
«M ₂ » max. [KN.m]	81,85	86,45	88,90	56,92	61,35	63,03	51,16	55,54	56,60
«M ₃ » max. [KN.m]	64,20	84,34	95,14	57,27	66,09	78,21	45,02	60,19	88,82
«V ₂ » max. [KN]	62,56	65,96	75,95	39,08	45,57	62,64	28,69	35,09	48,16
«V ₃ » max. [KN]	31,03	37,08	37,62	22,20	23,84	26,17	23,68	25,13	27,75

Tableau IV.28 : Comparaison des sections d'armatures dans les poteaux entre les trois structures.

Armatures variantes	Armatures longitudinales A _l (cm ²)			Armatures transversales A _t (cm ²)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Section 50x50	3,07	4,37	5,9	0,78	0,82	0,94
Section 45x45	0,37	0,24	0,07	0,51	0,63	0,87
Section 40x40	2,35	2,64	4,52	0,44	0,54	0,75

d. voile :

Tableau IV.29 : Comparaison des efforts dans les voiles entre les trois structures.

	RDC, 1er, 2 ^{ème}			3 ^{ème} , 4 ^{ème}			5 ^{ème} , 6 ^{ème}		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Contraintes de compression (S22) (KN/m ²)	-4957,45	-6108,67	-6883,09	-2753,38	-3437,45	-4233,32	-2797,14	-3284,07	-4857,5
Contraintes de traction (S22) (KN/m ²)	2417,98	3207,68	4011,1	824,68	1116,76	1261,97	1494,55	2508,71	3667,71
Contraintes de cisaillement (S12) (KN/m ²)	679,09	903,4	937,23	437,95	493,06	523,47	382,75	433,61	459,4

IV.2.2. Effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique de la structure :

On fait l'étude de l'effet du séisme verticale sur les trois structures :(STR2, STR3 et STR4); tout en appliquant les deux accelerogrammes dues au séisme de BOUMERDES (E-O et V).

IV.2.2.1. Résultats en termes d'efforts internes :

✓ **Poutres :**

Pour la comparaison :

(-) : Diminution des efforts dans la structure avec porte à faux.

(+) : Augmentation des efforts dans la structure avec porte à faux.

Tableau IV.30 : Variation des efforts internes dans les poutres principales en console des porte-à-faux.

Les variantes	Max (G+Q+E et 08G+E) (H)		Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez) (H+v)		Effet d'EZ sur la variation des efforts internes (%)	
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	Effort tranchant max (KN)	Moment aux appuis négatif (KN.m)	Effort tranchant max (KN)	M _{SUP} (KN.m)	v ₂ max (KN)
STR2 (1,5 m)	-28,48	41,72	-28,89	42,18	+1,43	+1,10
STR3 (2 m)	-51,79	54,99	-58,22	56,39	+12,41	+2,54
STR4 (2,5 m)	-77,88	68,52	-98,17	72,09	+26,05	+5,21

Tableau IV.31 : Variation des efforts internes dans les poutres secondaires en console des porte-à-faux.

Les variantes	Max (G+Q+E et 08G+E) (H)		Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez) (H+v)		Effet d'EZ sur la variation des efforts internes (%)	
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	Effort tranchant max (KN)	Moment aux appuis négatif (KN.m)	Effort tranchant max (KN)	M _{SUP} (KN.m)	v ₂ max (KN)
STR2 (1,5 m)	-37,63	47,94	-38,01	48,66	+2,31	+1,5
STR3 (2 m)	-63,10	61,41	-69,98	65,63	+10,90	+6,87
STR4 (2,5 m)	-108,18	80,93	-119,21	85,99	+10,19	+6,25

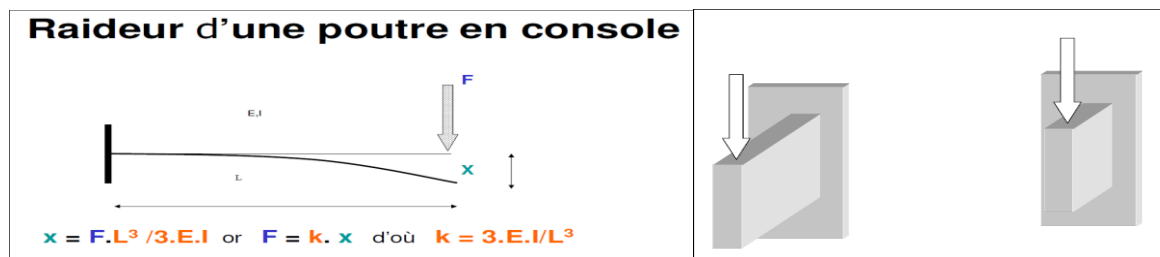


Figure IV.26 : La raideur et inertie d'une poutre en console.

✚ **Commentaires :**

D'après les tableaux (IV.30, VI.31), on remarque :

- Une augmentation du moment fléchissant aux appuis négatifs ainsi que l'effort tranchant au niveau des poutres principales et secondaires en console, et cela avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux des trois structures étudiées pour les deux cas de combinaison (accelerogramme E-O) et (accelerogrammes : E-O+V).
- Une augmentation de la variation de ces efforts internes suite à l'introduction du mouvement sismique vertical aux trois longueurs différentes des consoles en porte-à-faux : (1.5m, 2m et 2.5m). On peut expliquer cela par le décroissement de la raideur k (ou

rigidité) des éléments en porte-à-faux selon le cube de la longueur de la poutre en console soumis à une force latérale (mouvement du sol) ce qui induit augmentation de la déformé ou déplacement x , ainsi les efforts provoqués par le produit de la raideur et le déplacement et également l'augmentation du moment trouvée par le produit de la force et l'accélération du mouvement du sol. Ainsi que l'inertie de poutres en console augmentent avec l'accroissement de leur longueur : $I [m^4] = (b \times h^3) / 12$ (Voir la figure IV.26).

- Le pourcentage d'influence du mouvement sismique verticale E_z sur la variation des efforts internes dans les poutres en console s'avère faibles dans la structure STR2 (1,5m), puis elle augmente avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux dans les deux autres structures STR3 (2m) et STR4 (2,5m). Et cela, confirme la condition de prise en charge du mouvement sismique verticale à partir des longueurs des porte-à-faux dépassent 1,5m, dicté dans le règlement RPA99/ version2003 [43].

Tableau IV.32: Variation des efforts internes dans les poutres principales rattachées aux portes à faux en dalle pleine.

Les variantes	STR2 (1,5 m)		STR3 (2 m)		STR4 (2,5 m)	
	Max (G+Q+E et 08G+E) (H)	Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez) (H+v)	Max (G+Q+E et 08G+E) (H)	Max(G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez) (H+v)	Max (G+Q+E et 08G+E) (H)	Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez) (H+v)
Moment maximal en travée (KN.m)	25,77	25,86	26,82	27,01	32,77	33,56
Moment aux appuis positif (KN.m)	27,73	27,88	31,43	31,71	34,58	35,63
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-54,85	-54,98	-53,88	-54,02	-62,07	-62,60
Effort tranchant max (KN)	56,95	57,03	59,57	59,74	61,46	61,85

Commentaires :

L'analyse du tableau IV.32, nous montre :

- Une augmentation des efforts internes dans les poutres principales rattachées aux porte-à-faux dans les trois structures avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux sous chacun des deux cas de mouvement sismiques étudié par composante horizontales seul (accelerogramme E-O), ou par la combinaison des composantes horizontales et verticale (accelerogramme: E-O+V).
- Une légère augmentation de ses efforts en introduisant le mouvement sismique verticale par l'accelerogramme verticale dû au séisme de BOUMERDES 2003, ce qui implique une faible influence.

✓ Poteaux :

Tableau IV.33 : Variation des forces axiales au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux à la base.

Les variantes	Max (G+Q+E et 08G+E)		Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez)		Variation des forces axiales	
	Compression min	Traction max	Compression min	Traction max	Max (G+Q+E et 08G+E)	Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez)
STR2 (1,5 m)	-1081,08	274,84	-1119,99	278,39	806,24	841,6
STR3 (2 m)	-1158,99	284,06	-1174,30	288,30	874,93	886
STR4 (2,5 m)	-1299,73	403,36	-1305,50	409,14	896,37	896,36

Commentaires :

On observe dans les résultats du tableau IV.33 :

- Lorsque les mouvements horizontaux sont seulement appliqués, les forces axiales augmentent avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux, mais leurs intervalles de variation demeurent presque constants.
- Tandis qu'en introduisant le mouvement sismique vertical, une légère augmentation des forces axiales est constatée au niveau des structures STR2 (1,5m), STR3 (2m) et STR4 (2,5m).
- Il est constaté aussi que la variation des charges axiales est significative dans les poteaux sous les chargements combinés des composantes sismiques horizontales et verticales, en particulier en compression.

Tableau IV. 34 : Variation d'effort tranchant au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux à la base.

Les variantes	Max (G+Q+E et 08G+E)	Max (G+Q+E+Ez et 08G+E+Ez)	Effet d'EZ sur l'effort tranchant (%)
	Effort tranchant V_{2max} (KN)	Effort tranchant V_{2max} (KN)	
STR2 (1,5 m)	15,41	15,52	+ 0,71
STR3 (2 m)	17,26	17,47	+1,21
STR4 (2,5 m)	20,48	20,80	+1,56

Commentaires :

Le Tableau IV.34 montre l'augmentation de l'effort tranchant au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux à la base, en fonction de l'accroissement des longueurs des porte-à-faux des structures étudiés dans les deux cas de combinaison. Ainsi, on constate que le pourcentage d'influence du séisme verticale est pratiquement nulle dans la structure STR2, tandis qu'il s'accroît dans la structure STR3 puis STR4.

V.2.2.2. Résultats en termes d'efforts tranchant à la base :

Tableau IV.35 : Effet du mouvement sismique vertical EZ sur l'effort tranchant a la base.

Les variantes	Effort tranchant maximum (KN)				Effet d'EZ sur l'effort tranchant (%)	
	VX(EX)	VX (EX+EZ)	VY (EY)	VY (EY+EZ)	VX (EZ)	VY (EZ)
STR2 (1,5 m)	1011.0354	1011.1101	915.4939	918.5868	+0,007	+0,33
STR3 (2 m)	1188.4083	1208.6472	995.8772	1001.1798	+1,70	+0,53
STR4 (2,5 m)	1409.6585	1433.045	1063.0704	1096.063	+1,65	+3,10

IV.2.2.3.En termes de moment de renversement :

Tableau IV.36: Effet du mouvement sismique vertical EZ sur le moment de renversement.

Les variantes	Moment de renversement maximum (KN.m)				Effet d'EZ sur le moment de renversement (%)	
	MX (EY)	MX (EY+EZ)	MY (EX)	MY (EX+EZ)	MX (EZ)	MY (EZ)
STR2 (1,5 m)	12422.4309	12496.7563	14629.1716	14700.9556	+0,59	+0,49
STR3 (2 m)	13649.6878	13983.4365	16746.1953	17175.8448	+2,44	+2,56
STR4 (2,5 m)	14980.0765	15592.432	22070.883	22519.9798	+4,08	+2,03

Commentaires :

A partir des résultats obtenus dans le tableau IV.35 et IV.36, on constate que :

- Une augmentation significative des efforts tranchants à la base et du moment renversant dans les deux sens (transversal et longitudinal) avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux (STR2:1,5m, STR3:2m et STR4:2,5m) sous les deux cas de mouvement sismique.
- Ainsi, concernant les deux structures STR3 et STR4, on remarque que la contribution du mouvement sismique vertical à la variation de ses efforts de base dans les deux directions transversales xx et longitudinales yy, marque une augmentation croissante en fonction de l'accroissement des longueurs des porte-à-faux allant jusqu'à 3,10 % de l'effort tranchant pour la structures STR4 (2,5m) dans le sens yy. Tandis que pour le moment le taux de variation atteint 4,08 % pour la structure STR4 (2,5m) dans le sens xx.
- Notant aussi que le pourcentage d'influence du mouvement sismique verticale est pratiquement nul, ou ignore pour la structure STR2 de 1,5 m de longueur de porte-à-faux ce qui explique l'article du RPA99/ version2003 [43] cité précédemment dans le chapitre1(I.4.1).
- L'influence du mouvement sismique verticale était nulle dans la méthode modale spectrale pour les trois structures. Par conséquence, cela peut être expliqué par le fait que la charge introduite pour présenter le séisme vertical n'est pas vraiment prononcé contrairement à l'injection de l'accélérogramme réelle du séisme vertical qui marque son influence sur le comportement de la structure.

IV.3. Etude comparative des réponses linéaires (analyse modale et par accélérogramme)

Introduction :

L'objectif de cette partie est de faire une étude comparative des réponses sismiques(déplacements et d'efforts) des structures avec porte-à-faux de différentes longueurs par analyse modale spectrale et paranalyse temporelle par accélérogrammes (dû au séisme de BOUMERDES) utilisés dans les deux parties précédentes.

Pour la comparaison entre ces deux méthodes d'analyse, il y a lieu d'utiliser une méthode de pourcentage d'erreur, pour cela les pourcentages sont calculés selon la formule suivante :

$$\Delta_{\text{erreur}} = \frac{X_s - X_a}{X_s} \times 100$$

Avec: X_s = les valeurs dû à l'analyse modale spectrale.

X_a = les valeurs dû à l'analyse temporelle par accélérogramme.

IV. 3.1. Effet de la longueur des porte-à-faux sur la réponse dynamique de la structure :

IV.3.1.1.Résultats en termes de comportement modale :

Pour la comparaison du comportement modale des trois structures (STR2, STR3, STR4) avec l'analyse modale spectrale, ainsi par l'analyse temporelle par accélérogramme provoquée par le séisme de BOUMERDES présentées respectivement dans les tableaux IV.37 et IV.38, on se limite sur les trois premier modes de vibration sachant que le taux de participation massique est trouvé identique pour les deux types d'analyse.

Tableau IV.37: Comparaison en termes de comportement dynamique par l'analyse modale spectrale.

Mode	Structure avec porte-à-faux de 1,5 m (STR 2)				Structure avec porte-à-faux de 2 m (STR 3)				Structure avec porte-à-faux de 2,5 m (STR 4)			
	Période	U _x	U _y	R _z	Période	U _x	U _y	R _z	Période	U _x	U _y	R _z
1	0,630	74,003	0,005	0,357	0,649	73,90	0,001	0,45	0,667	73,74	0,0002	0,627
2	0,564	0	72,48	2,209	0,581	0,021	67,68	7,13	0,599	0,159	54,981	19,91
3	0,523	0,378	2,0351	72,65	0,548	0,453	6,86	67,64	0,571	0,482	19,606	54,71

Tableau IV.38: Comparaison en termes de comportement dynamique par l'analyse temporelle.

Mode	Structure avec porte-à-faux de 1,5 m (STR 2)				Structure avec porte-à-faux de 2 m (STR 3)				Structure avec porte a faux de 2,5 m (STR 4)			
	Période	U _x	U _y	R _z	Période	U _x	U _y	R _z	Période	U _x	U _y	R _z
1	0,584	73,62	0,26	1,27	0,601	72,87	0,32	1,94	0,618	71,36	0,43	3,33
2	0,542	0,17	73,9	0,28	0,556	0,46	73,41	0,66	0,574	3,48	24,56	47,41
3	0,519	1,36	0,27	73,78	0,545	1,81	0,73	72,75	0,567	0,3	49,5	24,62

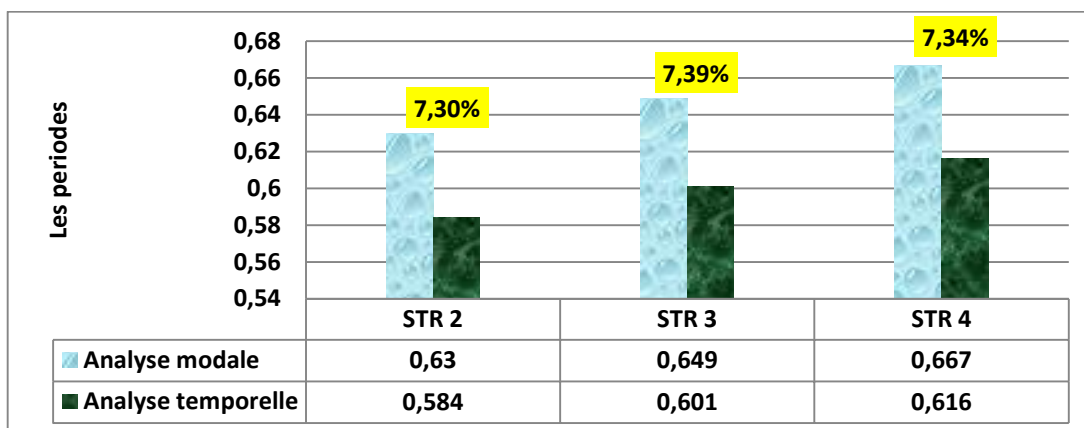


Figure VI.27: Histogramme d'évolution de la période fondamentale pour les trois variantes avec les deux types d'analyses.

✚ Commentaires :

L'analyse des résultats des tableaux IV.37 et IV.38, nous montre que le comportement modale des trois structures étudiées évolué de la même manière pour les deux types d'analyse, d'où on constate l'augmentation de la période fondamentale pour les trois structures (STR2, STR3, STR4) avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux, mais avec une moyenne du pourcentage d'erreur qui est de 7,34 % ; ou les résultats de l'analyse temporelle sont moins importantes par rapport à ceux de l'analyse spectrale modale (voir figure IV.27).

Ainsi, on remarque pour les trois premiers modes de vibrations de ces trois variantes ; deux translations et une torsion pour les deux méthodes d'analyse.

IV.3.1.2. Résultats en termes de déplacement :

La comparaison des résultats des déplacements des trois variantes étudiées dans les deux sens (x-x et y-y) avec les deux types d'analyse sont présentées dans les tableaux suivants :

Tableau IV.39 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle en termes de déplacement dans le sens x-x.

NIV	Spectre de réponse			Analyse temporelle avec accélérogramme dû au séisme de BOUMERDES			Pourcentage d'erreur (%)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
7	0,0225	0,0239	0,0252	0,0100	0,0130	0,0160	55,55	45,60	36,50
6	0,0196	0,0209	0,0219	0,009	0,0110	0,0140	54,08	47,36	36,07
5	0,0164	0,0174	0,0183	0,007	0,0090	0,0120	57,31	48,27	34,42
4	0,0128	0,0136	0,0143	0,006	0,0070	0,009	53,12	48,52	37,06
3	0,009	0,0096	0,0101	0,004	0,005	0,007	55,55	47,91	30,69
2	0,0053	0,0056	0,0059	0,003	0,003	0,004	43,39	46,42	32,20
1	0,0021	0,0022	0,0023	0,001	0,001	0,002	52,38	54,54	13,04

Tableau IV.40 : Résultats de Comparaison de l'analyse spectrale et temporelle en termes de déplacement dans le sens y-y

NIV	Spectre de réponse			Analyse temporelle avec accélérogramme dû au séisme de BOUMERDES			Pourcentage d'erreur (%)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
7	0,0191	0,0202	0,0212	0,007	0,008	0,009	63,35	60,39	57,54
6	0,0181	0,0192	0,0203	0,006	0,007	0,008	66,85	63,54	60,59
5	0,0152	0,0162	0,0171	0,005	0,006	0,006	67,10	62,96	64,91
4	0,0121	0,0128	0,0135	0,004	0,005	0,005	66,94	60,93	62,96
3	0,0086	0,0091	0,0096	0,003	0,004	0,004	65,11	56,04	58,33
2	0,0051	0,0054	0,0057	0,002	0,002	0,002	60,78	62,96	64,91
1	0,002	0,0021	0,0023	0,001	0,001	0,001	50	52,38	56,52

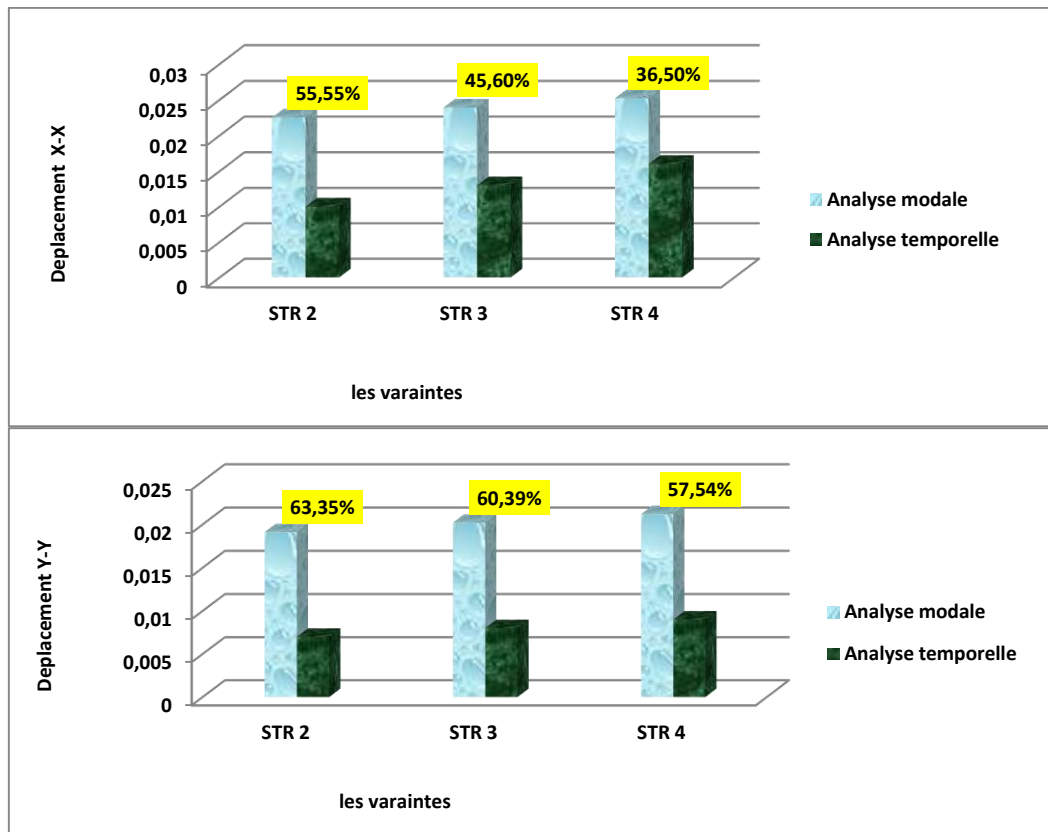


Figure VI.28 : Histogrammes d'évolution du déplacement absolu maximum au sommet des trois structures dans les deux sens avec les deux types d'analyse.

Commentaires :

L'analyse des résultats des tableaux (IV.39 et IV.40) et la figure IV.28, nous montre que :

- L'évolution du déplacement absolu par étage avec l'analyse temporelle provoquée par accélérogramme de BOUMERDES dans les deux sens (x-x et y-y) est sensiblement identique à celle de l'analyse modale, et il représente une augmentation croissante de la base au sommet pour les trois structures étudiées, mais en constate aussi que de l'accroissement des longueurs des porte-à-faux influe sur l'augmentation des déplacements des structures étudiées (STR2, STR3, STR4).
- Le pourcentage d'erreur des déplacements est variable dans les deux sens (x-x et y-y), et les résultats de l'analyse temporelle sont significativement inférieures à ceux de l'analyse modale pour les trois structures étudiées.
- Le pourcentage d'erreur entre l'analyse modale spectrale et l'analyse par accélérogrammes dans les deux sens (x-x et y-y) dépassent les 50% pour les trois structures étudiées, sauf pour la structure STR4 dans le sens x-x, ou il varie dans un intervalle compris entre [13%,38%].
- Le pourcentage d'erreur maximum pour les trois structures étudiées au dernier niveau, varie de 36,50 % pour la structure STR4, à 55,55% pour STR2 dans le sens x-x, et dans le sens y-y l'erreur varie dans l'intervalle [58% ,64%] (voir la figure IV.28).

IV.3.1.3. Résultats en termes d'effort tranchant :

La comparaison des résultats des efforts tranchants d'étage des trois variantes étudiées dans les deux sens (x-x et y-y) avec les deux types d'analyse sont présentées dans les tableaux suivants :

Tableau IV.41 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle en termes d'effort tranchant d'étage dans le sens x-x

NIV	Spectre de réponse			Analyse temporelle avec accélérogramme dû au séisme de BOUMERDES			Pourcentage d'erreur (%)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
7	369,33	391,90	411,89	240.63	251.84	288.23	34,84	35,73	30,02
6	735,17	769,41	797,32	479.60	488.20	561.83	34,76	36,54	29,53
5	1060,26	1102,98	1136,01	638.90	674.05	832.04	39,74	38,88	26,75
4	1321,8	1371,21	1408,35	787.19	792.21	1063.20	40,44	42,22	24,50
3	1519,6	1574,58	1615,57	844.58	964.46	1242.81	44,42	38,74	23,07
2	1657,18	1716,92	1761,79	928.09	1114.90	1359.05	43,99	35,06	22,85
1	1740,36	1802,67	1849,97	1011.0354	1188.4083	1409.6585	41,90	34,07	23,80

Tableau IV.42 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle en termes d'effort tranchant d'étage dans le sens y-y

NIV	Spectre de réponse			Analyse temporelle avec accélérogramme dû au séisme de BOUMERDES			Pourcentage d'erreur (%)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
7	381,75	404,08	425,32	210.26	229.80	271.54	44,92	43,13	36,15
6	782,8	815,53	845,28	410.55	424.87	518.81	47,55	47,90	38,62
5	1136,92	1177,47	1213,28	555.04	574.54	662.37	51,18	51,20	45,40
4	1421,27	1468,13	1508,86	657.08	670.35	712.30	53,76	54,33	52,79
3	1634,7	1686,53	1731,31	742.94	804.30	871.31	54,55	52,31	49,67
2	1781,58	1837,67	1886,23	806.27	925.34	983.43	54,74	49,64	47,86
1	1870,63	1929,21	1980,25	915.49	995.87	1063.07	51,05	48,37	46,31

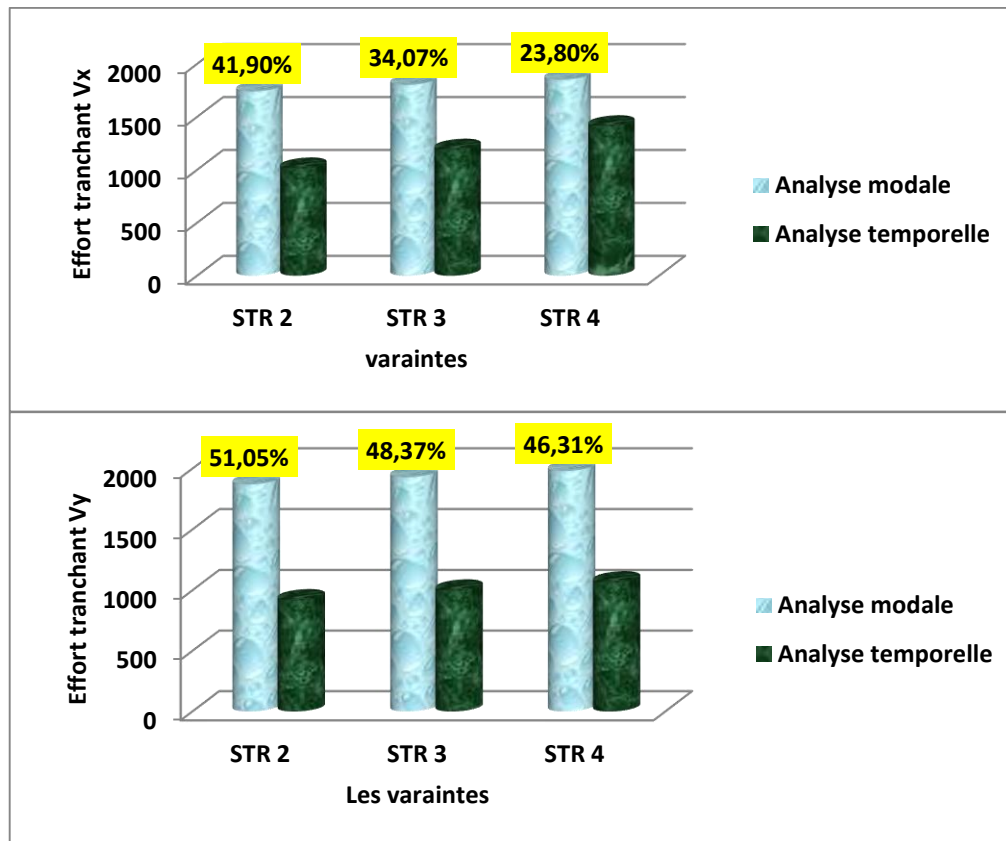


Figure VI.29 : Histogrammes d'évolution de l'effort tranchant maximum à la base des trois structures dans les deux sens avec les deux types d'analyses.

🔧 Commentaires :

D'après les tableaux IV.41 et IV.42 montrant l'évolution des efforts tranchant d'étage des trois structures dans les deux sens (xx et yy) avec les deux types d'analyse, on constate que :

- Une diminution croissante des efforts tranchant d'étage de la base vers le sommet dans les deux sens et avec les deux types d'analyse. Cependant les résultats de l'analyse temporelle due au séisme de BOUMERDES sont considérablement inférieures à ceux de l'analyse modale et cela peut s'expliquer par :
 - ✓ L'absence de certains paramètres pris en considération dans le spectre de réponse du RPA2003, et non pas dans les accélérogrammes du BOUMERDES tels que : le facteur de comportement R et l'amortissement critique.
 - ✓ L'analyse modale est la méthode la plus utilisée habituellement par les ingénieurs et les spécialistes du domaine, donc elle est structurée par des réglages et des paramètres qui assurent la sécurité de l'ouvrage et de l'utilisateur sous l'effet des sollicitations sismiques.
 - ✓ L'utilisation de l'analyse temporelle par accélérogramme nécessite réellement l'introduction des relations effort-déformation sous chargement cyclique qui tiennent compte des modifications du comportement des composants des différents éléments.
 - ✓ L'analyse par accélérogramme reste limitée car la réponse dynamique est très sensible à la modélisation et au mouvement du sol.

- ✓ Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence de l'action sismique de la zone. Il y a lieu d'utiliser les accélérogramme dans les trois directions (E-O, N-S et le Verticale), et cela si on savait l'orientation exacte du bâtiment étudié.
- Une augmentation des efforts tranchant en fonction l'accroissement des longueurs des porte-à-faux des structures STR2 (1,5m), STR3 (2m) et STR4 (2,5m) dans les deux sens et avec les deux méthodes d'analyse.
- Le pourcentage d'erreur de l'effort tranchant d'étage des trois structures étudiés dans les deux sens est très important pour l'accélérogramme de BOUMERDES qui est un accélérogramme réel du coup le pourcentage d'erreur est très élevé par rapport au spectre.
- Le pourcentage d'erreur de l'effort tranchant maximum à la base des trois structures dans les deux sens illustrées dans la figure IV.29, nous permet de noter que l'intervalle de variation dans le sens x-x est [23% ,38%] pour les trois structures par contres dans le sens y-y, il atteint presque les 53 % pour la STR2.

IV.3.1.4.Résultats en termes de moment fléchissant :

La comparaison des résultats des moments fléchissant d'étage des trois variantes étudiées dans les deux sens (x-x et y-y) avec les deux types d'analyse sont présentées dans les tableaux suivants :

Tableau IV.43: Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle en termes de moment fléchissant d'étage dans le sens x-x.

NIV	Spectre de réponse			Analyse temporelle avec accélérogramme dû au séisme de BOUMERDES			Pourcentage d'erreur (%)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
7	1168,167	1236,478	1301,493	778.5666	858.2629	1015.4957	33,35	30,58	21,97
6	3507,198	3673,231	3826,722	2123.6196	2132.5917	2714.3228	39,44	41,94	29,06
5	6893,207	7179,004	7437,299	3802.2761	3884.6523	4852.9766	44,84	45,88	34,74
4	11120,454	11543,544	11919,698	5662.0783	5892.0041	7106.8536	49,08	48,95	40,37
3	15978,482	16552,792	17057,741	7602.4529	8103.5978	9286.7769	52,42	51,04	45,55
2	21260,654	21997,581	22641,055	9600.861	10392.0147	11353.7233	54,84	52,75	49,85
1	28652,448	29616,346	30454,506	12422.4309	13649.6878	14980.0765	56,64	53,91	50,81

Tableau IV.44 : Résultats de Comparaison de l'analyse spectrale et temporelle en termes de moment fléchissant d'étage dans le sens y-y.

NIV	Spectre de réponse			Analyse temporelle avec accélérogramme dû au séisme de BOUMERDES			Pourcentage d'erreur (%)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
7	1130,156	1199,220	1260,371	819.1231	823.0361	976.4878	27,52	31,36	22,52
6	3302,226	3473,214	3616,477	2529.0735	2421.6599	2578.4776	23,41	30,27	28,70
5	6446,738	6744,197	6983,565	4347.6606	4563.3523	5176.3286	32,56	32,33	25,87
4	10361,338	10803,108	11148,121	6420.6385	7047.8223	8416.7528	38,03	34,76	24,50
3	14857,876	15458,624	15918,421	8772.8563	9525.8552	12170.8296	40,95	38,37	23,54
2	19748,687	20521,026	21105,226	11217.4849	12483.9999	16321.871	43,19	39,16	22,66
1	26602,200	27614,992	28376,167	14629.1716	16746.1953	22070.883	45,00	39,35	22,22

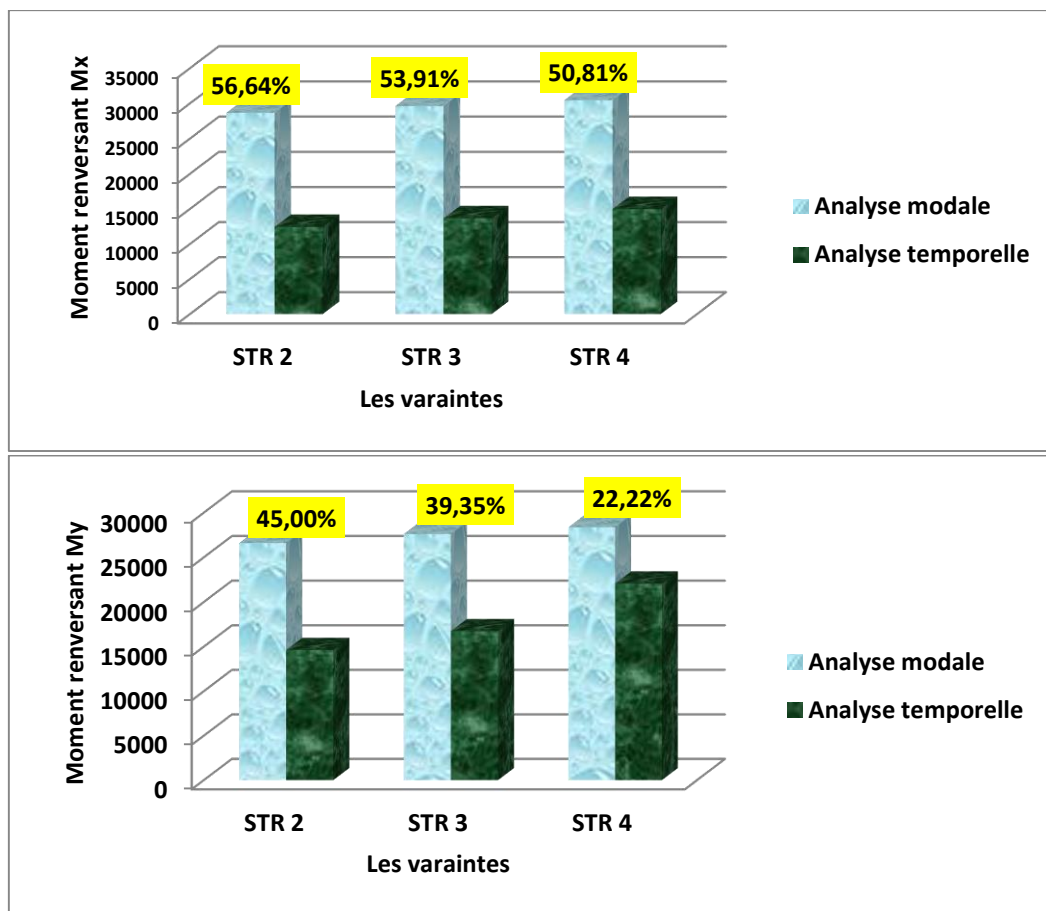


Figure VI.30 : Histogrammes d'évolution du moment de renversement maximum à la base des trois structures dans les deux sens avec les deux types d'analyse.

Commentaires :

D'après la comparaison des résultats des tableaux (IV.44 et IV.45) et la figure (IV.30), on remarque :

- Une évolution décroissante du moment fléchissant d'étage des trois structures (STR2, STR3, STR4) de la base au sommet dans les deux sens avec les deux types d'analyse. Ainsi les résultats des moments obtenus par l'analyse temporelle pour accélérogramme de BOUMERDES sont inférieurs à ceux obtenus par l'analyse modale, et les raisons de cette différence sont pareil que ceux citées précédemment pour l'effort tranchant à la base.
- Le moment fléchissant d'étage augmente en fonction de l'accroissement des longueurs des porte-à-faux dans les deux sens avec les deux types d'analyse ($M_{STR4} > M_{STR3} > M_{STR2}$).
- Les pourcentages d'erreurs des trois structures étudiées sont variables dans les deux sens x-x et y-y. Cependant la figure IV.30 qui montre le moment renversant pour les trois structures avec les deux types d'analyse présente un intervalle de [49%,58%] pour les trois structures dans le sens x-x, par contre son intervalle dans le sens y-y varie entre [49%,58%], on remarque que le pourcentage minimal se situe au niveau de la structure STR4.
- Les résultats de l'analyse temporelle nous montrent l'évolution du moment renversant qui est provoqué par la distribution de l'accélération sismique selon les différents étages et qui sera partagé au prorata de la raideur des différents éléments structuraux.

IV.3.1.5. Résultats en termes d'efforts internes :

La comparaison des résultats des efforts internes dans les éléments (poutres, poteaux et voiles) des trois variantes étudiées avec les deux types d'analyse sont présentées dans les tableaux suivants :

1. Efforts internes dans les poutres :

Tableau IV.45 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle des poutres principales proche des voiles des trois structures.

Efforts internes dans les poutres principales proches du voile	Spectre de réponse			Analyse temporelle avec accélérogramme dû au séisme de BOUMERDES			Pourcentage d'erreur (%)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Moment maximal en travée (KN.m)	78,45	82,42	85,53	25,64	29,23	30,91	67,31	64,53	63,86
Moment aux appuis positif (KN.m)	141,34	146,84	151,19	46,54	57,61	59,64	67,07	60,76	60,55
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-155,70	-160,69	-164,35	-61,28	-70,01	-69,13	60,64	56,43	57,93
Effort tranchant max (KN)	188,05	195,15	200,82	71,47	85,56	88,22	61,99	54,79	56,07

Tableau IV.46 : Résultats de Comparaison de l'analyse spectrale et temporelle des poutres principales loin des voiles des trois structures.

Efforts internes dans les poutres principales loin du voile	Spectre de réponse			Analyse temporelle avec accélérogramme dû au séisme de BOUMERDES			Pourcentage d'erreur (%)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Moment maximal en travée (KN.m)	48,07	47,37	46,54	47,96	47,27	46,38	0,22	0,21	0,34
Moment aux appuis positif (KN.m)	88,39	92,73	96,12	28,01	30,24	33,66	68,31	67,38	64,98
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-106,35	-110,76	-114,23	-77,76	-80,73	-82,01	26,88	27,11	28,20
Effort tranchant max (KN)	107,26	107,23	107,03	107,46	107,43	107,23	-0,18	-0,18	-0,18

Commentaires :

L'analyse des tableaux IV.47 et IV.48 nous permet de constater :

- Les efforts internes dans les poutres principales proches et loin des voiles se développent dans le même ordre dans l'analyse temporelle que l'analyse modale, avec une évolution croissante de ces efforts en fonction de l'accroissement des longueurs des porte-à-faux des trois structures STR2 (1,5m), STR3 (2m) et STR4 (2,5m). Sauf que les efforts tranchant et les moments maximaux en traves s'avère à être presque identique dans les deux types d'analyse dans les poutres principales loin des voiles.
- Les valeurs de ces efforts sont nettement inférieures dans l'analyse temporelle par rapport à ceux de l'analyse modale dans chaque une des structures étudiées.
- Les pourcentages d'erreurs dans les poutres qui sont proches des voiles sont plus élevés à ceux qui sont loin des voiles, avec un pourcentage qui dépasse les 60% pour les poutres proches des voiles dans les trois structures, ainsi pour les moments aux appuis positifs de celle loin des voiles. Cependant, les moments aux appuis négatives de ces dernières s'approche à 30 % et tend vers a s'annuler pour le moment en travée et l'effort tranchant.

Tableau IV.47 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle des poutres secondaires proche des voiles des trois structures.

Efforts internes dans les poutres principales proches du voile	Spectre de réponse			Analyse temporelle avec accélérogramme dû au séisme de BOUMERDES			Pourcentage d'erreur (%)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Moment maximal en travée (KN.m)	64,98	66,35	68,53	28,70	36,13	44,52	55,83	45,54	35,03
Moment aux appuis positif (KN.m)	139,06	145,40	150,33	59,60	76,49	94,76	57,14	47,39	36,96
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-165,33	-173,03	-179,38	-88,74	-104,79	-126,69	46,32	39,43	29,37
Effort tranchant max (KN)	202,91	212	219,41	105,25	130,39	147,54	48,12	38,49	32,75

Tableau IV.48 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle des poutres secondaires proche des voiles des trois structures.

Efforts internes dans les poutres principales loin du voile	Spectre de réponse			Analyse temporelle avec accélérogramme dû au séisme de BOUMERDES			Pourcentage d'erreur (%)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Moment maximal en travée (KN.m)	30,30	27,13	27,92	14,39	16,78	20,60	52,50	38,14	26,21
Moment aux appuis positif (KN.m)	57,56	59,68	61,11	27,95	32,53	42,52	51,44	45,49	30,42
Moment aux appuis négatif (KN.m)	-64,15	-66,90	-68,89	-33,41	-39,74	-49,31	47,91	40,59	28,42
Effort tranchant max (KN)	60,36	62,63	64,41	33,98	39,46	48,98	43,70	36,99	23,95

Commentaires :

D'après la comparaison et l'analyse des résultats des tableaux IV.49 et IV.50, on remarque que :

- L'évolution des efforts internes dans les poutres secondaires proche et loin des voiles est commune pour les deux types d'analyse. Mais, on constate que ces efforts sont bien supérieurs dans l'analyse spectrale modale en comparant à l'analyse temporelle par accélérogramme de BOUMERDES pour les trois structures.
- Le pourcentage d'erreur est variable dans les poutres secondaires, et son maximum est observée dans la structure STR2 par contre le minimum est dans la structure STR4, ce qui signifie que le pourcentage d'erreur diminue avec l'accroissement des longueurs des porte à faux dans ces structures étudiés.

2. Efforts internes dans les poteaux :

Convention de signe pour les efforts normaux :

(-) : Effort de compression.

(+) : Effort de traction.

Tableau IV.49 : Comparaison des efforts dans les poteaux entre les trois structures par les deux méthodes d'analyse.

Section 50x50	Spectre de réponse			Acc de BOUMERDES			Pourcentage d'erreur (%)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Compression max. [KN]	-1777,28	-1823,67	-1860,26	-1389,64	-1502,08	-1612,45	21,81	17,63	13,32
Traction max. [KN]	736,87	776,18	807,12	191,34	279,61	390,59	74,03	63,97	51,60
«M ₂ » max. [KN.m]	159,36	163,14	166,70	81,85	86,45	88,90	48,63	47,01	46,67
«M ₃ » max. [KN.m]	133,67	139,34	144,03	64,20	84,34	95,14	51,97	39,47	33,94
«V ₂ » max. [KN]	83,54	87,16	90,26	62,56	65,96	75,95	25,11	24,32	15,85
«V ₃ » max. [KN]	82,30	85,79	88,56	31,03	37,08	37,62	62,29	56,77	57,52

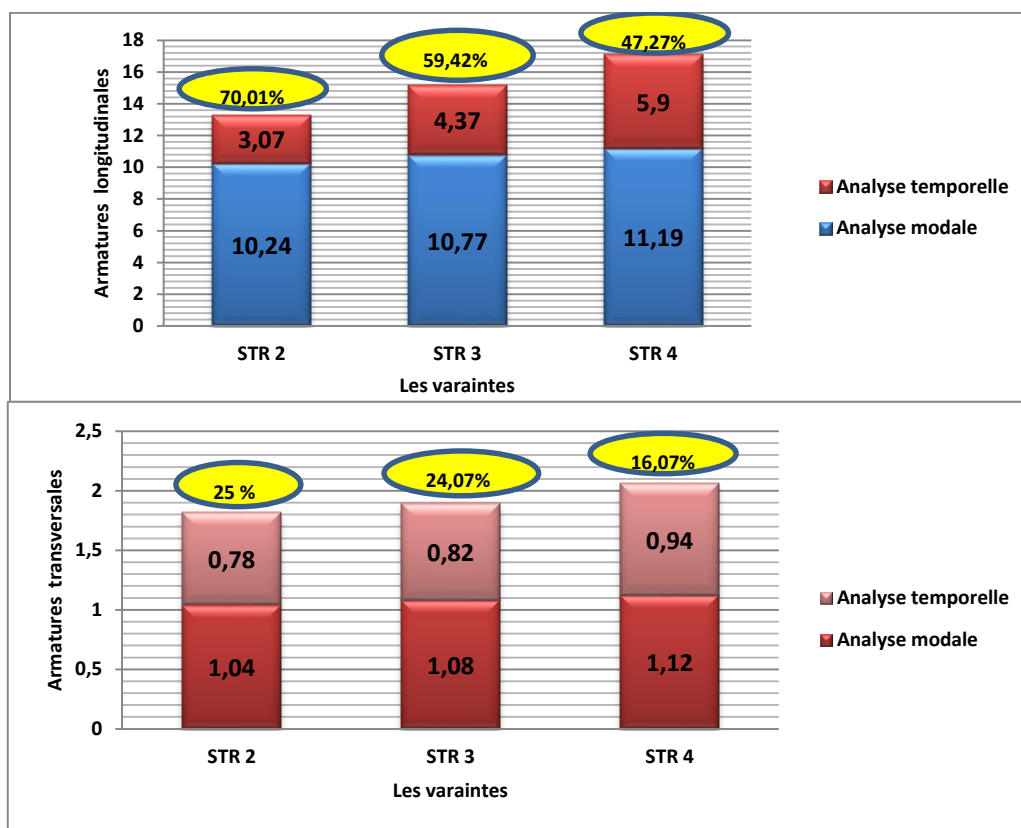


Figure VI.31 : Histogrammes des armatures transversales et longitudinales des poteaux (50x50) cm² à la base des trois structures avec les deux types d'analyse.

✚ Commentaires :

En analysant les résultats des tableaux IV.51 et la figure VI.31, on observe :

- Les sections d'armatures longitudinales et transversales des poteaux (50x50) cm² des trois premiers étages augmentent avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux des trois variantes, avec les deux types d'analyse qui présentent un même chemin d'évolution et cela proportionnellement au développement des efforts internes dans ces éléments.
- Les résultats de l'analyse temporelle sont largement inférieurs à ceux de l'analyse modale, et cela peut s'expliquer par la prise en considération des paramètres de sécurité dans cette dernière analyse.
- Le pourcentage d'erreur des sections d'armatures des poteaux (50x50) cm² diminue avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux (% STR2 > %STR3 > %STR4). Et ce pourcentage d'erreur concernant le ferrailage est remarquable dans la structure STR2 avec une valeur de 70%.

3. Efforts internes dans les voiles :

Tableau IV.50 : Résultats de comparaison de l'analyse spectrale et temporelle des voiles des trois structures.

Les efforts internes dans les voiles du RDC, 1er, 2 ^{eme}	Spectre de réponse			Acc de BOUMERDESS			Pourcentage d'erreur (%)		
	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Contraintes de compression (S22) (KN/m ²)	-8805,26	-9344,85	-9843,06	-4957,45	-6108,67	-6883,09	43,69	34,63	30,07
Contraintes de traction (S22) (KN/m ²)	6496,75	6785,94	7002,38	2417,98	3207,68	4011,1	62,78	52,73	42,71
Contraintes de cisaillement (S12) (KN/m ²)	1681,59	1735,06	1785,51	679,09	903,4	937,23	59,61	47,93	47,50

Commentaires :

Après avoir examiné les résultats du tableau IV.52, on constate que les contraintes développées dans les voiles sont très importantes dans les trois structures avec les deux méthodes d'analyse, mais en remarque une supériorité des valeurs obtenues de l'analyse modale par rapport à ceux de l'analyse temporelle malgré leurs évolutions qui est d'une manière commune.

Le pourcentage d'erreur des contraintes est variable pour les trois structures étudiées, mais décroissant en fonction de l'augmentation des longueurs des porte-à-faux d'ailleurs le maximum est signalé par la structure STR2. Tandis que les valeurs maximums des contraintes sont trouvées au niveau de la structure STR4 avec la longueur la plus élevée des porte-à-faux, ce qui signifie l'effet de la longueur de ces derniers sur la structure.

IV.3.2. Effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique de la structure :

Les résultats de comparaison de l'influence du séisme verticale sur la réponse des trois variantes étudiées avec les deux types d'analyse sont montrés dans les tableaux suivants :

IV.3.2.1. En termes d'efforts internes :

✓ Poutres :

Convention de signe utilisé pour la comparaison :

(-): Diminution des efforts dans la structure avec porte à faux.

(+): Augmentation des efforts dans la structure avec porte à faux.

Tableau IV.51 : Variation des efforts internes dans les poutres principales en console des portes à faux sous le mouvement vertical.

Le mouvement	Type d'analyse		Les variantes			Pourcentage d'erreur (%)		
			STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Horizontale seul	Temporelle	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-28,48	-51,79	-77,88	-0,74	-3,18	-0,51
		Effort tranchant max (KN)	41,72	54,99	68,52	-0,40	-0,27	-1,18
	Modale spectrale	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-28,27	-50,19	-77,48			
		Effort tranchant max (KN)	41,55	54,84	67,72			
Horizontale + Verticale	Temporelle	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-28,89	-58,22	-98,17	-2,19	-24,61	-36,63
		Effort tranchant max (KN)	42,18	56,39	72,09	-1,51	-11,00	-15,15
	Modale spectrale	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-28,27	-46,72	-71,85			
		Effort tranchant max (KN)	41,55	50,80	62,60			

Tableau IV.52 : Variation des efforts internes dans les poutres secondaires en console des portes à faux sous le mouvement vertical.

Le mouvement	Type d'analyse		Les variantes			Pourcentage d'erreur (%)		
			STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Horizontale seul	Temporelle	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-37,63	-63,10	-108,18	1,07	-0,14	-15,72
		Effort tranchant max (KN)	47,94	61,41	80,93	1,84	0,71	-8,38
	Modale spectrale	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-38,04	-63,01	-93,48			
		Effort tranchant max (KN)	48,84	61,85	74,67			
Horizontale + Verticale	Temporelle	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-38,01	-69,98	-119,21	0,07	-19,50	-38,15
		Effort tranchant max (KN)	48,66	65,63	85,99	0,36	-15,56	-26,01
	Modale spectrale	Moment aux appuis négatif (KN.m)	-38,04	-58,56	-86,29			
		Effort tranchant max (KN)	48,84	56,79	68,24			

Commentaires :

Les tableaux IV.53 et IV.54 présentant les résultats de variations des efforts internes dans les poutres, nous montre que :

- Les moments aux appuis négatifs et les efforts tranchants dans les poutres en consoles sous le l'effet du séisme horizontale seul sont légèrement variable entre les deux types d'analyse (temporelle et spectrale), avec un pourcentage de variation faible pour les trois structures en marquant un taux maximum retrouvé au niveau de la structure STR4.

- Les résultats de ces efforts dans les poutres en console sous l'effet de combinaison du séisme horizontale et verticale avec les deux types d'analyse, nous montre que les efforts internes sont pratiquement identique pour la structure STR2 (1,5m) car la composante ou l'accélerogramme verticale n'a pas vraiment une influence dans ce cas, ce qui explique la prise en compte de cette composante dans le règlement RPA2003 a partir les longueurs des porte-à-faux qui dépassent les 1,5m.
- Tandis pour les deux autres structures STR3 et STR4 leurs moments maximales aux appuis négatifs et leurs efforts tranchant obtenus par l'analyse temporelle sont supérieures par rapport à ceux de l'analyse modale, avec une augmentation croissante en fonction de l'accroissement des longueurs des poutres en consoles, et cette supériorité peut être due au faite que dans l'analyse temporelle, on a appliqué un accélerogramme réel dans la direction verticale qui est plus présentatif par rapport à la charge ascendante, appliquer au niveau des plancher des porte-à-faux dans l'autre analyse.
- Le pourcentage d'erreur marqué sous séisme horizontale est faible contrairement à celui observé en introduisant le séisme vertical, avec une augmentation en fonction l'accroissement des longueurs des poutres en console des porte-à-faux.
- Le taux d'erreur max des moments maximaux aux appuis négatifs est trouvé dans la structure STR4 avec 36,63 % dans les poutres principales en console, et avec une valeur de 38,15 % dans celles secondaires. Ainsi, l'effort tranchant maximums est remarqué dans la même structure avec une valeur de 15,15% pour les poutres principales, cependant pour les poutres secondaires avec 26,01% d'erreur.

Tableau IV.53: Variation des efforts internes dans les poutres principales rattachées aux portes à faux en dalle pleine.

Le mouvement	Type d'analyse		Les variantes			Pourcentage d'erreur (%)		
			STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4
Horizontale seul	Temporelle	Moment maximal en travée (KN.m)	25,77	26,82	32,77	60,73	60,51	53,55
		Moment aux appuis positif (KN.m)	27,73	31,43	34,58	68,62	66,10	64,02
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	-54,85	-53,88	-62,07	49,99	51,94	46,03
		Effort tranchant max (KN)	56,95	59,57	61,46	42,75	42,02	41,64
	Modale spectrale	Moment maximal en travée (KN.m)	65,63	67,93	70,55			
		Moment aux appuis positif (KN.m)	88,39	92,73	96,12			
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	-109,68	-112,12	-115,01			
		Effort tranchant max (KN)	99,49	102,75	105,32			
Horizontale + Verticale	Temporelle	Moment maximal en travée (KN.m)	25,86	27,01	33,56	60,59	60,16	52,31
		Moment aux appuis positif (KN.m)	27,88	31,71	35,63	68,45	65,78	62,90
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	-54,98	-54,02	-62,60	49,87	51,90	45,67
		Effort tranchant max (KN)	57,03	59,74	61,85	42,67	41,84	41,25
	Modale spectrale	Moment maximal en travée (KN.m)	65,63	67,80	70,38			
		Moment aux appuis positif (KN.m)	88,39	92,69	96,05			
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	-109,68	-112,32	-115,24			
		Effort tranchant max (KN)	99,49	102,72	105,28			

Commentaires :

D'après l'analyse des résultats du tableau IV.55, on constate :

- Les résultats des efforts internes dans les poutres rattachées au porte-à-faux par l'analyse modale sont largement supérieurs à ceux de l'analyse temporelle avec un pourcentage d'erreur important compris dans l'intervalle [40%,50%] des trois structures avec les deux cas de combinaisons.
- L'influence du séisme verticale est faible avec les deux types d'analyse car les résultats trouvés sont sensiblement identiques avec les deux cas de combinaison.
- Les résultats des deux types d'analyse évoluent de la même façon.

✓ **Poteaux :**

Tableau IV.54 : Variation des forces axiales et effort tranchant au niveau des poteaux rattachés aux porte-à-faux au niveau de la base.

Le mouvement	Type d'analyse	Les variantes			Pourcentage d'erreur (%)			
		STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	
Horizontale seul	Temporelle	Compression (min)	-1081,08	-1158,99	-1299,73	29,21	28,29	23,38
		Traction (max)	274,84	284,06	403,36	62,46	62,45	47,65
		Effort tranchant max (KN)	15,41	17,26	20,48	81,55	80,19	77,30
	Modale spectrale	Compression (min)	-1527,24	-1616,22	-1696,49			
		Traction (max)	732,13	756,63	770,59			
		Effort tranchant max (KN)	83,54	87,16	90,26			
Horizontale + Verticale	Temporelle	Compression (min)	-1119,99	-1174,30	-1305,50	26,66	26,57	22,04
		Traction (max)	278,39	288,30	409,14	61,97	62,73	48,36
		Effort tranchant max (KN)	15,52	17,47	20,80	81,42	79,89	76,86
	Modale spectrale	Compression (min)	-1527,24	-1599,28	-1674,79			
		Traction (max)	732,13	773,57	792,30			
		Effort tranchant max (KN)	83,54	86,91	89,92			

Commentaires : D'après l'analyse des résultats du tableau IV.56, on constate :

- Les résultats des forces axiales et efforts tranchant dans les poteaux rattachés au porte-à-faux par l'analyse modale sont largement supérieure à ceux de l'analyse temporelle.
- L'introduction du séisme verticale soit sous forme d'une charge (analyse modale) ou avec une excitation par accélérogramme (analyse temporelle) nous montre une faible influence de ce séisme sur ses efforts.
- Le pourcentage d'erreur des efforts tranchants avec les deux types d'analyse dans les deux cas de combinaison est élevé pour les trois structures avec un intervalle de [75%,85%].
- Le pourcentage d'erreur des forces axiale augmente avec la diminution des longueurs

des porte-à-faux, avec un taux maximum marqué dans la structure STR2 dans les deux de combinaison sismique.

- En constate que la variation des charges axiales est significative dans les poteaux sous les chargements combinés des composantes sismiques horizontales et verticales, en particulier en compression. Il est également remarqué que les fortes variations des charges axiales dans les poteaux affectent significativement la résistance au cisaillement.
- La variation de l'effort tranchant est pratiquement trop faible avec les deux types d'analyse et sous les deux cas de combinaison, mais il augmente considérablement avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux.

IV.3.2.2. En termes d'effort tranchant à la base :

Les résultats de l'effort tranchant à la base des trois structures (STR2, STR3, STR4) avec les deux types d'analyse (modale et temporelle) sous les deux cas de combinaisons (horizontale seul et horizontale +verticale) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.55 : Efforts tranchant totale maximum à la base des trois structures et l'effet du séisme vertical.

Le mouvement	Type d'analyse		Effort tranchant (KN)			Pourcentage d'erreur (%)			
			STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	
Horizontale seul	Temporelle par accelerogramme	Sens x-x	min	-966,0097	-1123	-1396	41,90	34,07	23,80
			max	1011.0354	1188.4083	1409.6585			
		Sens y-y	min	-915.4939	-985.9548	-1063.0704	51,05	48,37	46,31
			max	882.3483	995.8772	1036.0032			
	Modale spectrale	Sens x-x		1740,36	1802,67	1849,97			
		Sens y-y		1870,63	1929,21	1980,25			
Horizontale + Verticale	Temporelle par accelerogramme	Sens x-x	min	-964,6347	-1141.5191	-1391.67	41,90	32,95	22,53
			max	1011.1101	1208.6472	1433.045			
		Sens y-y	min	-918.5868	-989.1183	-1096.063	50,89	48,10	44,65
			max	881,8520	1001.1798	1030.6908			
	Modale spectrale	Sens x-x		1740,36	1802,67	1849,97			
		Sens y-y		1870,63	1929,21	1980,25			

🔧 Commentaires :

L'analyse du tableau IV.43 montrant l'effort tranchant à la base, nous donne :

- L'effort tranchant à la base des structures étudiés dans les deux sens (transversale et longitudinale) marque la même tendance d'évolution avec les deux méthodes d'analyse, d'où on observe l'augmentation de cette effort en fonction de l'accroissement des longueurs des porte-à-faux des trois variantes : STR2 (1,5m), STR3 (2m) et STR4 (2,5m).Cependant, une supériorité des résultats de l'analyse modale est constatée par rapport à l'analyse temporelle.
- Suite à l'injection de l'accelerogramme verticale pour l'étude des trois structures par l'analyse

temporelle, on remarque que l'effort tranchant à la base s'amplifie d'une manière importante pour les structures STR3 et STR4, mais pour la STR2 l'influence est faible, ce qui explique la condition de l'article du RPA 2003 qui exige de prendre l'effet sismique verticale à partir des porte-à-faux qui dépassent les 1,5m de longueur.

- Tandis que, l'introduction de la composante verticale du séisme a ses structures avec la méthode spectrale modale, l'effort tranchant reste inchangé ce qui implique que le séisme verticale n'a pas d'effet dans ce cas, et cela montre une contradiction entre les deux méthodes d'analyse qui peut être expliquer par le faite que la charge introduite comme séisme verticale dans le logiciel n'est pas vraiment prononcer, car il est appliqué au niveaux des porte-à-faux par contre l'accelerogramme du séisme verticale est plus présentatifs dans ce cas.
- Les pourcentages d'erreur des deux méthodes d'analyse pour les trois variantes par le mouvement sismique horizontale seul, ou par la combinaison du mouvement sismique horizontal et verticale sont pratiquement identiques pour ces deux cas de mouvement, mais ils représentent une diminution croissante de ces pourcentages avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux, avec un maximum marqué au niveau de la structure STR2 qui ne dépasse pas les 42 % dans le sens x-x et 52% dans le sens y-y.

IV.3.2.3. En termes de moment renversant :

Les résultats du moment de renversement à la base des trois structures (STR2, STR3, STR4) avec les deux types d'analyse (modale et temporelle) sous les deux cas de combinaisons (horizontale seul et horizontale +verticale) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.56 : Moment renversant totale maximum à la base des trois structures.

Le mouvement	Type d'analyse		Moment renversant (KN.m)			Pourcentage d'erreur (%)			
			STR2	STR3	STR4	STR2	STR3	STR4	
Horizontale seul	Temporelle par accelerogramme	Sens x-x	min	-12208	-13538	- 14703	56,64	53,91	50,81
			max	12422.4309	13649.6878	14980.0765			
		Sens y-y	min	-14531	-16721	-22040	45,00	39,35	22,22
			max	14629.1716	16746.1953	22070.883			
	Modale spectrale	Sens x-x		28652,448	29616,346	30454,506			
		Sens y-y		26602,200	27614,992	28376,167			
Horizontale + Verticale	Temporelle par accelerogramme	Sens x-x	min	-12496.7563	-13888.9353	-14693	56,38	48,11	42,50
			max	12326	13983.4365	15592.432			
		Sens y-y	min	-14700.9556	-17114.6841	-22519.979	44,73	44,02	30,10
			max	14566	17175.8448	22054.4447			
	Modale spectrale	Sens x-x		28652,448	26950,266	27120,619			
		Sens y-y		26602,200	30683,132	32218,678			

Commentaires :

D'après le tableau IV.46, on constate que :

- L'évolution temporelle du moment renversant dans les deux sens pour les trois structures provoquées par l'accélérogramme due au séisme horizontal seul, est sensiblement proche à celle de l'analyse modale sous l'effet de la composante horizontale, d'où on observe une augmentation croissante en fonction de l'accroissement des longueurs des porte-à-faux.
- Concernant l'évolution des moments renversant avec ses deux types d'analyse sous la combinaison du séisme horizontal et le verticale, les résultats sont bien différents d'où pour l'analyse modale ils représentent une certaine variabilité, tandis que pour l'analyse temporelle ils présentent toujours une évolution croissante avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux et cela dans les deux sens.
- L'introduction du séisme vertical présente une certaine influence dans les deux types d'analyse mais avec une certaine différence, et cela a été bien expliqué précédemment, il est due à la manière d'introduire le séisme verticale pour les deux méthodes ; soit par une charge ascendante appliquées aux éléments en porte à faux ou par un accélérogramme appliqué à toute la structure.
- Le pourcentage d'erreur obtenue décroît avec l'accroissement des longueurs des porte-à-faux, dans les deux cas du mouvement sismique avec un pourcentage maximum dans la structure STR2 qui atteint presque 57% dans le sens x-x et 45% dans l'autre sens.

Conclusion

L'objet de ce travail consiste en l'évaluation de l'influence du séisme verticale sur la réponse sismique des structures avec porte-à-faux par l'analyse modale spectrale et l'analyse dynamique temporelle par accélérogrammes (enregistrés lors du séisme de BOUMERDES en 2003), et à la comparaison des réponses obtenues par les deux méthodes d'analyse. La modélisation a été réalisée en faisant appel à des outils de calcul par élément finis à l'aide du logiciel d'analyse des structures « ETABS 9.6.0 », permettant ainsi d'utiliser à la fois les deux méthodes d'analyse. Une étude paramétrique englobant des analyses modales spectrales et dynamiques temporelles linéaires a été établie pour les différentes configurations géométriques du bâtiment étudié.

Les résultats obtenus à travers cette étude dynamique avec les deux méthodes d'analyse modale et temporelle, montrent que la réponse dynamique du bâtiment dépend du mouvement sismique vertical et des longueurs des porte-à-faux dépassant les 1.50 m.

En ce qui concerne l'étude comparative menée entre les trois structures étudiées par les deux types d'analyses cités auparavant, nous avons constaté que les résultats obtenus par l'analyse dynamique par accélérogrammes sont moins importants que ceux de l'analyse spectrale, malgré qu'elles représentent presque la même tendance d'évolution. Cette différence entre les deux méthodes d'analyse est probablement due au fait que l'analyse spectrale revoie directement la valeur maximale alors que l'analyse dynamique temporelle permet de suivre l'évolution des déplacements dans le temps.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Les séismes se produisent suivant les directions horizontales et verticales. Dans la plupart des cas, les ingénieurs prennent en considération que la composante horizontale provoquée par un séisme, et peu d'attention est accordée à la composante verticale de l'accélération sismique. Après divers séismes tels que celui de San Fernando (1971), de Northridge en (1994), de Kobe en Japon (1995), de Cariaco en Venezuela (1997) et de Boumerdes en Algérie (2003), une abondance des preuves sur terrain montre l'endommagement des structures en béton armé (particulièrement les porte-à-faux) par le mouvement sismique vertical.

A cet égard, une attention particulière a été accordée vu l'importance des accélérations verticales d'un séisme sur la réponse des structures.

Certains ingénieurs ont spéculé que les enregistrements de mouvements au sol ; tel que celui de Northridge, de Boumerdes et d'autres séismes ont montré d'une manière générale, que les amplitudes des accélérations verticales sont aussi importantes que ceux horizontales. Cependant, dans la zone proche de l'épicentre l'accélération verticale peut dépasser l'accélération horizontale.

Le présent travail s'inscrit dans le cadre de l'analyse des effets du mouvement sismique vertical sur le comportement dynamique des structures avec porte-à-faux en béton armé. Afin de montrer cet effet, on a divisé notre travail suivant deux grande parties :

La première partie, consiste à faire une étude comparative des résultats du comportement dynamique obtenus par l'analyse modale spectrale, appliqué à deux structures l'une sans porte-à-faux et l'autre avec porte-à-faux de 1,5m de longueur, et les grandes conclusions ayant été tirées nous montrent que l'introduction des porte-à-faux dans la structure joue un rôle d'amplificateur ; ou en retrouve presque tous les paramètres de la réponse (la période fondamentale, le déplacement absolu, l'effort tranchant ainsi que le moment fléchissant d'étage) amplifier, et cela est dû principalement à l'augmentation de la masse sismique. De plus, les efforts internes dans les éléments structuraux surtout ceux rattachées aux porte-à-faux, ainsi que leur ferrailage présentent une augmentation significative et cela peut s'expliquer par une modification de la géométrie structurelle, ce qui influe sur plusieurs paramètres (centre de masse, l'excentricité, ... etc).

La deuxième partie, concerne une étude paramétrique englobant des analyses dynamiques modales et temporelles linéaires par accélérogramme (enregistrés lors du séisme de BOUMERDES en 2003), ayant été établie pour différentes configurations géométriques du bâtiment étudié, constituant ainsi trois structures (avec porte-à-faux de différents longueurs (1,5m; 2m et 2,5m)), ou une étude comparatives des différents résultats obtenus de ses deux types d'analyse a été effectuée.

Parmi les points important auxquels on a pu aboutir sur la base de cette étude un peu limitée, et effectuée sur trois structures (STR2, STR3 et STR4) par deux différentes méthodes d'analyse, on peut citer :

- ✓ Les résultats obtenus montrent que la réponse dynamique du bâtiment étudié en porte-à-faux dépend du mouvement sismique vertical, et des longueurs des porte-à-faux dépassant 1,5m de longueur, ce qui confirme la condition de prise en charge du mouvement sismique verticale à partir des longueurs des porte-à-faux qui dépassent 1,5m, dicté dans le règlement RPA99/version2003 [43].
- ✓ La quasi totalité des paramètres étudiés (période, efforts tranchant et déplacement absolu ...etc) présentent une augmentation en fonction de l'accroissement des longueurs des porte-à-faux, ce qui implique l'influence de ses derniers sur la structure étudiée.

Conclusion générale et perspectives

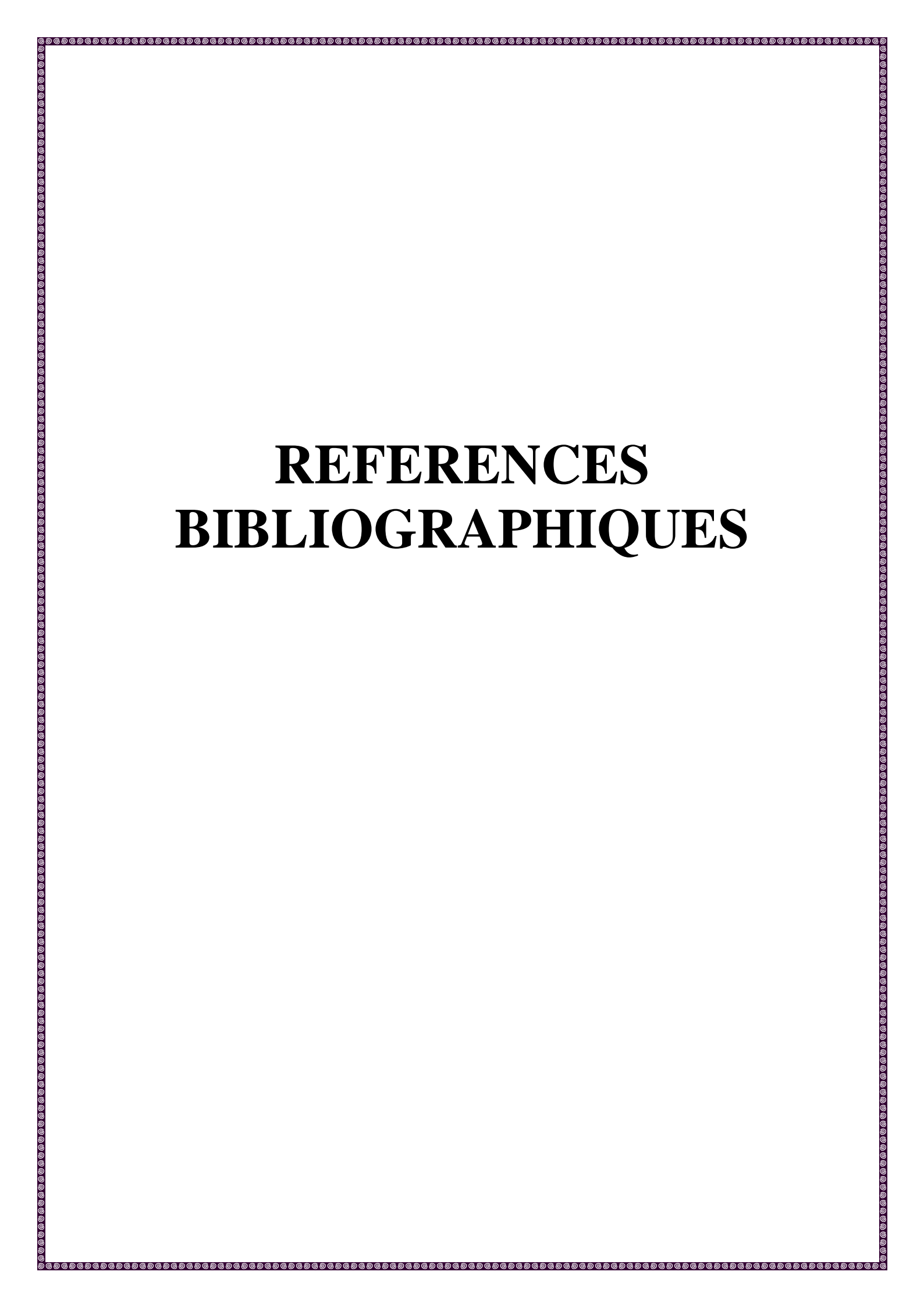
- ✓ L'ajout de la force sismique verticale dans les porte-à-faux a un effet remarquable sur la stabilité de la structure et en particulière dans les éléments rattachés au porte-à-faux.
- ✓ Les résultats obtenus nous montrent que l'emploi des porte-à-faux modérés engendrent des flèches plus importantes, en raison de perte significatif de leur rigidité sous l'effet de l'action sismique verticale.
- ✓ Le séisme vertical amplifie les moments fléchissant en appuis et en travées des poutres rattachées au porte-à-faux.
- ✓ Les résultats de comparaison des trois structures étudiées avec les deux méthodes d'analyse (modale et temporelle) montrent la même tendance d'évolution, avec une certaine infériorité pour ceux de l'analyse temporelle par rapport à l'analyse modale spectrale.

Pour terminer, on déduit que la composante vertical du séisme influe sur le comportement dynamiques global des structures en béton armé, en particulier ceux comprenant des porte-à-faux d'une longueur importante (le comportement globale de la structure est conditionnée par le comportement local de ses éléments), donc ce mouvement sismique ne devra guerre être ignoré par les ingénieurs en génie civil lors de l'étude sismique de structures comprenant des porte-à-faux dépassant les 1.50m de longueur, en complément de l'action sismique horizontale, et principalement en zone de forte sismicité pour éviter toute sorte de chute, cassure ou effondrement au cours d'un tremblement de terre aléatoire inattendu.

Perspectives

Le bilan du travail réalisé nous permet à présent d'évoquer quelques perspectives principales qui restent à développer :

- ❖ La première consiste en l'étude comparative des différents codes Eurocode 8, UBC97 et RPA99V2003 sous l'effet de chargement dynamique vertical, et qui mérite une étude approfondie pour apprécier le comportement des bâtiments en porte-à-faux modérés.
- ❖ Une deuxième perspective concerne l'étude de l'influence du paramètre de variation des longueurs des porte-à-faux dans différentes zones sur la stabilité de la structure.
- ❖ La dernière perspective porte sur la variation des hauteurs des poteaux supportant les porte-à-faux.



REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques:

- [01]. **Ambrassey.N** et Vogt .J.Material for the investigations of the seismicity of the region of Algiers .European earthquake engineering (3), pp. 16–29, (1988).
- [02]. **Rothé, J.P.** Les séismes de Kerrata et la sismicité de l'Algérie, Pub. Serv., Cartes.Géol. Algérie, 40 pp, 1950.
- [03]. **Benhallou.H** et Roussel.J.Sur les séismes et la sismicité de l'Algérie de 1951 à 1970, note I.M.P.G.A., 4.1971.
- [04]. **Benhallou H.** Les catastrophes sismiques de la région de 'Chélif dans le contexte de la sismicité historique de l'Algérie, PhD.Thèses de doctorat, USTHB, Alger, 294 pp, (1985).
- [05]. **Yelles Chaouche.** La sismicité en Algérie et tectonique des plaques, publication CRAAG, 2004. Université Paris VI.
- [06]. **Yelles-Chaouche A.K.**Recent seismic activity in Northern Algeria. Fourth International Conference of Earthquake Engineering and Seismology, Iran, 7p.m, 2003.
- [07]. **Mohand HAMIZI,** Leyla BOUZID, Said BOUKAIS, Naceur Eddine HANNACHI. Méthodologie de l'évaluation de la fonction de vulnérabilité et du risque sismique pour les structures en poteaux poutres. Etude de cas: wilaya de Boumerdes. Algérie Annales du bâtiment et des travaux publics, Aout 2010, Edition ESKA.
- [08]. **Harbi A.** Evaluation de l'Aléa Sismique en Algérie du Nord par la Modélisation de l'Input Sismique dans les Zones Urbaines et l'Etablissement d'un Catalogue, *USTHB*, 222 p, (2006).
- [09]. **Mokrane A.,** Ait Messaoud A., Sebai N., Menia A., Ayadi M., Bezzeghoud M. Les séismes en Algérie de 1365 à 1992, Publication CRAAG, (1994).
- [10]. **Benouar D.** The seismicity of Algeria and the Maghreb during the twentieth century.PhD dissertation, Imperial College, London, U.K, (1994).
- [11]. **Boudiaf A.** Etude sismotectonique de la région d'Alger et de la Kabylie. Thèse de Doctorat Université de Montpellier II, 273 p, (1996).
- [12]. **Yelles-Chaouche A.K.,** Deramchi A., Ferkoul A., Aoulaiche K. (2002)- Les séismes d'Algérie du Nord de 1992–2001, Catalogue, 216 p.
- [13]. **Bockel, M.,** 1972, Structure de la croûte terrestre en Algérie d'après les ondes sismiques. *Annali di Geofisica*, Vol. XXV, n. 3, 1972.
- [14]. **Roussel J.** L'activité sismique en Algérie de 1951 à 1970 inclus. *Bull. Soc. Hist. Nat. Afr. Nord* 64 (3–4), pp. 185–210, (1973 a).
- [15]. **Roussel J.** Les zones actives et la fréquence des séismes en Algérie. *Bull. Soc. Hist. Nat. Afr. Nord* (3–4), pp.211–228, (1973b).
- [16]. **Bezzeghoud M.,** Ayadi A., Sebai A., Ait Messaoud M., Mokrane A., Benhallou H. (1996)- Seismicity of Algeria between 1365 and 1989: Map of Maximum Observed Intensities (MOI). in: *Avances en Geofisica y Geodesia 1*, ano 1, Ministerio de Obras Publicas, transportes y Medio Ambiente, Instituto Geografico Nacional España, pp. 107–114.

Références bibliographiques

- [17]. **Hamdache, M.** Seismic Hazard estimation in North Algeria, *Natural Hazard*, 18, 119-144, 1998.
- [18]. **Djellit, H.**, Guemache, M-A, Gharbi, S, Yelles Chaouche A-K & Ymmel, H. Carte sismotectonique du Nord de l'Algérie, travaux du département études et surveillance sismique, Centre de recherche en Astronomie, Astrophysique et géophysique (CRAAG), laboratoire de sismotectonique.
- [19]. **Meghraoui M.** Géologie des zones sismiques du Nord de l'Algérie : Paléosismologie, tectonique active et synthèse sismotectonique. Thèse. d'État. Univ, Paris-11, 356 p, (1988).
- [20]. **Bounif A.**, Bezzeghoud M., Dorbath L., Legrand D., Deschamps A., Rivera L., Benhallou Seismic source study of the 1989 October 29, Chenoua (Algeria) earthquake from aftershocks, broad-band and strong motion records, *Annals of Geophysics* (46), pp.625-646, (2003).
- [21]. **Yelles Chaouche A-K.** An active coastal fault associated with the Mont Chenoa Tipaza earthquake, October 29, 1989: Preliminary investigations. XV the EGS meeting, Copenhagen, (1990).
- [22]. **Zeghichi L.**, Merzougui A., Mezghiche B. Lecture dans le règlement parasismique. *Courrier du Savoir*, Biskra (Algérie), N°06, pp.67-69, (2005).
- [23]. **Belabbès, S.**, Wicks, C., Cakir, Z. & Meghraoui, M. Rupture parameters of the 2003 Zemmouri (Mw 6.8), Algeria earthquake from joint inversion of interferometric aperture radar, coastal uplift and GPS, *J. of Geoph. Res.*, Vol., 114, B03406, doi:10.1029/2008JB005912, 2009.
- [24]. **Glangeaud L.** Les déformations plio-quaternaire de l'Afrique du Nord. *Sonderdruck aus der geologischen Rundschau*, Band 43, fasc 1pp181-196,(1995).
- [25]. **Boudiaf, A.**, J.-F. Ritz, and H. Philip. Drainage diversions as evidence of propagating active faults: Example of the El Asnam and Thenia faults, Algeria, *Terra Nova*, 10(5), 236– 244, (1998).
- [26]. **Saadeghvaziri, M A**; Foutch, D A. Dynamic Behavior of R/C Highway Bridges under the Combined Effect of Vertical and Horizontal Earthquake Motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 20, pp. 535-549, (1991).
- [27]. **Broderick. B. M.** et Elnashai. A. S. Analysis of the Failure of Interstate 10 Freeway Ramp During the Northridge Earthquake of 17 January 1994. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24, (1995).
- [28]. **Yu, C. P.** Effect of Vertical Earthquake Components On Bridge Responses. PhD thesis, University of Texas at Austin, (1996).
- [29]. **Papazoglou. A. J.** et Elnashai. A. S. Analytical and Field Evidence of the Damaging Effect of Vertical Earthquake Ground Motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, pp. 1109-1137, (1996).
- [30]. **Button, M. R.**, Cronin, C. J., & Mayes, R. L. Effect of Vertical Motions on Seismic Response of Bridges. *Journal of Structural Engineering*, 128 (12), pp. 1554-1564, (2002).

Références bibliographiques

- [31]. **Kunnath, S. K.**, Abrahamson, N., Chai, Y. H., Erduran, E., & Yilmaz, Z. Development of Guidelines for Incorporation of Vertical Ground Motion Effects in Seismic Design of Highway Bridges. University of California at Davis, (2008).
- [32]. **Kim, S. J.**, Holub, C. J., & Elnashai, A. S. Analytical Assessment of the Effect of Vertical Earthquake Motion on RC Bridge Piers. *Journal of Structural Engineering*, 137 (2), pp. 252-260, (2011).
- [33]. **Antoniou, S.** Shear Assessment of R/C Structures under Combined Earthquake Loading. Imperial College. MSc Dissertation, ESEE,(1997).
- [34]. **Ghobarah, A;** Elnashai, A S. Contribution of Vertical Ground Motion to the Damage of RC Buildings. 11 th European Conference on Earthquake Engineering. Paris, (1998).
- [35]. **Collier, C J;** Elnashai, A S. A Procedure for Combining Vertical and Horizontal Seismic Action effects. *Journal of Earthquake Engineering*, 5 (4), (2001).
- [36]. **Mwafy, A;** Elnashai, A S. Vulnerability of Code-Compliant RC Buildings under Multi-Axial Earthquake Loading. 4th International Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 115. Taipei, Taiwan, (2006).
- [37]. **Di Sarno, L.**, Elnashai, A. S., & Manfredi, G. Assessment of RC Columns Subjected to Horizontal and Vertical Ground Motions Recorded During the 2009 L'Aquila (Italy) Earthquake. *Engineering Structures*, 33, (2011).
- [38]. **Milcendeau, Florian Guérineau.** « Réalisation de porte-à-faux béton », **SERBA** (Bureau d'ingénierie du bâtiment et de génie civil), France, 2015.
- [39]. **LEMDANI.** « La structure horizontale ».Cours construction. EPAU. Algérie, pp 1-10.
- [40]. **SEATTLE REFINED.** «Sunny lands, the 'Camp David of the West', the home of the Annenberg family». Sinclair Broadcast Group, Inc. Etats-Unis, 2016.
- [41]. **A+ architecture** in Belgium (*Revue périodique des architectures*) « Porte-a-faux », Belgique, 2014.
- [42]. **CAUE :** conseil d'architecture d'urbanisme et de l'environnement. « Balades culturelles entre vallée d'Aoste et Haute-Savoie architectures d'une station Flaine, création de Marcel Breuer ». France, 44 p, 2010.
- [43]. **RPA 99 Version 2003** :« Règles Parasismiques Algériennes ». Document technique Réglementaire D.T.R-B.C. 2.48. centre national de recherche appliquée en Génie parasismique. Algérie, 117 p, (2003).
- [44]. Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008. Document Technique règlementaire D.T.R, (2008).
- [45]. **UBC 1997**, Uniform Building Code: «structural design equirements». California: International Conference of Building Officials, pp16-38.
- [46]. **Eurocode 8.** Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. CEN Comité Européen de Normalisation. Saint-Denis La Plaine: Association Française de Normalisation (AFNOR), (2005).

Références bibliographiques

- [47]. **Eurocode 8**. Design of structures for earthquake resistance Part 2: Bridges. Brussels: CEN Comité Européen de Normalisation, (2003).
- [48]. Direction de l'habitat de l'urbanisme et des paysages. « Dimensionnement parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti ». La Défense. France, 25 p, 2014.
- [49]. **CIM Béton**. « Conception parasismique des immeubles d'habitation collective en béton armé », Paris. France, 95 p.
- [50]. **ZEGHICHI L**. « Lecture dans le règlement parasismique algérien ». Université Mohamed Khider, Biskra. Algérie, pp 67-69, 2005.
- [51]. Fiche documentaire. « La construction parasismique-règles pratiques ». Institut des risques majeurs, pp 1-6.
- [52]. **ZACEK M**. « Conception Parasismique Niveau d'avant-projet ». Cahier Numéro 1. Collection Conception Parasismique, 89 p, 2004.
- [53]. **MTPC**. « Guide de renforcement parasismique et paracyclonique des bâtiments ». France, 134 p.
- [54]. **ZACEK M**. « Conception Parasismique Des maisons Individuelles ». Mutuelle des Architectes Français assurances, Paris. France, 16 p, 2012.
- [55]. **KIRK M**. « Digital imaging and the web in teaching structures ». Université de Virginia. États-Unis, 1996.
- [56]. **ZACEK M**. « Conception parasismique des bâtiments ». Terre et pierre expertise et innovation CTMNC. France, 2014.
- [57]. **Drouna, K**. Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP. Mémoire en vue de l'obtention d'un magistère en génie civil. Université de Constantine, 2010, Algérie, 146p.
- [58]. **Davidovici, V**. pratique du calcul sismique. Edition eyrolles, France, 2015.
- [59]. **Louzaï, A**. Evaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non-linéaires. Thèse en vue de l'obtention du doctorat en génie civil. Université de Tizi-Ouzou, 2016, Algérie, 118p.
- [60]. Earthquake Engineering Research Institute. (1983). El Asnam, Algeria Earthquake of October 10, 1980. Arline Leeds.
- [61]. **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, Algérie, 138p.
- [62]. **MEDDANE S**. Analyse de l'effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique des structures en BA. Mémoire en vue de l'obtention d'un magistère en génie civil. Université d'Abou-Bekr-Belkaid-Tlemcen, 2014, Algérie, 100p.
- [63]. **DJERIBI Hani Achref Eddine** et SAFSAF Hadjer. L'effet Du Séisme Vertical Sur La Réponse Des Structures, mémoire de master, université de badji mokhtar-annaba, (2016).

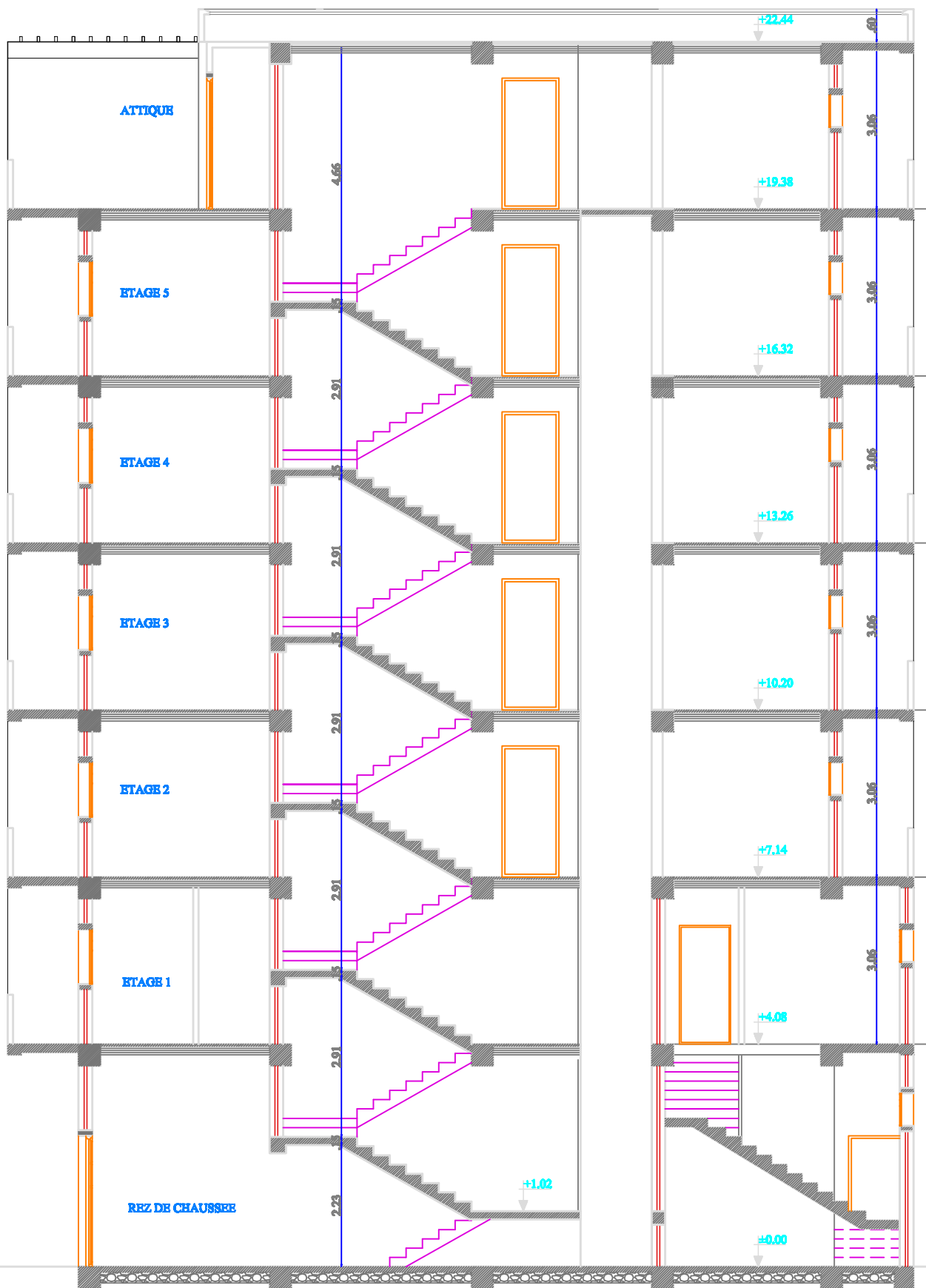
Références bibliographiques

- [64]. **Hamoud BELDJOUDI**. Etude de la sismicité du nord Algérien. Thèse de doctorat : Université ABOU BEKR BELKAID-TLEMCEM, 148p, (2011).
- [65]. **NOURI Assia**. L'influence des porte-à-faux sur le comportement dynamique du bâtiment en béton armé, mémoire de master, Université Hassiba Benbouali de Chlef, 213p, (2016).
- [66]. **PS-MI 89/92** : Règles de construction Parasismique Simplifiées pour certaines Maisons Individuelles et des bâtiments assimilés, règles PS-MI 89 révisées 1992 (norme P 06-014). AFNOR, Paris, 1995.
- [67]. **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** ».
- [68]. **ETABS** version 9, **2005**, User's Guide, Computers and Structures, University of Berkeley, California.
- [69]. **ETABS** version 9, **2005**, Introductory Tutorial, Computers and Structures, University of Berkeley, California.
- [70]. **P. Paultre**. Dynamique des structures. Application aux ouvrages génie civil "LAVOISIER 2005.
- [71]. **N. Belhamdi**. Étude de la réponse sismique non linéaire et de l'évolution du Coefficient de comportement globale des structures" mémoire de Magister Université A. Mira de Bejaia, Algérie, juin 2009.
- [72]. **R.Attal**. Réponse dynamique des structures à comportement non linéaire" mémoire d'Ingénieur Université A. Mira de Bejaia, Algérie, juin 2005.

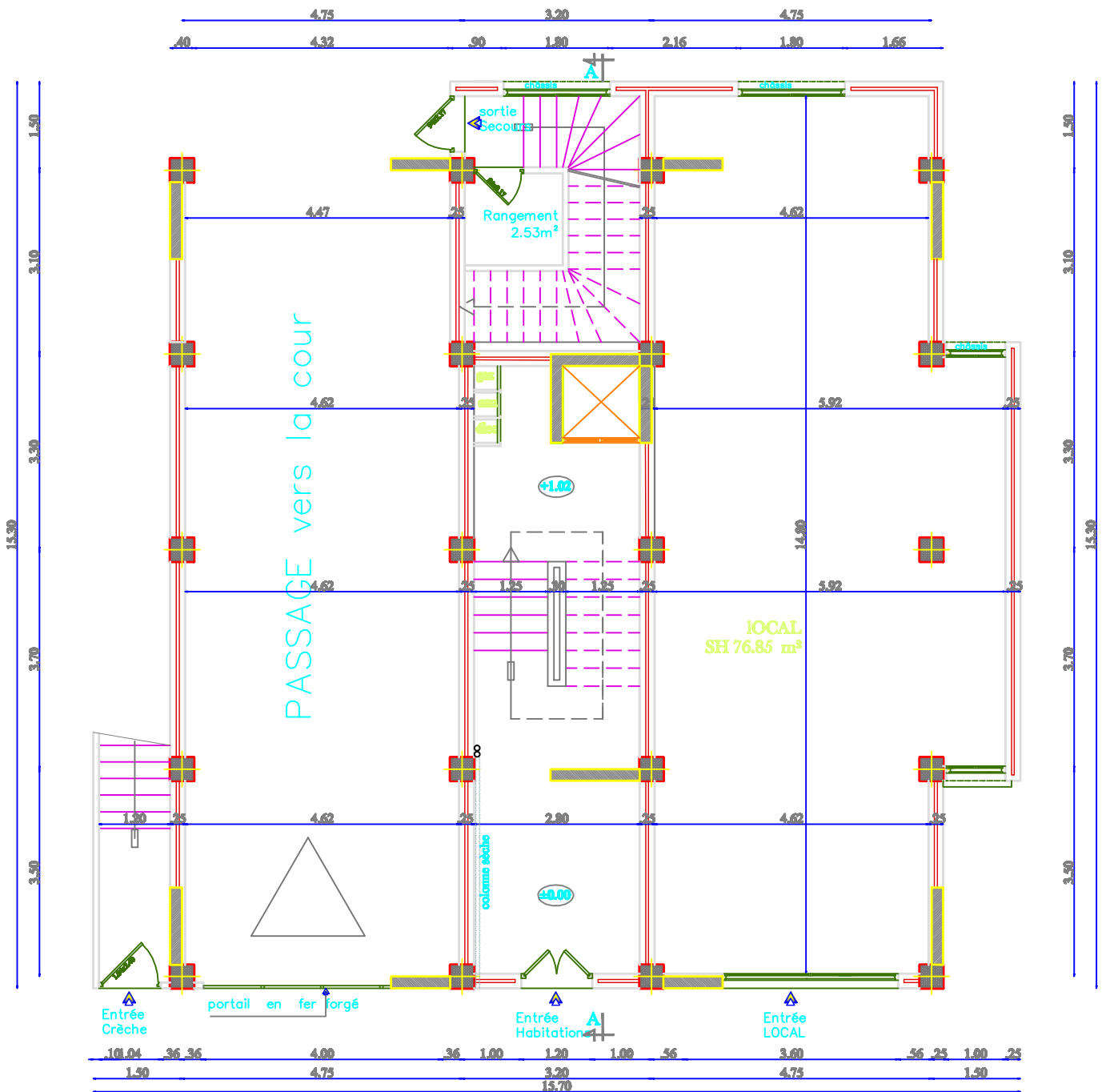
ANNEXES



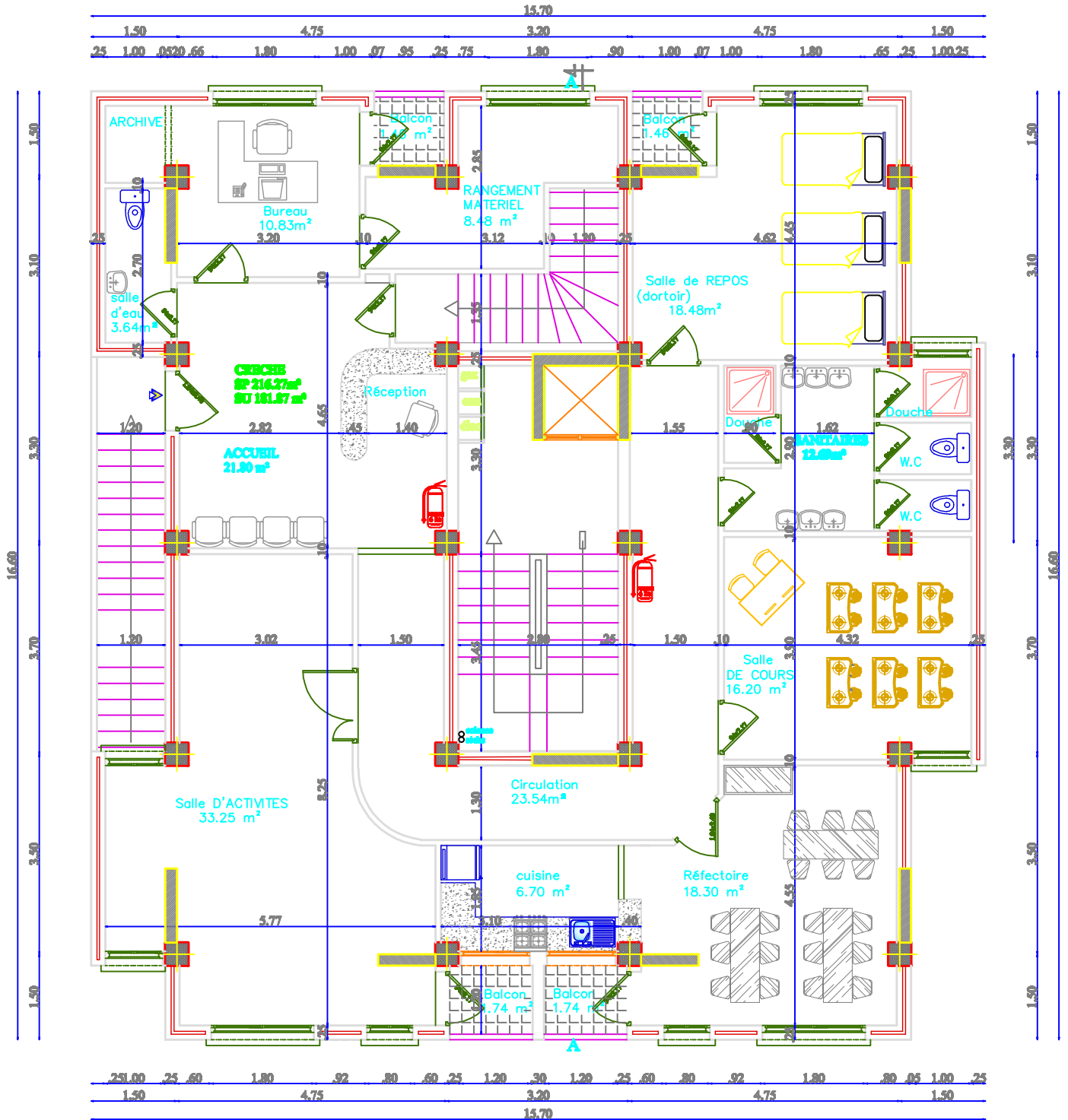
FACADE PRINCIPALE



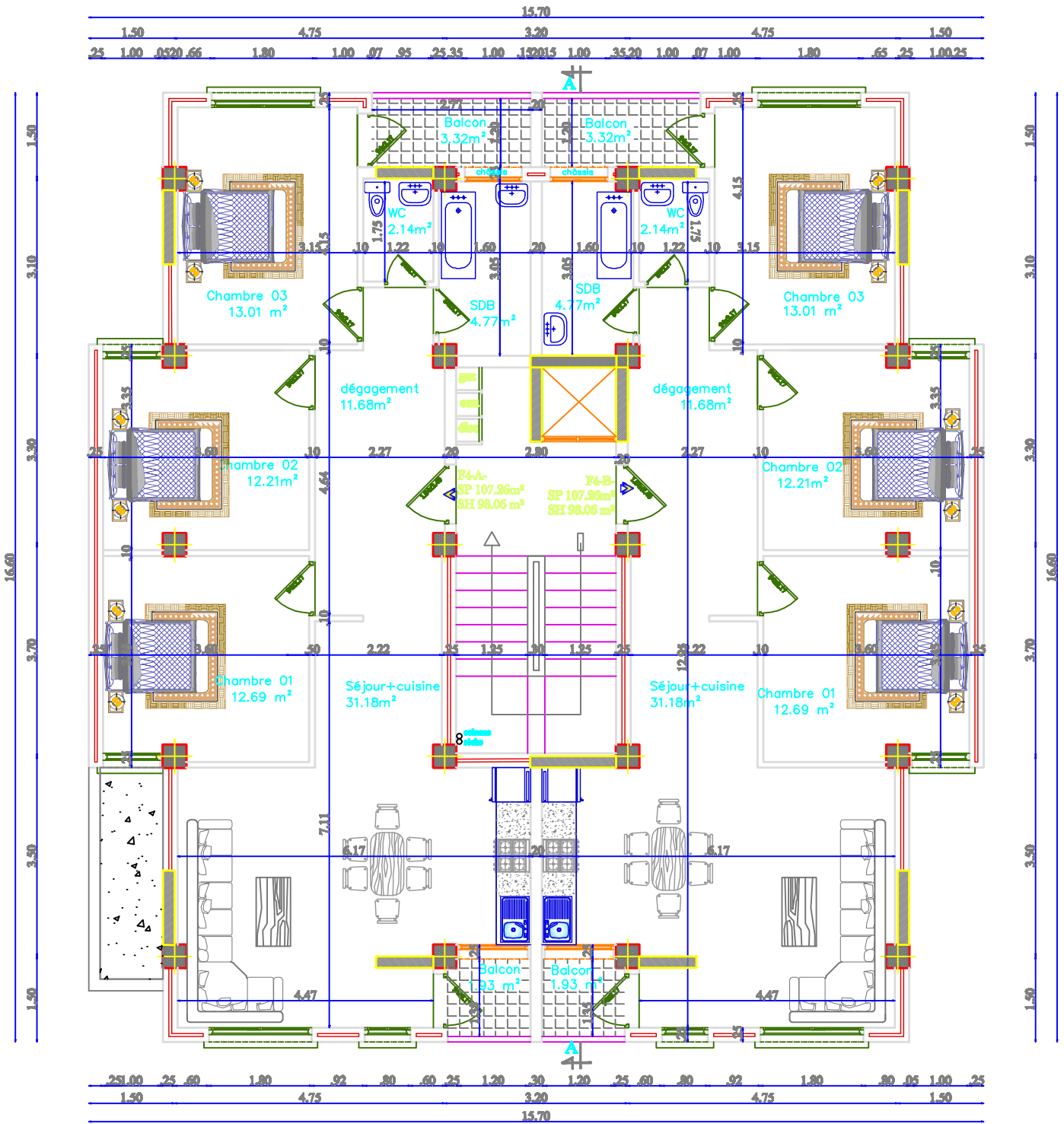
COUPE AA



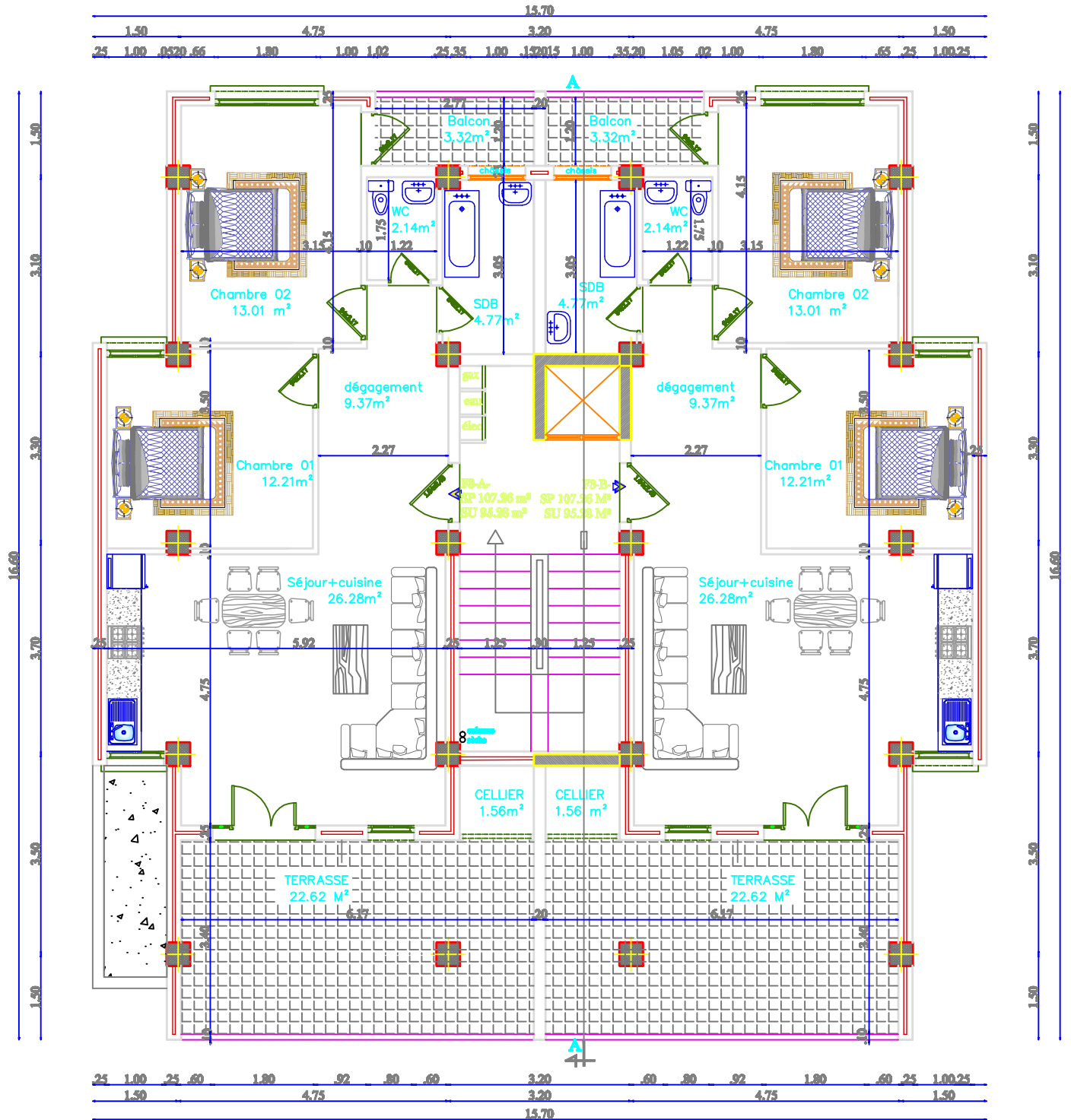
PLAN REZ DE CHAUSSEE



PLAN ETAGE 1



PLAN ETAGE 2-3-4-5



PLAN ETAGE ATTIQUE

Les annexes

❖ Les détails de ferrailage des poteaux des trois structures (STR2, STR3, STR4):

Ferrailage des poteaux de la structure (STR2 : 1,5m):

- Armatures longitudinales

Tableau III.14 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Sections	sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	A _{inf} [cm ²]	A _{sup} [cm ²]
50x50	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1389,64	3,57	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1389,64	0,37	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	191,34	1,15	0.8G ± E	2,46	2,33
	N ^{min} → M3 ^{corr}	191,34	12,14	0.8G ± E	3,07	1,72
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-731,86	81,85	G + Q ± E	0	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-842,71	64,20	G + Q ± E	0	0
45x45	N ^{max} → M2 ^{corr}	-750,94	9,24	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-750,94	2,39	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-11,67	8,90	0.8G ± E	0,37	0
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-11,67	3,01	0.8G ± E	0,02	0
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-415,82	56,92	G + Q ± E	0	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-373,74	57,27	G + Q ± E	0	0
40x40	N ^{max} → M2 ^{corr}	-354,99	6,92	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-354,99	3,51	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	16,90	0,46	0.8G ± E	0,24	0,18
	N ^{min} → M3 ^{corr}	16,90	0,85	0.8G ± E	0,27	0,15
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-89,40	51,16	G + Q ± E	2,35	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-88,07	45,02	G + Q ± E	1,94	0

- Armatures transversales :

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

Tableau III.15 : Ferrailage transversale des poteaux.

	λ _g	ρ	V _u (KN)	A _t (cm ²)
RDC	8.16	2.5	62,56	0.78
Etages 1 et 2	6.12	2.5	62,56	0.78
Etages 3 et 4	6.8	2.5	37,40	0.51
Etages 5 et 6	7.65	2.5	28,6	0.44

Ferraillage des poteaux de la structure (STR3 : 2m) :

- Armatures longitudinales

Tableau III.14 : Ferraillage longitudinal des poteaux

Sections	sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	A _{inf} [cm ²]	A _{sup} [cm ²]
50x50	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1502,08	2,30	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1502,08	0,33	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	279,61	4,47	0.8G ± E	3,74	3,25
	N ^{min} → M3 ^{corr}	279,61	15,75	0.8G ± E	4,37	2,62
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-747,11	86,45	G + Q ± E	0	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-376,32	84,34	G + Q ± E	0	0
45x45	N ^{max} → M2 ^{corr}	-813,34	2,83	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-813,34	2,88	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-0,139	3,19	0.8G ± E	0,19	0
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-0,139	4,09	0.8G ± E	0,24	0
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-415,70	61,35	G + Q ± E	0	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-225,82	66,09	G + Q ± E	1,13	0
40x40	N ^{max} → M2 ^{corr}	-385,43	4,52	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-385,43	4,29	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	26,53	1,28	0.8G ± E	0,42	0,24
	N ^{min} → M3 ^{corr}	26,53	0,40	0.8G ± E	0,36	0,3
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-91,27	55,54	G + Q ± E	2,64	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-183,79	60,19	ELU	2,28	0

- Armatures transversales :

Tableau III.15 : Ferraillage transversale des poteaux

	λ _g	ρ	V _u (KN)	A _t (cm ²)
RDC	8.16	2.5	65,96	0.82
Etages 1 et 2	6.12	2.5	65,96	0.82
Etages 3 et 4	6.8	2.5	45,57	0,63
Etages 5 et 6	7.65	2.5	35,09	0,54

Ferrailage des poteaux de la structure (STR4 : 2,5m) :

- Armatures longitudinales

Tableau III.14 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Sections	sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	A _{inf} [cm ²]	A _{sup} [cm ²]
50x50	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1612,45	9,35	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1612,45	0,30	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	390,59	8,23	0.8G ± E	5,34	4,43
	N ^{min} → M3 ^{corr}	390,59	18,25	0.8G ± E	5,9	3,87
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-760,37	88,90	G + Q ± E	0	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-713,44	95,14	G + Q ± E	0	0
45x45	N ^{max} → M2 ^{corr}	-874,72	17,19	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-874,72	3,40	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-8,14	3,08	0.8G ± E	0,07	0
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-8,14	0,89	0.8G ± E	0	0
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-434,75	63,03	G + Q ± E	0	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-240,01	78,21	G + Q ± E	1,72	0
40x40	N ^{max} → M2 ^{corr}	-415,26	18,17	ELU	0	0
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-415,26	5,16	ELU	0	0
	N ^{min} → M2 ^{corr}	23,72	1,06	0.8G ± E	0,36	0,22
	N ^{min} → M3 ^{corr}	23,72	0,43	0.8G ± E	0,33	0,27
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-91,14	56,60	G + Q ± E	2,72	0
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-211,13	88,82	ELU	4,52	0

- Armatures transversales :

Tableau III.15 : Ferrailage transversale des poteaux

	λ _g	ρ	V _u (KN)	A _t (cm ²)
RDC	8.16	2.5	75,95	0.94
Etages 1 et 2	6.12	2.5	75,95	0.94
Etages 3 et 4	6.8	2.5	62,64	0.87
Etages 5 et 6	7.65	2.5	48,16	0.75