

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la recherche Scientifique

Université Mouloud MAMMERY de TIZI-OUZOU

Faculté du Génie de la construction

Département de Génie Civil

MEMOIRE de fin d'étude

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

Option :STUCTURES

Thème

Influence des joints sur le comportement dynamique des structures irrégulières

Encadreur :

M^{eme} SMAHI

Présenté par :

MANSOURIGHania

Devant les membres de jury :

MrBENYAHIPresident

M^{eme} BOUZID

Examinatrice

Promotion: 2018/2019



REMERCIEMENT

Tout d'abord, je remerciée ALLAH, de m'avoir donné le courage de mener à bien ce modeste travail de fin d'étude.

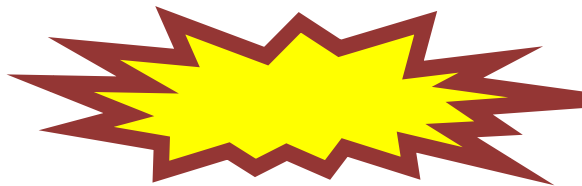
Un grand merci à mon promoteur MeSmahiRebiha qui m'a guidé pour la réalisation de cette étude et le soutien scientifique et moral qu'il nous a apporté.

Et je remerciée les membres de jury qui ont accepté de juger avec sagesse et honnêteté le présent travail de fin d'étude.

Sans oublier mes parents et ma famille qui m'as donné tout le soutien durant notre carrière scolaire.

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :
Au deux être les plus chères au monde : Ma mère et mon père.
A toute ma famille.
Tous mes amis.*



Résumé

Cette étude sur l'influence des joints sur le comportement dynamique des structures irrégulières. Cette étude concerne un bâtiment d'habitation. Pour comprendre l'influence des joints dans le comportement dynamique du bâtiment, il est nécessaire d'étudier deux structures : le bâtiment avec les joints et le même bâtiment sans les joints. Pour chaque structure, le comportement sismique est analysé, puis les principaux éléments structurels sont dimensionnés. L'emplacement des joints est très important car il affecte le comportement de l'ensemble du bâtiment.

La modélisation tridimensionnelle de la construction et le calcul des effets sismiques sont réalisés avec le programme ETABS.

Les bâtiments indépendants résultant de l'adoption de joints sont plus réguliers. Cela permet d'admettre une plus grande capacité de dissipation d'énergie, ce qui réduit les efforts sismiques. Cependant Le travail se termine par la comparaison des résultats en termes d'effets sismiques sur la structure.

Mots clés : structures irrégulières, les joints, ETABS, RPA99 modifié 2003

Abstract

This study on the influence of joints on the dynamic behavior of irregular structures.

This study concerns a residential building. To understand the influence of the joints in the dynamic behavior of the building, it is necessary to study two structures: the building with the joints and the same building without the joints. For each structure, the seismic behavior is analyzed, then the main structural elements are dimensioned. The location of the joints is very important as it affects the behavior of the entire building.

The three-dimensional modeling of the construction and the calculation of the seismic effects are carried out with the ETABS program.

Independent buildings resulting from the adoption of joints are more regular. This allows for greater power dissipation capacity, which reduces seismic efforts. However, the work ends with the comparison of the results in terms of seismic effects on the structure.

Key words: irregular structures, joints, ETABS, RPA99 modified 2003

Sommaire

<i>Introduction</i> :	1
Chapitre I : Généralité	2
I-1-Introduction :	2
I-2- <i>Les structures en béton armé</i> :	2
Structure en portique auto stable (poteau + poutre)	2
<i>a-Contreventement par portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide</i> :	2
<i>b- Contreventement par portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide</i> :	3
I-3- <i>Principes de construction des structures parasismiques</i>	3
I-3-1. <i>Diviser les formes complexes en formes simples</i>	4
I.3.2. <i>Contreventements</i> :	4
I-3.2-1. <i>Contreventement général des bâtiments</i>	5
A. Contreventement assuré par portiques	5
B-Contreventement avec voile en béton	6
I.3.3 <i>Régularité</i>	6
I.3.3.1. <i>Régularité en plan</i>	6
I.3.3.2. <i>Régularité en élévation</i> :	8
I.4. <i>Joints</i> :	8
A- <i>Joints parasismiques</i>	8
B. <i>Joint de dilatation</i>	9
C. <i>Joint de rupture</i>	10
Utilisations du joint de rupture	11
I-5- <i>calcul de la largeur de joint sismique</i>	11
Chapitre II : Etude d'une structure irrégulière (R+2)	15
II.1-Introduction :	15
II.2 Présentation de l'ouvrage:	15
II.3 Description de l'ouvrage	15
II.3.1- <i>La géométrie de la structure</i>	15
II.3.2- <i>Caractéristiques des matériaux</i> :	17
II.4.- Dimensionnement de la structure :	17

II.5.Charges appliquées	18
Chapitre III : Modélisation de la structure	20
III.1.Introduction	20
III.2.Présentation du logiciel de calcul (ETABS) :	20
III.3. Modélisation de la structure :	20
III.3.1. Les différents types d'analyses disponibles dans ETABS :	21
IV.3.2. Démarche de modélisation sur le logiciel ETABS :	21
III.4. Données dynamiques.....	21
III.5.Analyse linéaire élastique.....	22
III.5.1Définition des entrées :	22
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique de la structure	26
IV-1Introduction :	26
IV-2. Etude dynamique :	26
IV-2-A : structure sans joint :	26
IV-2.A.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :	26
IV-2.A.2.Étude sismique:	31
2-B. vérification au reversement :	35
2-C. Vérification de l'effort normal réduit:	35
2. D. Vérification de la sécurité de l'ouvrage :	36
2-D. 1.Vérification des déplacements latéraux inter-étages :	36
2. D.2. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ:	37
2. D.3. Vérification de déplacement maximal :	38
IV-2-B : structure avec joint (joint de rupture) :	40
IV-2.B.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :	40
IV-2.B.2.Étude sismique:	43
2-A. Vérification de l'Effort tranchant sismique à la base	47
2-B. vérification au reversement :	48
2-C. Vérification de l'effort normal réduit:	48
2. D. Vérification de la sécurité de l'ouvrage :	49
2-D. 1.Vérification des déplacements latéraux inter-étages :	49
2. D.2. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ:	49
2. D.3.Vérification de la largeur de joint sismique	50
IV-2-C: structure mixte :	51
IV-2.C.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :	52

IV-2.C.2.Étude sismique:	54
2-A. Vérification de l'Effort tranchant sismique à la base	56
2-B. vérification au reversement :	56
2-C. Vérification de l'effort normal réduit:	57
2. D. Vérification de la sécurité de l'ouvrage :	57
2-D. 1.Vérification des déplacements latéraux inter-étages	57
2. D.2. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ:	58
IV- 2-D-l'influence de la hauteur de bâtiment irrégulière sur le phénomène de torsion dans le cas des portiques auto-stable:.....	59
Chapitre V : analyse comparatives	61
V.1-Introduction :	61
V.2-Fréquences et modes de vibration :.....	61
V.3. Effort tranchant totale :	63
V.4. Effort tranchant par chaque étage :.....	63
V.5-Les moments :	64
V.6- Les déplacements :.....	65
V.7- Sensibilité de second ordre (P-Δ)	67
Conclusion générale	68

Liste tableaux

Tableau III. 1 Les caractéristiques dynamiques :	22
Tableau III. 2 :Les caractéristiques des matériaux.....	23
Tableau III. 3: Combinaison des charges	23
Tableau IV.A. 1 : Centre de masse et centre de rigidité.(structure sans joint)	28
Tableau IV.A. 2 :Périodes et facteurs de participation massique.	29
Tableau IV.A. 3 : Valeurs des pénalités P_q	33
Tableau IV.A. 4: Déterminations l'effort tranchant à la base : (ETABS)	34
Tableau IV.A. 5 :Vérification de l'effort tranchant sismique à la base	34
Tableau IV.A. 6: Vérification au renversement.	35
Tableau IV.A. 7: Vérification de l'effort normal réduit.....	35
Tableau IV.A. 8: Résultats des déplacements inter-étages sens X-X	37
Tableau IV.A. 9: Résultats des déplacements inter-étages sens Y-Y	37
Tableau IV.A. 10: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-X.....	38
Tableau IV.A. 11: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y-Y	38
Tableau IV.B. 1: Centre de masse et centre de rigidité (structure avec joint).....	41
Tableau IV.B. 2: Périodes et facteurs de participation massique BLOC 1.	41
Tableau IV.B. 3: Périodes et facteurs de participation massique BLOC 2.	42
Tableau IV.B. 4: Valeurs des pénalités P_q	45
Tableau IV.B. 5: Déterminations l'effort tranchant à la base : (ETABS).....	47
Tableau IV.B. 6:Vérification de l'effort tranchant sismique à la base.....	47
Tableau IV.B. 7 :Vérification au renversement.....	48
Tableau IV.B. 8 :Vérification de l'effort normal réduit.	48
Tableau IV.B. 9: Résultats des déplacements inter-étages sens X-X.....	49
Tableau IV.B. 10: Résultats des déplacements inter-étages sens Y-Y	49
Tableau IV.B. 11: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-X.....	49
Tableau IV.B. 12: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.	50
Tableau IV.C. 1: Centre de masse et centre de rigidité(structure mixte)	53
Tableau IV.C. 2: Périodes et facteurs de participation massique (structure mixte).....	53
Tableau IV.C. 3: Valeurs des pénalités P_q	55
Tableau IV.C. 4: Déterminations l'effort tranchant à la base : (ETABS)	56
Tableau IV.C. 5: Vérification de l'effort tranchant sismique à la base	56
Tableau IV.C. 6 : vérification au renversement.	57
Tableau IV.C. 7: Vérification de l'effort normal réduit.....	57
Tableau IV.C. 8: Résultats des déplacements inter-étages sens X-X	57
Tableau IV.C. 9 : Résultats des déplacements inter-étages sens Y-Y	57
Tableau IV.C. 10: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-X.....	58
Tableau IV.C. 11: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.	58
Tableau IV.D. 1: Centre de masse et centre de rigidité (structure R+9 auto-stable).....	59
Tableau. V. 1 Masse oscillante de chaque structure.....	61
Tableau. V. 2: Tableau des modes pour la structure sans joint.	61
Tableau. V. 3: Tableau des modes pour bloc 1.....	62
Tableau. V. 4: Tableau des modes pour bloc 2.....	62
Tableau. V. 5: Tableau des modes pour structure mixte.....	62

Tableau. V. 6:l'effort tranchant totale	63
Tableau. V. 7 : L'augmentation de l'effort tranchant à la base.	63
Tableau. V. 8: les moment (KN.M)	64
Tableau. V. 9: Déplacement selon X-X.....	65
Tableau. V. 10: Déplacement selon Y-Y	66
Tableau. V. 11: Sensibilité de second ordre (P-Δ).	67

Liste des figures

Figure I. 1: Ossature contreventée par portique auto stable [3]	3
Figure I. 2: Des formes complexes aux formes simples [3].....	4
Figure I. 3: Ossature en portiques (à des travées) [5].....	5
Figure I. 4: bâtiment irrégulier en plan.....	7
Figure I. 5: Régularité En Plan [6].....	7
Figure I. 6: Régularité en élévation [6].	8
Figure I. 7: Un joint parasismique entre deux bâtiments [3].	9
Figure I. 8: joint de dilatation [7].....	10
Figure I. 9: joint de rupture.....	10
Figure I.9 1: joint de rupture.....	11
Figure. II. 1: la géométrie en plan et en élévation de la structure.	16
Figure .III. 1: La forme du spectre de réponse de calcul.	22
Figure .III. 2: Applications des conditions aux limites.	24
Figure IV.A. 1: 1er mode de vibration. Figure IV.A. 2: 2eme mode de vibration	30
Figure IV.A. 3: 3eme mode de vibration.	30
Figure IV.A. 4: Schéma des poteaux fragile.	36
Figure IV.A. 5: Vérification de déplacement maximal.....	39
Figure .IV.B. 1: La structure avec joint auto-stable (bloc 1, bloc 2).	40
Figure .IV.C. 1: conditions de rigidité aux extrémités de l'épaisseur du voile.....	51
Figure .IV.C. 2: la disposition des voiles.....	52
Figure V. 1: Comparaison de l'effort tranchant pour chaque étage entre structure sans joint et structure avec un joint (bloc 1 et bloc 2) , Structure mixte sens X-X	64
Figure V. 2: Comparaison de l'effort tranchant pour chaque étage entre structure sans joint et structure avec un joint (bloc 1 et bloc 2) , Structure mixte sens Y-Y.	64
Figure V. 3: Comparaison de moment pour chaque étage entre structure sans joint et structure avec un joint (bloc 1 et bloc 2) , Structure mixte sens X-X.....	65
Figure V. 4: Comparaison de moment pour chaque étage entre structure sans joint et structure avec un joint (bloc 1 et bloc 2) , Structure mixte sens Y-Y.....	65
Figure V. 5: Déplacement selon X-X	66
Figure V. 6: Déplacement selon Y-Y.....	66

Introduction :

Pour le respect des exigences fonctionnelles, certains bâtiments présentent souvent un profil non uniforme en élévation. Par conséquent, ce type de configuration peut entraîner une distribution irrégulière des charges ou des rigidités en donnant naissance à de sérieuses concentrations de contraintes au niveau de la discontinuité et peut affecter défavorablement le comportement d'une construction sous l'action d'un tremblement de terre.

Cependant, lors d'un calcul de dimensionnement, il est nécessaire de déterminer l'effort tranchant à la base afin de connaître la répartition des forces dans les structures irrégulières lorsqu'elles sont soumises à des charges latérales dû à un séisme. Mais à cause du changement brusque de la rigidité au niveau de la discontinuité de la structure, la répartition du chargement latéral est souvent compliquée au voisinage de cet endroit. [1]

En pratique, les bâtiments à ossature en portiques en béton armé peuvent présenter deux formes géométriques différentes : forme régulière ou irrégulière. Pour la deuxième, l'irrégularité peut être en plan et/ou en élévation.

Dans la plupart des cas, les constructeurs choisissent en général la forme la plus simple pour le bâtiment à concevoir et à réaliser, forme répondant aux critères de régularité en plan et en élévation.

Elle est dite forme simple de par sa facilité de réalisation sur chantier et aussi de par son comportement favorable (sécuritaire) sous l'effet de l'action sismique. Le recours à ce type de structure n'est pas toujours possible, car dans certains cas, le concepteur est contraint de concevoir le bâtiment sous une forme irrégulière, que ce soit en plan ou en élévation, pour des raisons architecturales, d'espace disponible, de doléances du maître de l'ouvrage, de problème d'éclairage ou d'aération dans la structure ...etc. [2]

Il apparaît, lors de l'examen du comportement des structures ayant été soumises aux tremblements de terre, que les formes les plus simples sont les plus fiables. Dans ce sens, il convient de favoriser les symétries et d'éviter les angles rentrants. Lorsque les bâtiments ont des configurations irrégulières (formes en T, L, U, H, X, Y), il se développe des efforts particuliers de torsion qui peuvent même être à l'origine de leur endommagement.

Il est recommandé pour ce genre de bâtiment de diviser la structures en rectangle ou en carrée ainsi la structure répondra de manière régulière. Pour garder une structure commune, il faudra placer des joints entre les différents blocs de la structure de manière à obtenir une structure simple. Et ils sont des dispositifs constructifs qui permettent à un bâtiment de se déformer sous les effets de variations climatiques. Ils sont par ailleurs largement utilisés dans le domaine parasismique pour ramener des configurations compliquées à des formes plus simples.

Chapitre I : Généralité

Chapitre I : Généralité

I-1-Introduction :

La forme des bâtiments est l'un des paramètres architecturaux les plus importants, les bâtiments irréguliers constituent une grande partie de l'infrastructure urbaine moderne. Le groupe de personnes impliquées dans la construction des installations du bâtiment, y compris le propriétaire, l'architecte, l'ingénieur en structure, l'entrepreneur et les autorités locales, contribue à la planification générale, à la sélection du système structurel et à sa configuration. Pour un bon comportement vis-à-vis du séisme, les règlements parasismiques RPA préconisent de tendre vers des formes simples, compactes et régulières, tant en plan qu'en élévation.

I-2-Les structures en béton armé :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séismes,...), on distingue deux types de structures : structure portique auto stable et structure mixte. Les constructions en général sont soumises à trois types d'actions qui sont les actions permanentes, les actions variables et accidentelles, Parmi les actions accidentelles « le séisme ». L'endommagement des structures et occasionne des pertes de vies humaines, des dégâts irrémediables au patrimoine bâti et arrêt ou ralentissement de l'activité économique.

Structure en portique auto stable (poteau + poutre)

Les structures en portique sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales. Généralement, dans les zones de moyen à faible sismicité, les bâtiments en béton armé se composent en portiques auto stables tridimensionnelles, qui sont liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Dans la pratique, on trouve deux types de contreventement auto stable : [3]

a-Contreventement par portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide :

L'ossature est constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003 les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 5 niveaux ou 17m en zone I, 4 niveaux ou 14 m en zone II-a et 3 niveaux ou 11 m en zone II-b et III. [6]

b- Contreventement par portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide :

L'ossature est constituée de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003 les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 5 niveaux ou 17 m en zone I et 4 niveaux ou 14 m en zone II-a et 3 niveaux ou 11m en zone II-b et 2 niveaux ou 8 m en zone III. [6]



Figure I. 1: Ossature contreventée par portique auto stable [3]

I-3- Principes de construction des structures parasismiques

Ces normes posent les bases de la construction parasismique :

- Il faut privilégier les formes compactes et équilibrées par rapport à la longueur et à la largeur du bâtiment.
- Les charges sont homogènes d'un étage à un autre.
- Il faut éviter que le bâtiment ne rentre en résonance.

Chapitre I : Généralité

I-3-1. Diviser les formes complexes en formes simples

Les bâtiments possédant une architecture régulière et symétrique se comportent mieux et sont plus résistants que les bâtiments aux formes géométriques complexes. En effet, les bâtiments aux formes complexes (L, T, etc.) sont moins résistants par rapport aux bâtiments symétriques car la jonction de deux parties formant une pièce complexe est soumise à des contraintes importantes. Chaque forme géométrique possède sa propre réaction.

Ainsi, si l'on assemble un bâtiment avec des formes dissymétriques, chaque partie aura une réponse sismique différente, fragilisant alors l'ensemble de la structure et rendant presque impossible la prévision de la réaction du bâtiment lors d'un séisme. Il faut donc diviser la structure complexe en volumes élémentaires reliés par des joints parasismiques. Par exemple, les bâtiments en L entraînent des concentrations de contraintes locales au niveau des angles qui peuvent être très néfastes [3]

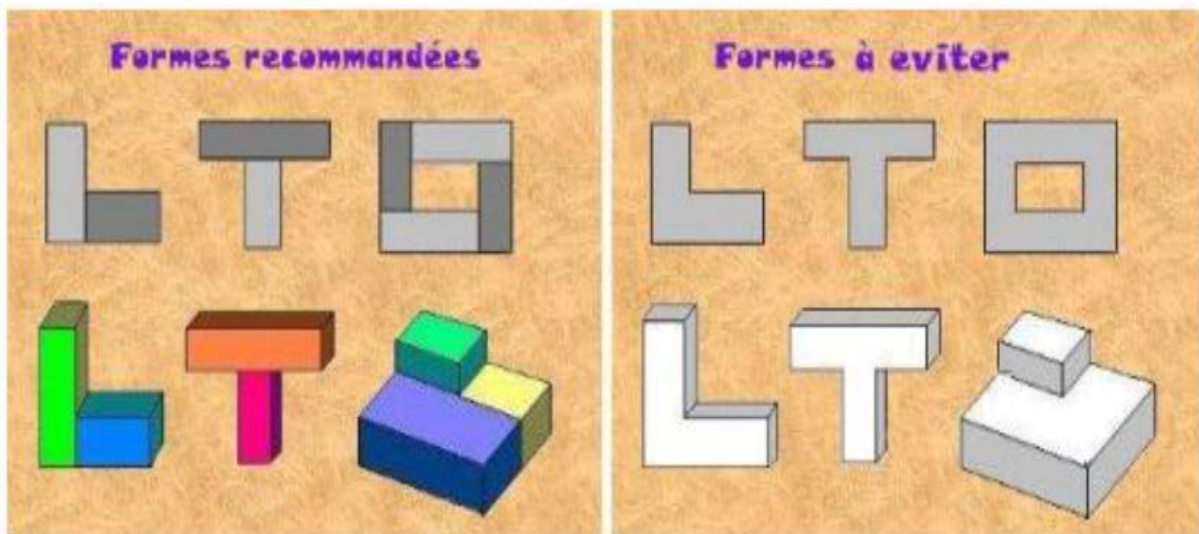


Figure I. 2: Des formes complexes aux formes simples [3].

I.3.2. Contreventements :

Le contreventement d'un bâtiment est constitué par l'ensemble des éléments structuraux capables d'assurer la résistance à un effort horizontal (vent, séisme, poussée des terres).

Ces éléments structuraux assurent la transmission de ces efforts jusqu'aux fondations de l'ouvrage et ils participent à la résistance au renversement de la structure dans son ensemble.

[4]

I-3.2-1. Contreventement général des bâtiments

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments. Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, telles celles résultant de l'action du vent, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées. Ces problèmes se posent avec une acuité particulière dans les immeubles à grand nombre d'étages.[5]

A. Contreventement assuré par portiques

Les portiques (figure 1-3) doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; cette résistance implique la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments.

À moins que l'on ne puisse prévoir, dans chaque plan de contreventement, des portiques comportant un nombre relativement important de travées, cette solution de contreventement est onéreuse, et on ne la retient guère que lorsqu'il n'est pas possible d'en choisir une autre. Il faut cependant lui reconnaître l'avantage de ne pas créer d'obstacles à la présence d'ouvertures de grandes dimensions dans le plan des portiques.[5]

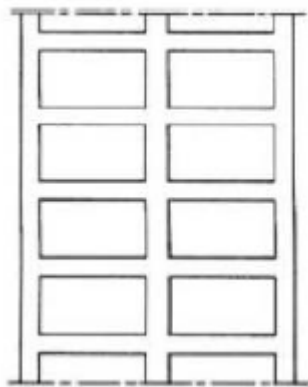


Figure I. 3:Ossature en portiques (à des travées) [5].

B-Contreventement avec voile en béton

La solution de **contreventement avec voiles en béton armé** est actuellement très répandue, très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction *transversale* des bâtiments. [5]

I.3.3 Régularité

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique. [6]

I.3.3.1. 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.

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

Chapitre I : Généralité

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier [6].



Figure I. 4: bâtiment irrégulier en plan

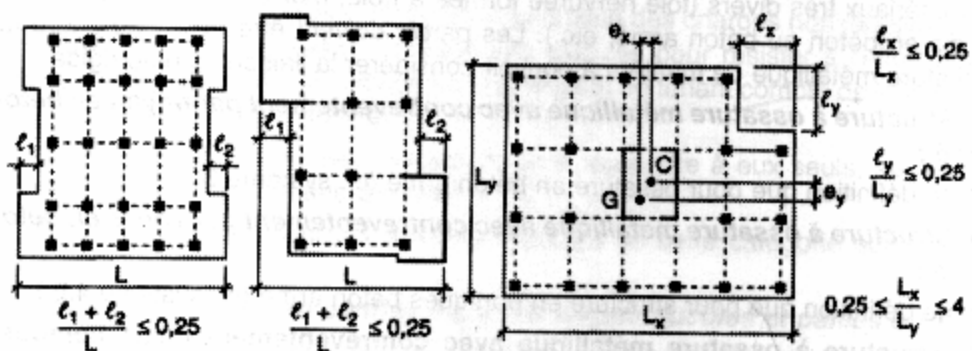


Figure I. 5: Régularité En Plan [6].

I.3.3.2. Régularité en élévation :

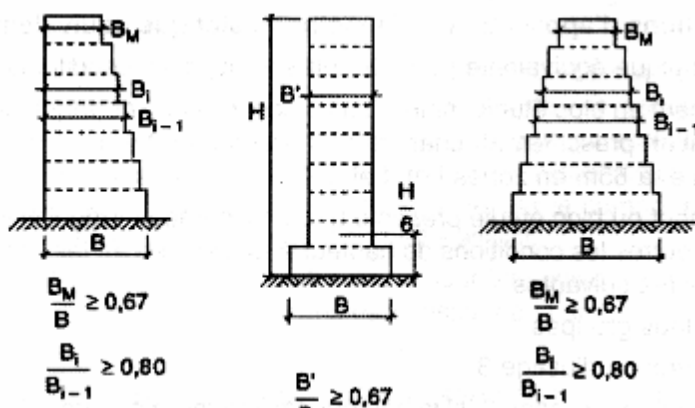


Figure I. 6: Régularité en élévation [6].

I.4. Joints :

Un joint est la partie vide entre des éléments de la construction, obturée par un produit destiné à assurer une liaison durable entre ces éléments. Un joint est une coupure (qui peut s'étendre jusqu'aux fondations) réalisée dans un ouvrage pour le diviser en plusieurs parties, chaque partie pouvant se déplacer ou se déformer librement, Un joint est donc une coupure artificielle (fausses fissures)

Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (Forme en T, U, L, H,...). [6]

A-Joints parasismiques

Ces joints sont destinés à éviter que deux constructions ou blocs de construction voisins ne se heurtent au cours du mouvement, leurs largeur doit être au moins égale à 4 cm

Les joints parasismiques doivent être disposés de façon à découper en plan les constructions en blocs de forme sensiblement rectangulaire.

Chapitre I : Généralité

Pour éviter que 2 parties d'une construction susceptibles d'être mises en mouvement pendant un séisme avec des vibrations et des tassements différentiels importants ne se touchent, on prévoit des joints sismiques dont l'épaisseur devra être calculée conformément aux règles parasismiques.[7]



Figure I. 7: Un joint parasismique entre deux bâtiments [3].

B. Joint de dilatation

Joint formé pour prendre en charge à la fois les mouvements de dilatation et de contraction de la structure causés par les variations cycliques de température et d'hygrométrie. En ouvrage de béton, le joint de dilatation fournit une discontinuité à la fois dans le béton et l'armature. L'interstice formé entre les parties adjacentes de la structure est conçu pour prendre en compte le mouvement maximal de fermeture. Une limitation des longueurs des éléments limitera leur allongement (ou rétrécissement).

C'est pourquoi les règlements imposent une distance entre joints, pour les constructions en béton armé, d'une façon générale :

- De 25m pour les régions à fortes variations thermiques ou très sèches (montagne, désert).
- De 50m dans les régions humides et tempérées.
- Ces distances sont doublées pour les constructions en acier (figure I. 8)[7]

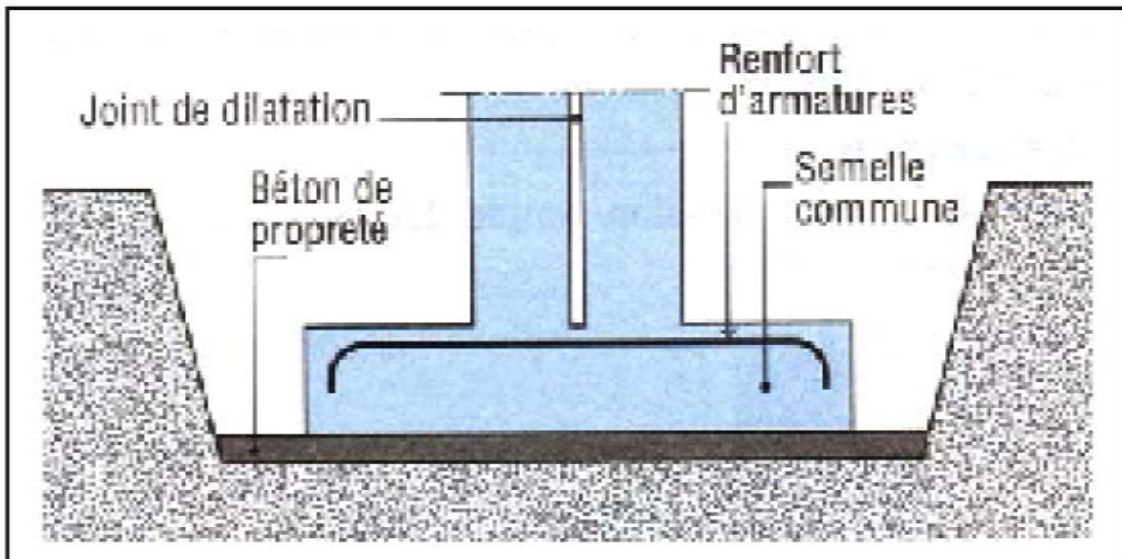


Figure I. 8: joint de dilatation [7].

C. Joint de rupture

Doit être prévu entre deux parties mitoyennes d'un ouvrage où entre deux ouvrages mitoyens quand il existe des risques de tassements différentiels pour des ouvrages de poids différents ou avec sol à changement brusque de compressibilité. Les joints de rupture sont eux aussi placés sur toute la hauteur et toute la largeur du bâtiment.

Un joint de rupture est indispensable entre un bâtiment ancien et un nouveau bâtiment mitoyen même si les charges sont sensiblement identiques, pour éviter les désordres dus au tassement ou à la consolidation du sol sous le bâtiment récent.

Dans le cas d'un joint de rupture, les semelles comme les porteurs verticaux, sont coupés en deux. Au droit du joint, il existe deux semelles. Distinctes sous chacun des deux porteurs verticaux. [7]

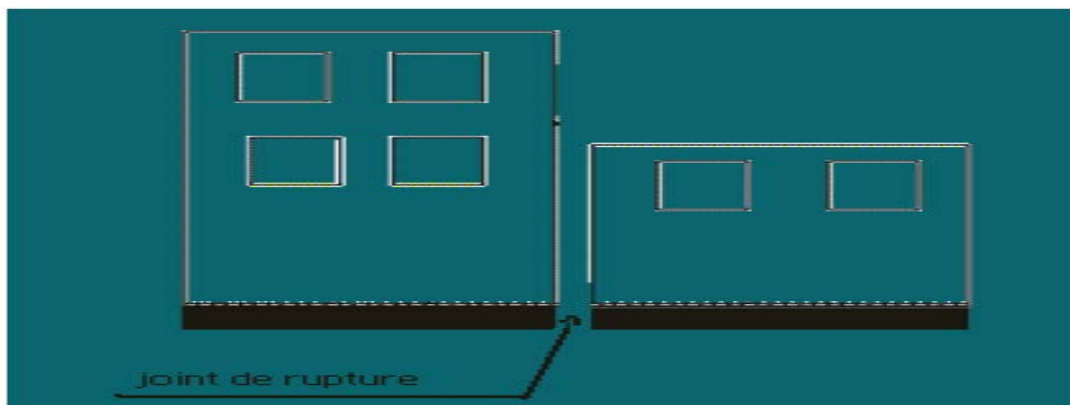


Figure I. 9: joint de rupture

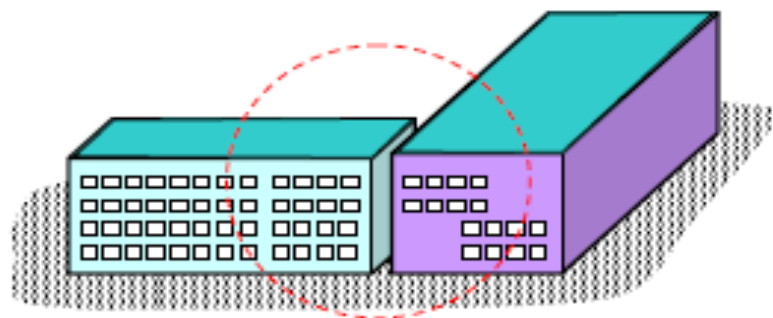


Figure I.9 1: joint de rupture

Utilisations du joint de rupture

Le joint de rupture est majoritairement posé sur des bâtiments de grande taille. Il prend naissance depuis le sol et permet de diviser un bâtiment en deux entités distinctes.

C'est un joint dit de structure qui doit être effectué par exemple.

- entre l'habitation et le garage attenant ;
- entre deux murs ;
- entre deux structures de hauteurs différentes dès lors que les divergences sont conséquentes, ainsi, tout tassement entre ces deux parties peut être évité ;
- lorsqu'un bâtiment est construit dans une zone sismique ;
- en présence de voûtes, comme c'est le cas pour les ponts.

Les ingénieurs confrontés à des travaux de fortification doivent se livrer à un mode de calcul précis pour évaluer les forces horizontales et verticales des parties d'un édifice. C'est ainsi qu'est déterminé un joint de rupture. Il ne s'improvise pas.

Bon à savoir : le joint de rupture est différent du joint de dilatation. Celui-ci sert à absorber les tassements différentiels et variations de dimensions des différents éléments d'une construction, dus notamment aux divergences de températures ou à l'infiltration des eaux, voire à des fondations insuffisamment profondes. Toutefois, les deux joints sont incontournables pour ne pas avoir à pâtir du phénomène de fissuration.

I-5- calcul de la largeur de joint sismique

Selon RPA :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale satisfait la condition suivante selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.8):

Chapitre I : Généralité

$d=15\text{mm}+(\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$. Et δ_1, δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon : (l'article 4.4.3 RPA99/V2003) au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Nous avons

Selon EC8 :

Les structures doivent être simples et régulières (en plan et en hauteur). Si ensemble, la structure doit être divisée dynamiquement en unités. Comme indiqué à l'article 2.2.4.1 de l'EC8 :

$$\Delta = \sqrt{d_1^2 + d_1^2}$$

Chapitre II :
Etude d'une structure irrégulière (R+2)
Etude d'une structure irrégulière (R+2)

Chapitre II : Etude d'une structure irrégulière (R+2)

II.1-Introduction :

La conception parasismique d'un bâtiment, ou plus généralement d'un ouvrage, consiste à opter pour une architecture qui lui confère un bon comportement lorsqu'il est exposé à un tremblement de terre. Sa concerne la **forme d'ensemble du bâtiment et le choix du système porteur**, c'est à dire son organisation en plan et en élévation, sa configuration et la disposition des éléments de la structure principale (poteaux, poutres ; etc...).

II.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment de forme irrégulière (figure II.1) à usage d'habitation en béton armé, contreventé par portique. Ce bâtiment est composé d'un rez-de-chaussée plus deux étages(R+2).

Le projet est implanté à TIZI-OUZOU, qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone II-a).

Notre bâtiment, comporte :

- Un rez de chaussée (habitation).
- Deux étages à usage d'habitation.

Zone sismique : (Tizi-Ouzou, Zone II-a) [PRA 99 Ver.2003-Tab 4.1]

Groupe d'usage : bâtiment d'habitation, groupe 2 [PRA 99 Ver.2003-Tab 4.1]

Classification de site : Site meuble S3

Système structurel : portique (poteaux- poutres)

II.3 Description de l'ouvrage

II.3.1-La géométrie de la structure

➤ **Dimensions en élévation :**

- Hauteur total du bâtiment **9.18m**.
- Hauteur du rez chaussée **3.06m**.
- Hauteur de l'étage courant **3.06m**.

➤ **Dimensions en plan :**

- Longueur totale **12.30m.**
- Largeur totale **12.30m**

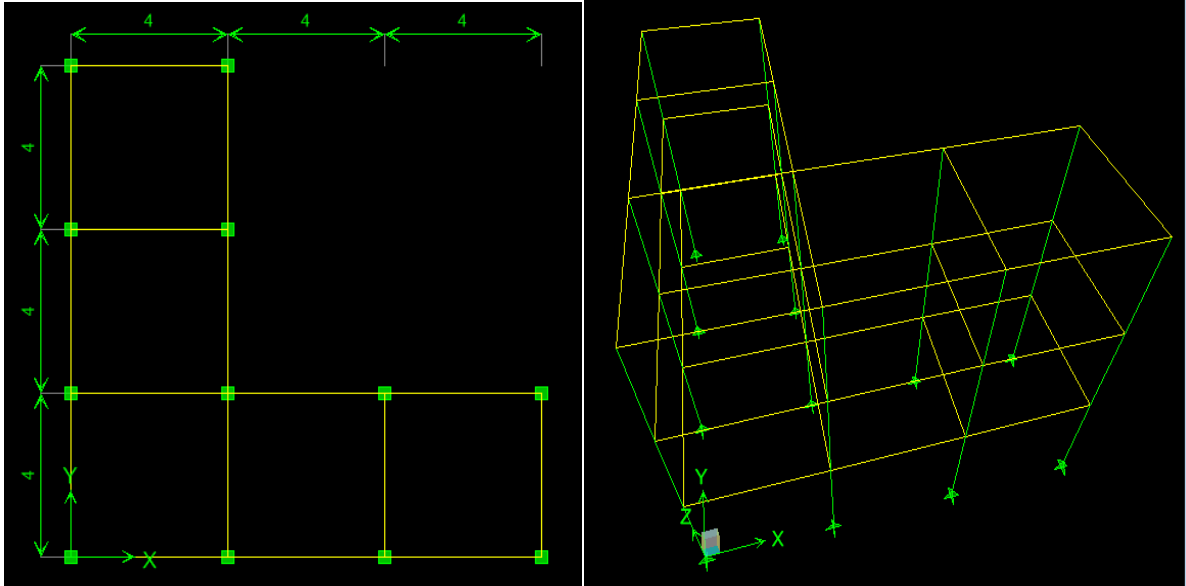


Figure. II. 1: la géométrie en plan et en élévation de la structure.

➤ **Etude de la régularité du bâtiment**

Les bâtiments doivent présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales, ainsi que 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.

La longueur totale de la structure $L_x=12,00\text{m}$

La largeur totale de la structure $L_y=12,00\text{m}$

Régularité en plan :

Sens XX :

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{8}{12} = 0.66 > 0.25 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Sens YY :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{8}{12} = 0.66 > 0.25 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Régularité en élévation :

D'après l'article 3.5.ade RPA99V2003 :

$$\frac{B_M}{B} \geq 0.67 \Rightarrow \frac{4}{4} = 1 > 0.67 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Toutes les conditions de la régulation en élévation sont vérifiées, mais non en plan.

Donc la structure est irrégulière en plan et régulière en élévation, d'après l'article 3.5.ade RPA99V2003

II.3.2- Caractéristiques des matériaux :

➤ Béton :

Le béton qui sera utilisé pour la construction doit être conforme aux règlements exigés par le B.A.E.L 91. La masse volumique du béton armé est de 2500 kg/m³.

La résistance à la compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La résistance à la traction du béton $f_{t2} = 2,1 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité instantané $E_{ij} : 32164,2 \text{ MPa}$

➤ Acier :

Les caractéristiques mécaniques suivantes :

Acier HA: $f_{e400fe} = 400 \text{ MPa}$.

II.4.- Dimensionnement de la structure :

La structure est dimensionnée et vérifiée selon le code de béton aux états limites (BAEL91) et le règlement parasismique algérien (RPA2003).

• Les poteaux

Poteaux 40x40 cm² [RDC].

Poteaux 35x35 cm² [1^{er} étage].

Poteaux 30x30 cm² [2^{ème} étage].

• Les poutres

Poutres principale 25x30 cm²

Poutres secondaires 25x30 cm²

• Plancher

Plancher en corps creux (16+4) cm

II.5-Charges appliquées

Le bâtiment considéré est à usage d'habitation à planchers en corps creux de type (16+4) ; les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

Les charges permanentes (G) du plancher courant sont évaluées à 5.1 KN/m^2 et celles du plancher terrasse à 5.8 KN/m^2 .

Les charges d'exploitation (Q) du plancher courant sont de 1.5 KN/m^2 , celles du plancher terrasse de 1 KN/m^2 .

Chapitre III : Modélisation de la structure

Chapitre III : Modélisation de la structure

III.1.Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier le bâtiment contreventé par portiques auto-stables, présenté au chapitre II, L'étude se fait en utilisant le logiciel ETABS version 9.7.0.

III.2.Présentation du logiciel de calcul (ETABS) :

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé ETABS.

Pour déterminé :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI.etc). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

III.3. Modélisation de la structure :

Le logiciel d'ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils

Chapitre III : Modélisation de la structure

disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique

III.3.1. Les différents types d'analyses disponibles dans ETABS :

Le programme offre la possibilité d'analyses suivantes

- ✓ Analyse statique linéaire.
- ✓ Analyse P-Delta.
- ✓ Analyse statique non linéaire.
- ✓ Analyse dynamique.

III.3.2. Démarche de modélisation sur le logiciel ETABS :

- ✓ choix de l'unité.
- ✓ création d'un nouveau fichier.
- ✓ définition des éléments.
- ✓ définition des caractéristiques des matériaux.
- ✓ définition de la dimension des éléments.
- ✓ définition des cas de charges.
- ✓ introduction de la donnée pour l'étude sismique (spectre).
- ✓ Définition des combinaisons des charges.
- ✓ Condition aux limites.
- ✓ Concentration des masses.
- ✓ l'Analyse.

III.4. Données dynamiques

- Selon le RPA 99, V2003, notre bâtiment est classé en zone de sismicité « II -a», classe 2. Quant au sol est classé en S3.
- Concernant l'action sismique, elle est introduite sous forme de spectre de réponse généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte (figure III.2). Les données dynamiques nécessaires pour le calcul sont résumées dans le tableau III.1.

Chapitre III : Modélisation de la structure

Coefficient de comportement	Amortissement	Facteur de qualité
R = 5	$\xi = 7\%$	Q = 1,1

Tableau III. 1 Les caractéristiques dynamiques :

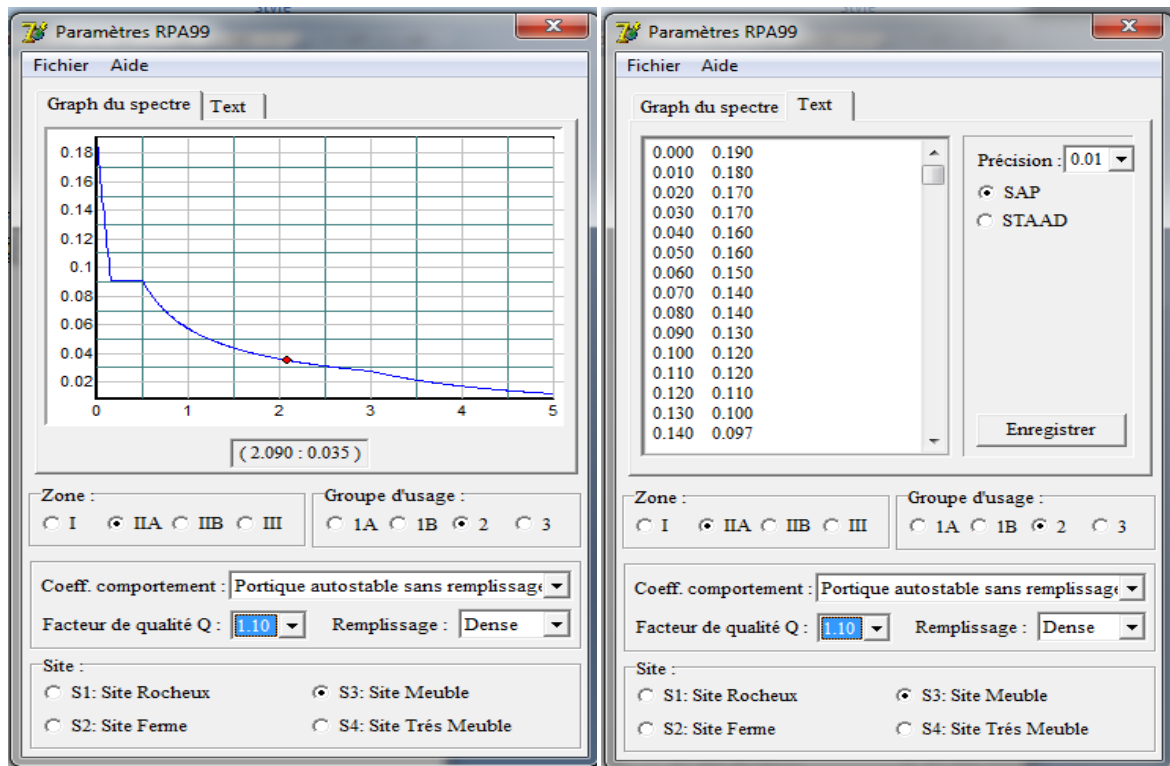


Figure .III. 1: La forme du spectre de réponse de calcul.

III.5. Analyse linéaire élastique

La modélisation avec le logiciel ETABS permet de ne considérer que les éléments structuraux. Quant aux éléments non-structuraux, ils sont modélisés, soit par masses concentrées aux nœuds, ou bien par des charges qui s'ajoutent au poids des éléments structuraux.

III.5.1 Définition des entrées :

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

A. Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés

Define>Materials>AddNewMaterial

Chapitre III : Modélisation de la structure

Caractéristique de matériau	Valeur
Poids volumique du béton	25 KN/m ³
masse volumique du béton	2,5 Kg/m ³
Module de Young	32164200 KN/m ²
contrainte max du béton à la compression	25000 KN/m ²

Tableau III. 2 : Les caractéristiques des matériaux

B. Définition des sections « Poteaux et poutres »

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires de type "Frame" en passant par le chemin suivant : **Define > Frame sections > Add New Properties**

C. Définition du chargement statique de la structure

Define > Static load cases...: G=1 ET Q=0.

D. Définition du chargement sismique de la structure :

Dans les deux sens X et Y **Define > Response spectrum functions**

E. Combinaison

Afin de définir les différentes combinaisons nous empruntons le chemin suivant : **Define > Load Combinations**.

Le tableau suivant III.3, résume les différentes combinaisons considérées.

Type de combinaison	Equation	
Fondamentale	ELU	1,35G+1,5Q
	ELS	G+Q
Accidentelle	0,8 G ± E	
	G+Q±1.2E	
	G+Q±E	

Tableau III. 3: Combinaison des charges

F. Diaphragme :

Le plancher est considéré comme étant un diaphragme rigide. Pour le définir, il faut passer par :

Assign > Joint /Point > diaphragms > Add New diaphragms

G. Conditions aux limites

Concernant les conditions aux limites la structure est supposée encastree à sa base. Pour les définir il faut assigner les conditions d'appuis rigides à la base des poteaux, en passant par le chemin : **Assign > Joint /Point > Restraints**

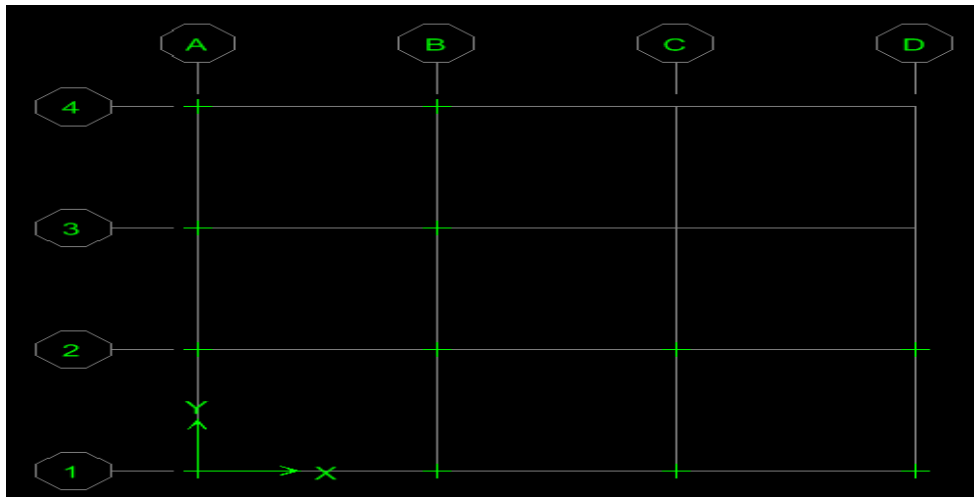


Figure .III. 2: Applications des conditions aux limites.

H. Définition de la masse source :

G + 0,2 Q

Define > Mass source > Add New Mass Source.

I. Application des charges

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

- **Chargement des planchers : Assign > area Loads > Uniform.**

J. Analyse spectrale

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

Define > Functions > Response Spectrum > Add New Function

Exécution de l'analyse : **Analyze > RunAnalysis.**

Chapitre IV:

Etude dynamique et sismique de la structure

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique de la structure

IV-1 Introduction :

De nos jours, les contraintes d'espace et la complexité accrue des conceptions architecturales conduisent, dans de nombreux cas, à la mise en place de structures irrégulières.

Cette étude de cas porte sur l'influence des joints structuraux sur le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé. Cette étude concerne un immeuble résidentiel de plan irrégulier.

Pour comprendre l'influence des joints structuraux sur le comportement sismique du bâtiment, il est nécessaire d'étudier deux structures : le bâtiment avec joints et le même bâtiment sans joints.

IV-2. Etude dynamique :

IV-2-A : structure sans joint :

IV-2.A.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

➤ **Centre de torsion :**

C'est le centre des rigidités des éléments de contreventement. Le centre de gravité (centre des masses) dépend de la géométrie de la surface construite, soit de la distribution architecturale. Donc le concepteur de la structure résistance de notre ouvrage doit disposer les éléments de contreventement judicieusement pour faire coïncider le centre de torsion avec le centre de gravité ou du moins réduire l'excentricité afin d'annuler le moment de torsion ($e_x=0$) ou de le réduire (si $e_x \neq 0$).

Les coordonnées de centre de masse d'un élément discrétisé sont données par la formule suivant :

$$X_c = \frac{\sum X_i * I_{xi}}{\sum I_{xi}} \qquad Y_c = \frac{\sum Y_i * I_{yi}}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

I_{xi} : Inertie d'un élément par rapport l'axe(X).

I_{yi} : Inertie d'un élément par rapport l'axe(Y).

X_i : abscisse du centre gravité de l'élément par rapport l'axe (OX).

Y_i : abscisse du centre gravité de l'élément par rapport l'axe (OY).

➤ **Le centre de masse :**

Le centre de masse est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,..., etc.).

On tiendra compte les éléments suivants :

- planchers.
- poutres.
- poteaux.

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées de centre de masse d'un élément discrétisé sont données par la formule suivant :

$$X_G = \frac{\sum m_i * X_i}{\sum m_i} \qquad Y_G = \frac{\sum Y_i * m_i}{\sum m_i}$$

Remarque :

En réalité le calcul manuel de la masse totale (par étage) ainsi que la position du centre de masse (par étage) ne sont pas nécessaires. En effet, ETABS calcul et affiche automatiquement les deux facteurs cités précédemment (la masse et le centre de masse du plancher sont calculés uniquement lorsque le plancher est modélisé par un diaphragme).

➤ **Calcul de l'excentricité :**

❖ **L'excentricité théorique :**

L'excentricité représente la différence de distance entre le centre de masse et le centre de torsion pour un niveau (n).

- $e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$
- $e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$

❖ **L'excentricité accidentelle**

L'article « 4.2.7 du RPA » exige une excentricité au moins égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$\begin{cases} e_x \leq 5\%L_x \text{ avec} & 5\%L_x = 0.05 * 12 = 0.6m \\ e_y \leq 5\%L_y \text{ avec} & 5\%L_y = 0.05 * 12 = 0.6m \end{cases}$$

Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Story	D	Centre de gravité		Centre de rigidité		L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		observation
		XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex	ey	
STORY 1	D1	4.442	4.442	4.35	4.35	0.092	0.092	0.6m	0.6m	ok
STORY 2	D2	4.436	4.436	4.23	4.23	0.206	0.206			ok
STORY 3	D3	4.421	4.421	4.196	4.196	0.225	0.225			ok

Tableau IV.A. 1 : Centre de masse et centre de rigidité.(structure sans joint)

➤ **Analyse dynamique :**

L'analyse dynamique disponible dans l'**ETABS** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

• **Analyse modale :**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et les fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices $[K]$ et $[M]$ de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

➤ **Nombre de modes à considérer :**

1^{ère} condition :

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer 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 trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

2^{ème} condition :

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

$K \geq 3N$; $T_k \leq 0.20 \text{ sec.}$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

➤ **Mode de vibration et participation massique :**

Les résultats obtenus par logiciel (ETABS) sont représenté dans le tableau ci-dessous :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	Nature
1	0.885176	44.0041	44.0041	44.0041	44.0041	4.5332	4.5332	Translation X-X
2	0.879517	46.3485	46.3485	90.3526	90.3526	0	4.5332	Translation Y-Y
3	0.787682	2.3493	2.3493	92.7019	92.7019	88.3686	92.9018	Torsion
4	0.228459	2.9042	2.9042	95.6061	95.6061	0	92.9018	/
5	0.228403	2.899	2.899	98.5051	98.5051	0.0009	92.9027	/
6	0.20469	0.0014	0.0014	98.5065	98.5065	5.6359	98.5385	/
7	0.105019	0.7217	0.7217	99.2281	99.2281	0.0272	98.5657	/
8	0.104658	0.7473	0.7473	99.9755	99.9755	0	98.5657	/
9	0.093377	0.0245	0.0245	100	100	1.4343	100	/

Tableau IV.A. 2 : Périodes et facteurs de participation massique.

Résultat : La somme des masses modales effectives (> 90%) pour revoir, le cas échéant, le nombre de modes à retenir. (Condition Art4.3.4 RPA99 est vérifiée pour 03 modes).

➤ **La période fondamentale de la structure :**

• **Interprétation :**

- Ce modèle présente une période fondamentale **T**= 0.885176.
- Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.
- Le troisième mode est un mode de torsion.

• **Estimation de la période fondamentale de la structure selon le RPA99 :**

Les valeurs de T calculé par logiciel **ETABS** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes.

T= ? : Période fondamentale de la structure, donnée par la formule empirique (**A4.2.4 R.P.A99/2003**):

$$T_{\text{empirique}} = \min \begin{cases} C_T \cdot h_N^{3/4} \begin{cases} C_T = 0,075 \rightarrow T = 0,4s \\ h_N = 9,18m \end{cases} \\ \frac{0,09 \cdot h_N}{\sqrt{D}} \begin{cases} D_x = 12m \\ D_y = 12m \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0,24 s \\ T_y = 0,24 s \end{cases} \end{cases}$$

$$T_{\text{empirique}} = \begin{cases} T_{\text{empirique}} / xx = \min (0,4, 0,24) \rightarrow T_{\text{empirique}} / xx = 0,24s \\ T_{\text{empirique}} / yy = \min (0,4, 0,24) \rightarrow T_{\text{empirique}} / yy = 0,24s \end{cases}$$

$$T_{\text{analytique}} = \begin{cases} T_{\text{analytique}} / xx = 0,885176 s > 1,3 \cdot T_{\text{empirique}} / xx = 0,312s \\ T_{\text{analytique}} / yy = 0,885176 s > 1,3 \cdot T_{\text{empirique}} / yy = 0,312s \end{cases}$$

T calcul=0,312s

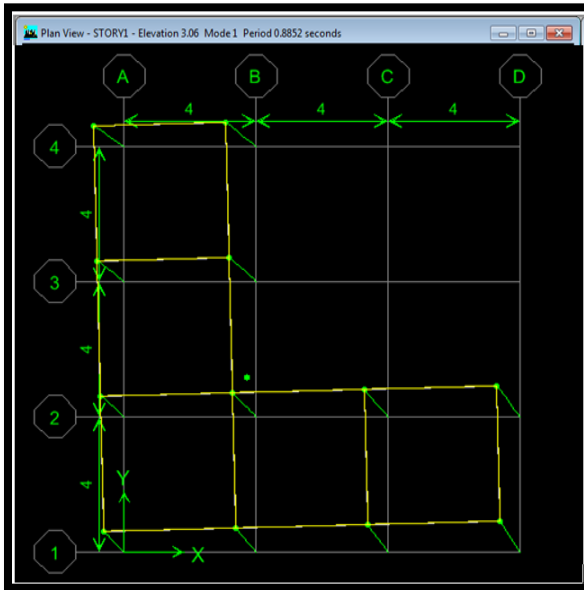


Figure IV.A. 1: 1er mode de vibration.

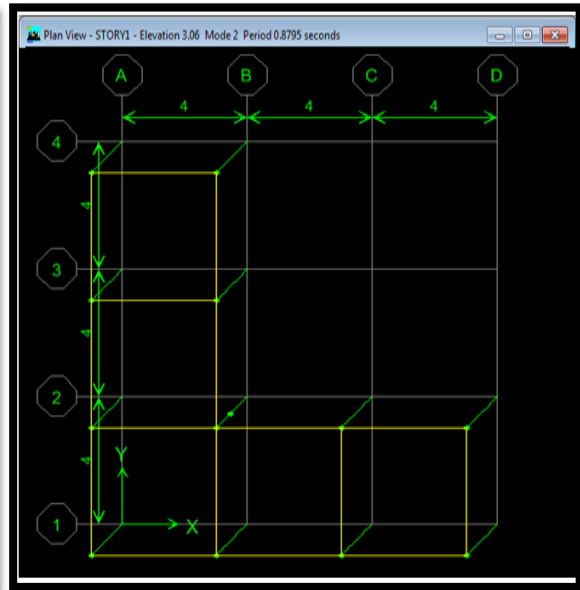


Figure IV.A. 2: 2eme mode de vibration

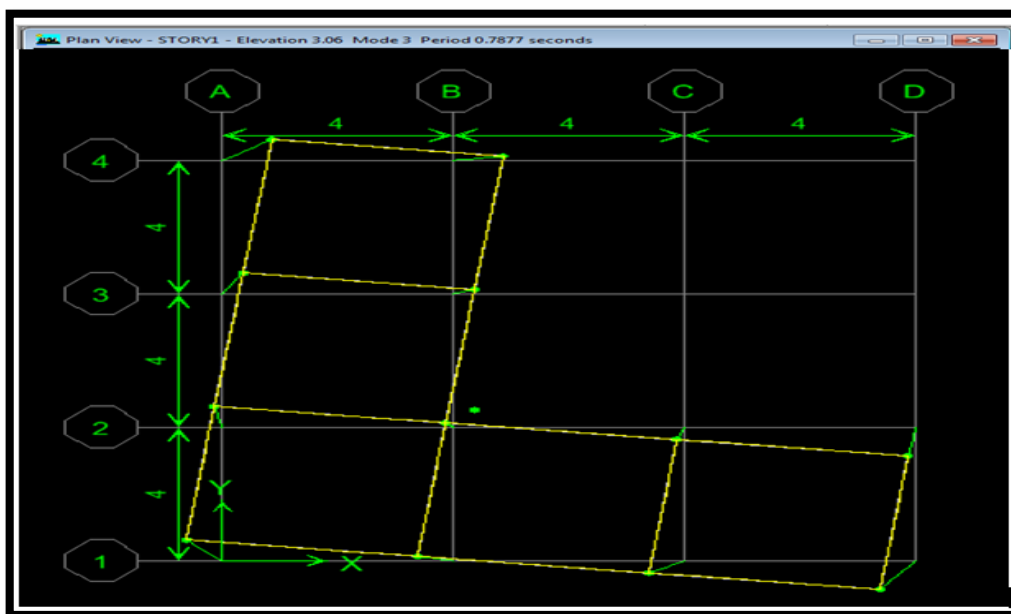


Figure IV.A. 3: 3eme mode de vibration.

IV-2.A.2. Étude sismique :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

✓ **Choix de la méthode de calcul :** (Article 4-1 RPA 99 ver 2003).

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 version 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent 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 accélérogramme.

➤ **Méthode statique équivalente :**

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

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

- une ductilité suffisante.
- la capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

➤ **Méthode d'analyse modale spectrale :**

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 calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ **Méthode d'analyse dynamique par accélérographe :**

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 accélérogramme réels.

✓ **Conclusion :**

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est irrégulière en plan).cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2.b du R.P.A99 ver2003 (Zone II et groupe d'usage 2, la hauteur est inférieure ou à 7 niveaux ou 23m.), donc la méthode utilisable la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique maximum est donnée sous la forme d'effort tranchant avec la méthode statique équivalente à la base de la structure :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \text{ (Art 4.2.3 RPA99/version 2003)}$$

▪ **Coefficient d'accélération A**

Notre ouvrage a les paramètres suivants :

- Zone sismique :II-a(TIZI-OUZOU).
- Groupe d'usage : 2

D'après le (RPA99, chapitre IV, Tab 4.1, Art 4.2.3), le coefficient d'accélération

$$A= 0.15 \quad .$$

▪ **Coefficient de comportement de la structure R**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 4.2.3 du R.P.A99/2003.

Notre structure a un système Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide, ce qui implique selon le R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera :

$$R=5$$

▪ **Facteur de qualité Q**

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique de la structure

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

(Tableau (4.4) page 45 RPA99 ver 2003).

Critère	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0.05
3. Régularité en plan.	0.05
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l' exécution.	0

Tableau IV.A. 3 : Valeurs des pénalités P_q .

$$\Rightarrow Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.1 \quad \Rightarrow Q = 1.1$$

- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
 $T_1 = 0.15 \quad T_2 = 0.5$ (site meuble S3, tableau (4.7) page 50 RPA 99 ver 2003)
- $W = 3151.86 \text{ KN}$ (poids total de la structure déterminé de l'ETABS)
- $D = ?$: **facteur d'amplification moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/version 2003})$$

✓ Pour calculer il faut d'abord calculer la période fondamentale, et cette dernière on a été calculé précédemment : **T calcul=0,312s**

$$\Rightarrow 0 \leq T = 0.312s \leq T_2 = 0.5s \quad \Rightarrow D = 2,5\eta$$

✓ η : **facteur de correction d'amortissement** donné par la formule (art4.3 RPA99 version2003):

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Valeurs de ξ (%) (Tableau 4.2 RPA99 version 2003)

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} \Rightarrow \eta = 0.88$$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 * 0.88 \Rightarrow D = 2.2$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \Rightarrow V = \frac{0,15.2,2.1,1}{5} . 3245.96 \Rightarrow V = 235,66KN$$

2-A. Vérification de l'Effort tranchant sismique à la base :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
STORY3	EX	Top		0	81.59	2.04	429.814	0	0
STORY3	EX	Bottom		0	81.59	2.04	429.814	6.251	249.66
STORY3	EY	Top		0	2.04	81.59	429.814	0	0
STORY3	EY	Bottom		0	2.04	81.59	429.814	249.66	6.251
STORY2	EX	Top		0	141.07	3.7	751.133	6.251	249.66
STORY2	EX	Bottom		0	141.07	3.7	751.133	17.543	674.499
STORY2	EY	Top		0	3.7	141.07	751.133	249.66	6.251
STORY2	EY	Bottom		0	3.7	141.07	751.133	674.499	17.543
STORY1	EX	Top		0	180.22	4.72	964.578	17.543	674.499
STORY1	EX	Bottom		0	180.22	4.72	964.578	31.995	1215.719
STORY1	EY	Top		0	4.72	180.22	964.578	674.499	17.543
STORY1	EY	Bottom		0	4.72	180.22	964.578	1215.719	31.995

La résultante des forces sismiques à la base V_D (KN)	
$V_{D/xx}$	$V_{D/yy}$
180.22	180.22

Tableau IV.A. 4: Déterminations l'effort tranchant à la base : (ETABS)

Selon l'article A.4.3.6 /R.P.A99/03, la résultante des forces sismiques à la base V_D 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_S pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D < 0.80 V_S$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V_S / V_D$.

Spectre	V_D	$V = V_s$	$80\% V_s$	$0.8V_s < V_{dyn}$
E_x	180.22KN	235,66KN	188,66KN	CNV
E_y	180.22KN	235,66KN	188,66KN	CNV

Tableau IV.A. 5 : Vérification de l'effort tranchant sismique à la base

❖ Bien remarqué que la structure ne vérifié pas la condition :
 $V_{dynamique} < 0.8V_{statique}$

2-B. vérification au renversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$M_s \geq 1,5M_r \text{ (RPA99/ version 2003, Art.4.4.1).}$$

M_r : Moment de renversant obtenu depuis les résultats d'analyse (ETABS) :

M_s : Moment de stabilisant $M_s = W \cdot G$

W : poids total du bâtiment. G : centre de gravité.

sens	W(KN)	G(m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	$1,5M_r$ (KN.m)	observation
X-X	3245.96	4.4	14282.22	1215.719	1823,58	CV
Y-Y	3245.96	4.4	114282.22	1215.719	1823,58	CV

Tableau IV.A. 6: Vérification au renversement.

2-C. Vérification de l'effort normal réduit:

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N : l'effort normal maximal.

B_c : L'air de section brute.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Story	Column	Load	Loc	P
STORY1	C6	GQ12EX MIN	0	-506.5
STORY1	C6	GQ12EY MIN	0	-506.5
STORY1	C6	GQEX MIN	0	-505.73
STORY1	C6	GQEY MIN	0	-505.73
STORY1	C6	GQ12EX MIN	1.38	-500.98
STORY1	C6	GQ12EY MIN	1.38	-500.98
STORY1	C6	GQEX MIN	1.38	-500.21
STORY1	C6	GQEY MIN	1.38	-500.21
STORY1	C6	GQEX MAX	0	-498.03
STORY1	C6	GQEY MAX	0	-498.03
STORY1	C6	GQ12EX MAX	0	-497.26
STORY1	C6	GQ12EY MAX	0	-497.26
STORY1	C6	GQ12FX MIN	2.76	-495.46

Zone	Section	N(KN)	f_{c28} (Mpa)	N_{rd} (KN)	Vérification
II-a	40x40	506.5	25	0.12	Vérifiée

Tableau IV.A. 7: Vérification de l'effort normal réduit

D'après les résultats précédents, nous constatons qu'un nombre des poteaux présentant un risque de rupture fragile par effort normal de compression, et ces poteaux (**C6**) sont représentés dans la figure ci-dessous :

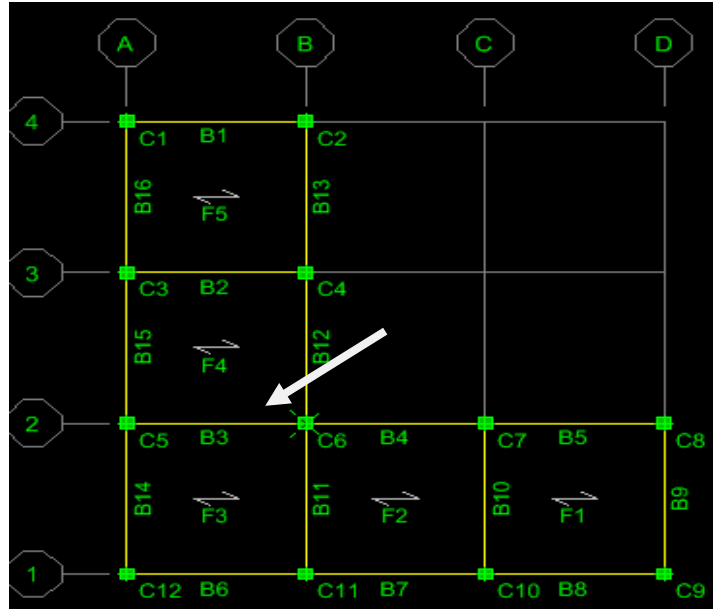


Figure IV.A. 4: Schéma des poteaux fragile RDC.

2. D. Vérification de la sécurité de l'ouvrage :

2-D. 1. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le **RPA99/version2003**, consiste à la vérification des déplacements inter –étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1. -la stabilité structurelle.
2. -l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.
3. -le confort humain durant et après les effets du séisme.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k$$

Avec : $\overline{\Delta}_k = 0,01 h_e$

h_e : représente la hauteur de l'étage.

Où : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{(k-1)}$

Δ_k : correspond au déplacement relatif au niveau **k** par rapport au niveau **k-1**.

Avec :

δ_k : Déplacements horizontaux au niveau **k** ; $\delta_k = R\delta_{ek}$.

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

Résultats des déplacements inter-étages :

Par les résultats de la méthode modale spectrale :

L'effet de torsion est pris en charge par l'ETABS.

Dans les tableaux qui suivent on définit les paramètres suivants ;

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{(k-1)}$ (Avec **k** désigne le niveau considéré).

Coefficient de comportement ; **R=5**.

Sens X-X :

Story	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	$\overline{\Delta_k}$	observation
NIV3	0.0145	5	0,073	0.014	0.0306	ok
NIV2	0.0117	5	0,059	0.024	0.0306	ok
NIV1	0.007	5	0,035	0.035	0.0306	NON

Tableau IV.A. 8: Résultats des déplacements inter-étages sens X-X

Sens Y-Y :

Story	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	$\overline{\Delta_k}$	observation
NIV3	0.0145	5	0,073	0.014	0.0306	ok
NIV2	0.0117	5	0,059	0.024	0.0306	ok
NIV1	0.007	5	0,035	0.035	0.0306	NON

Tableau IV.A. 9: Résultats des déplacements inter-étages sens Y-Y

❖ Le bâtiment ne vérifie pas les conditions.

2. D.2. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Si : $\theta_k < 0,10$, les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si : $0,10 < \theta_k < 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si : $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "k"

$$P_k = \Sigma (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

$$V_k = \Sigma F_i$$

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

h_k : Hauteur de l'étage k.

Les résultats de logiciel ETABS sont présentés dans le tableau suivant :

Sens X-X

Story	P_k	Δ_k (m)	V_k	h_k	$P_k \cdot \Delta_k$	$V_k \cdot h_k$	θ_k	observation
NIV3	1082.62	0.014	81.59	3.06	15,16	249,67	0,06	ok
NIV2	2147.08	0.024	141.07	3.06	51,53	431,67	0,12	NON
NIV1	3245.96	0.035	180.22	3.06	113,61	551,47	0,21	NON

Tableau IV.A. 10: Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X-X

Sens Y-Y :

Story	P_k	Δ_k (m)	V_k	h_k	$P_k \cdot \Delta_k$	$V_k \cdot h_k$	θ_k	observation
NIV3	1082.62	0.014	81.59	3.06	15,16	249,67	0,06	ok
NIV2	2147.08	0.024	141.07	3.06	51,53	431,67	0,12	NON
NIV1	3245.96	0.035	180.22	3.06	113,61	551,47	0,21	NON

Tableau IV.A. 11: Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y-Y

2. D.3. Vérification de déplacement maximal :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H}{500} \text{ Avec : la hauteur total de structure.}$$

$$f = \frac{H}{500} = \frac{9,18}{500} = 0,02$$

$$\delta_x^{\max} = 0.02 \leq 0,02 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

$$\delta_y^{\max} = 0.02 \leq 0,02 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

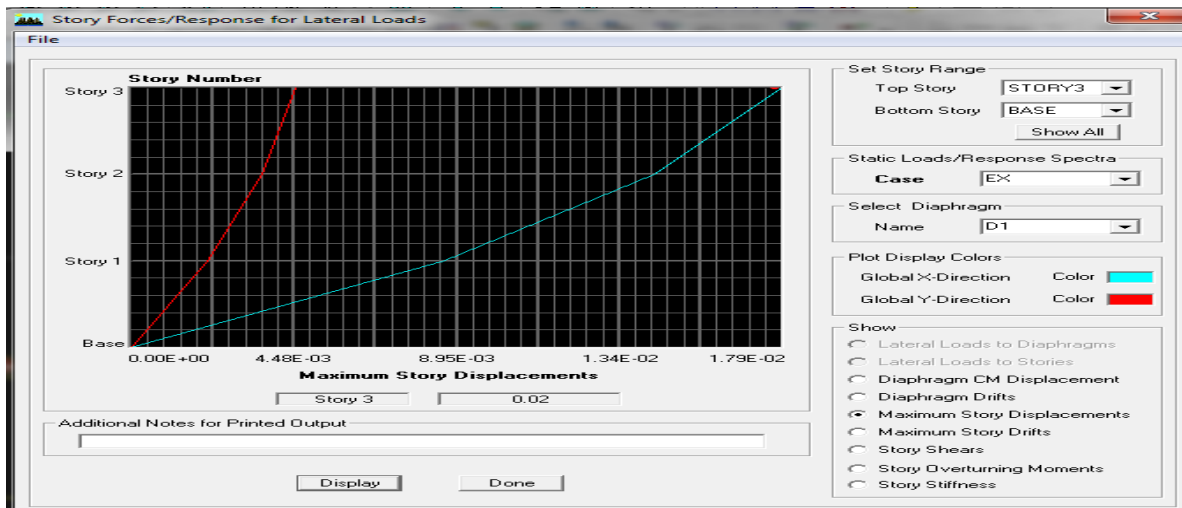


Figure IV.A. 5: Vérification de déplacement maximal.

Résultats :

La structure sans joint ne vérifie pas les conditions de RPA99V2003.

IV-2-B : structure avec joint (joint de rupture) :

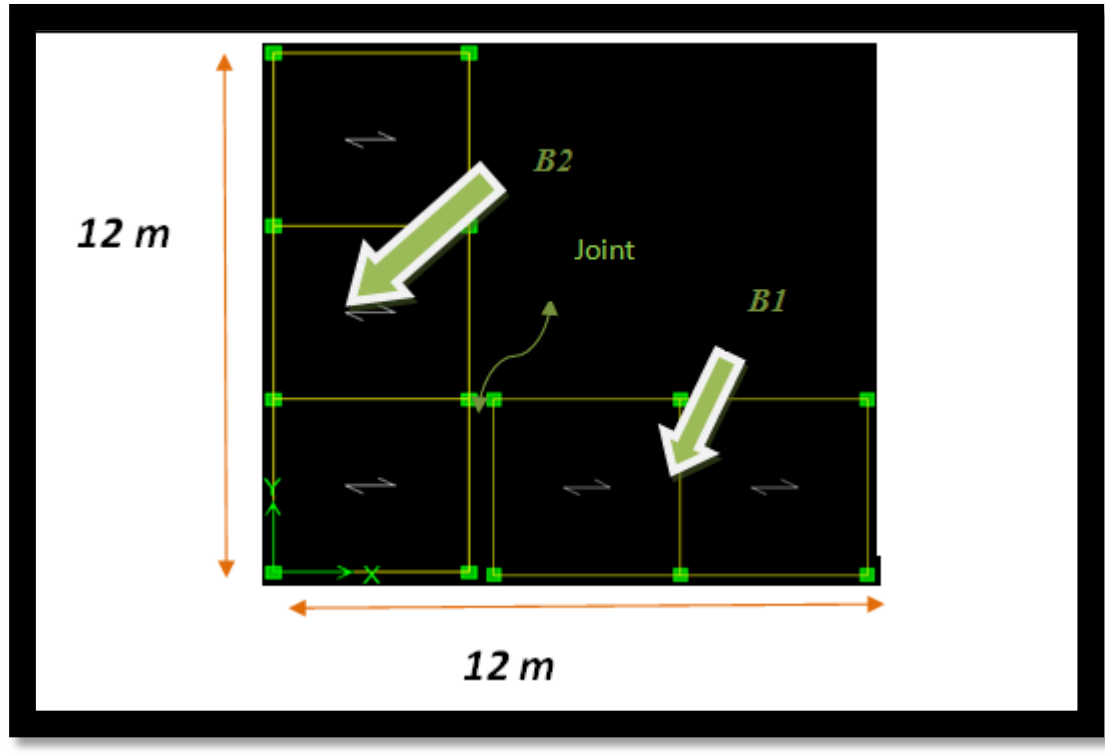


Figure .IV.B. 1: La structure avec joint auto-stable (bloc 1, bloc 2).

IV-2.B.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

➤ **Calcul de l'excentricité :**

❖ **L'excentricité accidentelle**

L'article « 4.2.7 du RPA » exige une excentricité au moins égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$\text{Bloc1} : \begin{cases} e_x \leq 5\%L_x \text{ avec} & 5\%L_x = 0.05 * 8 = 0.4m \\ e_y \leq 5\%L_y \text{ avec} & 5\%L_y = 0.05 * 4 = 0.2m \end{cases}$$

$$\text{Bloc2} : \begin{cases} e_x \leq 5\%L_x \text{ avec} & 5\%L_x = 0.05 * 4 = 0.2m \\ e_y \leq 5\%L_y \text{ avec} & 5\%L_y = 0.05 * 12 = 0.6m \end{cases}$$

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique de la structure

Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau ci-après :

	Story	D	Centre de gravité		Centre de rigidité		L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		observation
			XCM	YCM	XCR	YCR	e _x	e _y	e _x	e _y	
Bloc 1	STORY1	D1	4	2	4	2	0	0	0.4	0.2	ok
	STORY2	D2	4	2	4	2	0	0			ok
	STORY3	D3	4	2	4	2	0	0			ok
Bloc 2	STORY1	D1	2	6	2	6	0	0	0.2	0.6	ok
	STORY2	D2	2	6	2	6	0	0			ok
	STORY3	D3	2	6	2	6	0	0			ok

Tableau IV.B. 1: Centre de masse et centre de rigidité (structure avec joint).

❖ En remarque que la structure avec un joints pas de torsion.

➤ *Mode de vibration et participation massique::*

Les résultats obtenus par logiciel (ETABS) sont représenté dans le tableau ci-dessous :

Bloc 1

Mode	période	UX	Uy	ΣUX	Σ Uy	Rz	Σ Rz	Nature
1	0.877064	0	92.2185	0	92.2185	0	0	Translation Y-Y
2	0.797797	92.6859	0	92.6859	92.2185	0	0	Translation X-X
3	0.718164	0	0	92.6859	92.2185	93.328	93.328	Torsion
4	0.217037	0	6.1714	92.6859	98.3899	0	93.328	/
5	0.207798	5.8147	0	98.5006	98.3899	0	93.328	/
6	0.186871	0	0	98.5006	98.3899	5.2888	98.6168	/
7	0.096494	0	1.6101	98.5006	100	0	98.6168	/
8	0.095368	1.4994	0	100	100	0	98.6168	/
9	0.086056	0	0	100	100	1.3832	100	/

Tableau IV.B. 2: Périodes et facteurs de participation massique BLOC 1.

Bloc 2 :

Mode	période	UX	Uy	ΣUX	Σ Uy	Rz	Σ Rz	
1	0.923435	92.2237	0	92.2237	0	0	0	Translation X-X
2	0.805452	0	92.9088	92.2237	92.9088	0	0	Translation Y-y
3	0.762328	0	0	92.2237	92.9088	92.9743	92.9743	Torsion
4	0.228299	6.166	0	98.3897	92.9088	0	92.9743	/
5	0.213629	0	5.6513	98.3897	98.5602	0	92.9743	/
6	0.19601	0	0	98.3897	98.5602	5.5709	98.5452	/
7	0.101368	1.6103	0	100	98.5602	0	98.5452	/
8	0.099441	0	1.4398	100	100	0	98.5452	/
9	0.0894	0	0	100	100	1.4548	100	/

Tableau IV.B. 3: Périodes et facteurs de participation massique BLOC 2.

Résultat : La somme des masses modales effectives (> 90%) pour revoir, le cas échéant, le nombre de modes à retenir. (Condition Art4.3.4 RPA99 est vérifiée pour 03 modes).

La période fondamentale de la structure :

- **Interprétation :**

Bloc 1

- Ce modèle présente une période fondamentale **T=0.797797s**.
- Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.
- Le troisième mode est un mode de torsion.

- **Estimation de la période fondamentale de la structure selon le RPA99 :**

Les valeurs de T calculé par logiciel **ETABS** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes.

T= ? : Période fondamentale de la structure, donnée par la formule empirique (**A4.2.4**

R.P.A99/2003):

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \cdot h_N^{3/4} \left\{ \begin{array}{l} C_T = 0,075 \rightarrow T = 0.4s \\ h_N = 9,18m \end{array} \right. \\ \frac{0,09 \cdot hN}{\sqrt{D}} \left\{ \begin{array}{l} D_x = 8m \\ D_y = 4m \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.29 s \\ T_y = 0.4 s \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$T_{\text{empirique}} = \begin{cases} T_{\text{empirique}} / xx = \min(0.4, 0.29) \rightarrow T_{\text{empirique}} / xx = 0,29s \\ T_{\text{empirique}} / yy = \min(0.4, 0.4) \rightarrow T_{\text{empirique}} / yy = 0,4s \end{cases}$$

$$T_{\text{analytique}} = \begin{cases} T_{\text{analytique}} / xx = 0.797797 > 1,3.T_{\text{empirique}} / xx = 0.38s \\ T_{\text{analytique}} / yy = 0.877064 s > 1,3.T_{\text{empirique}} / yy = 0.5s \end{cases}$$

$$T_{\text{calcul}} = \begin{cases} T_x = 0.38s \\ T_y = 0.5s \end{cases}$$

Bloc 2 :

- Ce modèle présente une période fondamentale $T=0.923435s$.
- Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.
- Le troisième mode est un mode de torsion.

• Estimation de la période fondamentale de la structure selon le RPA99 :

$$T_{\text{empirique}} = \min \begin{cases} C_T \cdot h_N^{3/4} \begin{cases} C_T = 0,075 \\ h_N = 9,18m \end{cases} \rightarrow T = 0.4s \\ \frac{0,09 \cdot h_N}{\sqrt{D}} \begin{cases} D_x = 4m \\ D_y = 12m \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0.4s \\ T_y = 0.24s \end{cases} \end{cases}$$

$$T_{\text{empirique}} = \begin{cases} T_{\text{empirique}} / xx = \min(0.4, 0.4) \rightarrow T_{\text{empirique}} / xx = 0,4s \\ T_{\text{empirique}} / yy = \min(0.4, 0.24) \rightarrow T_{\text{empirique}} / yy = 0,24s \end{cases}$$

$$T_{\text{analytique}} = \begin{cases} T_{\text{analytique}} / xx = 0.923435 > 1,3.T_{\text{empirique}} / xx = 0.5s \\ T_{\text{analytique}} / yy = 0.805452 s > 1,3.T_{\text{empirique}} / yy = 0.312s \end{cases}$$

$$T_{\text{calcul}} = \begin{cases} T_x = 0.5s \\ T_y = 0.312s \end{cases}$$

IV-2.B.2.Étude sismique :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

✓ **Choix de la méthode de calcul :** (Article 4-1 RPA 99 ver 2003).

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en

vigueur à savoir le « **RPA99 version 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent 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 accélérogramme.

➤ **Méthode statique équivalente:**

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

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

- une ductilité suffisante.
- la capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

➤ **Méthode d'analyse modale spectrale :**

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 calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ **Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

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 accélérogramme réels.

✓ **Conclusion :**

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié (**2 bloc**) sont vérifiées (car la structure est irrégulière en plan). cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2.b du R.P.A99 ver2003 (Zone II et groupe d'usage 2, la hauteur est inférieure ou à 7 niveaux ou 23m.), donc la méthode utilisable la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique maximum est donnée sous la forme d'effort tranchant avec la méthode statique équivalente à la base de la structure :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \text{ (Art 4.2.3 RPA99/version 2003)}$$

▪ **Coefficient d'accélération *A***

Notre ouvrage a les paramètres suivants :

- Zone sismique : II-a (TIZI-OUZOU).
- Groupe d'usage : 2.

D'après le (RPA99, chapitre IV, Tab 4.1, Art 4.2.3), le coefficient d'accélération

$$A = 0.15$$

▪ **Coefficient de comportement de la structure *R***

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 4.2.3 du R.P.A99/2003.

Notre structure a un système Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide, ce qui implique selon le R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera :

$$R = 5$$

▪ **Facteur de qualité *Q***

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

(Tableau (4.4) page 45 RPA99 ver 2003).

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

Tableau IV.B. 4: Valeurs des pénalités P_q

$$\Rightarrow Q_1 = 1 + \sum Pq = 1 + 0 \Rightarrow Q_1 = 1$$

$$Q_2 = 1 + \sum Pq = 1 + 0 \Rightarrow Q_2 = 1$$

- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
 $T_1 = 0.15$ $T_2 = 0.5$ (site meuble S3, tableau (4.7) page 50 RPA 99 ver 2003)
- poids total de la structure déterminé de l'ETABS :
 - ❖ $W_1 = 1346.08$ KN
 - ❖ $W_2 = 1979.37$ KN
- $D = ?$: **facteur d'amplification moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/version 2003})$$

✓ Pour calculer il faut d'abord calculer la période fondamentale, et cette dernière on a été calculé dans ce précède :

$$\text{Bloc 1 T calcul} = \begin{cases} T_x = 0.38s \\ T_y = 0.5s \end{cases}$$

$$\text{Bloc 2T calcul} = \begin{cases} T_x = 0.5s \\ T_y = 0.312s \end{cases}$$

Et pour les 2 blocs on a :

$$\Rightarrow 0 \leq T \leq T_2 = 0.5s \Rightarrow D = 2,5\eta$$

✓ η : **facteur de correction d'amortissement** donné par la formule (art4.3 RPA99 version2003):

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Valeurs de ξ (%)(Tableau 4.2 RPA99 version 2003)

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} \Rightarrow \eta = 0.88$$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 * 0.88 \Rightarrow D = 2,2$$

Calcul de l'effort tranchant :

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

$$V_1 = \frac{0,15.2,2.1}{5} . = 1346,08 \Rightarrow V_1 = 88,84 \text{KN}$$

$$V_2 = \frac{0,15.2,2.1}{5} . 1979,37 \Rightarrow V_2 = 130,64 \text{KN}$$

2-A. Vérification de l'Effort tranchant sismique à la base

Bloc1									Bloc2								
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY3	EX	Top	0	32.44	0	71.36	0	0	STORY3	EX	Top	0	44.58	0	294.243	0	0
STORY3	EX	Bottom	0	32.44	0	71.36	0	99.256	STORY3	EX	Bottom	0	44.58	0	294.243	0	136.422
STORY3	EY	Top	0	0	31.04	136.592	0	0	STORY3	EY	Top	0	0	47.81	105.187	0	0
STORY3	EY	Bottom	0	0	31.04	136.592	94.993	0	STORY3	EY	Bottom	0	0	47.81	105.187	146.305	0
STORY2	EX	Top	0	56.76	0	125.459	0	99.256	STORY2	EX	Top	0	76.71	0	509.284	0	136.422
STORY2	EX	Bottom	0	56.76	0	125.459	0	270.388	STORY2	EX	Bottom	0	76.71	0	509.284	0	366.795
STORY2	EY	Top	0	0	53.79	237.969	94.993	0	STORY2	EY	Top	0	0	83.55	184.64	146.305	0
STORY2	EY	Bottom	0	0	53.79	237.969	256.708	0	STORY2	EY	Bottom	0	0	83.55	184.64	398.273	0
STORY1	EX	Top	0	72.73	0	161.465	0	270.388	STORY1	EX	Top	0	97.6	0	651.594	0	366.795
STORY1	EX	Bottom	0	72.73	0	161.465	0	489.242	STORY1	EX	Bottom	0	97.6	0	651.594	0	659.216
STORY1	EY	Top	0	0	68.57	305.001	256.708	0	STORY1	EY	Top	0	0	107.07	237.653	398.273	0
STORY1	EY	Bottom	0	0	68.57	305.001	462.411	0	STORY1	EY	Bottom	0	0	107.07	237.653	720.641	0

La résultante des forces sismiques à la base Vd(KN)		
	V _D /xx	V _D /yy
Bloc 1	72.73	68.57
Bloc 2	97.6	107.07

Tableau IV.B. 5: Déterminations l'effort tranchant à la base : (ETABS)

Selon l'article A.4.3.6 /R.P.A99/03, la résultante des forces sismiques à la base VD 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 VS pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $VD < 0.80VS$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 VS/VD$.

	Spectre	V _D	V = V _s	80% V _s	0.8V _s < V _{dyn}
Bloc1	E _x	72.73KN	88,84KN	71,07KN	CV
	E _y	68.57KN	88,84KN	71,07KN	CNV
Bloc 2	E _x	97.6KN	130,64KN	104,51KN	CNV
	E _y	107.07KN	130,64KN	104,51KN	CV

Tableau IV.B. 6: Vérification de l'effort tranchant sismique à la base

❖ Bien remarqué que la structure avec un joint a vérifié la condition :
V dynamique < 0.8Vstatique

2-B. vérification au renversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$M_s \geq 1,5M_r. \text{(RPA99/ version 2003, Art.4.4.1).}$$

M_r : Moment de renversant obtenu depuis les résultats d'analyse (ETABS) :

$$M_s: \text{Moment de stabilisant } M_s = W \cdot \frac{L}{2}$$

W : poids total du bâtiment.

	sens	W(KN)	L(m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	$1,5M_r$ (KN.m)	observation
Bloc 1	X-X	1346.08	8	5384,32	489.242	733,86	CV
	Y-Y	1346.08	4	2692,16	462.411	693,62	CV
Bloc 2	X-X	1979.37	4	3958,74	659.216	988,82	CV
	Y-Y	1979.37	12	11876,22	720.641	1080,96	CV

Tableau IV.B. 7 : Vérification au renversement.

2-C. Vérification de l'effort normal réduit:

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N: l'effort normal maximal.

B_c : L'air de section brute.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

	Zone	Section	N(KN)	f_{c28} (Mpa)	N_{rd} (KN)	Vérification
Bloc1	II-a	40x40	386.94	25	0,1	Vérifiée
Bloc2	II-a	40x40	399.43	25	0.1	Vérifiée

Tableau IV.B. 8 : Vérification de l'effort normal réduit.

2. D. Vérification de la sécurité de l'ouvrage :

2-D. 1. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Sens X-X :

	Story	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	$\overline{\Delta_k}$	Observation
Bloc1	NIV3	0.0116	5	0.058	0.011	0.0306	Ok
	NIV2	0.0094	5	0.047	0.018	0.0306	ok
	NIV1	0.0057	5	0.029	0.029	0.0306	ok
Bloc 2	NIV3	0.0143	5	0.0715	0.0145	0.0306	ok
	NIV2	0.0114	5	0.057	0.027	0.0306	ok
	NIV1	0.006	5	0.03	0.03	0.0306	ok

Tableau IV.B. 9: Résultats des déplacements inter-étages sens X-X

Sens Y-Y :

	Story	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	$\overline{\Delta_k}$	observation
Bloc 1	NIV3	0.0134	5	0.067	0.0135	0.0306	ok
	NIV2	0.0107	5	0.0535	0.0235	0.0306	ok
	NIV1	0.006	5	0.03	0.03	0.0306	ok
Bloc 2	NIV3	0.0118	5	0.059	0.0115	0.0306	ok
	NIV2	0.0095	5	0.0475	0.0185	0.0306	ok
	NIV1	0.0058	5	0.029	0.029	0.0306	ok

Tableau IV.B. 10: Résultats des déplacements inter-étages sens Y-Y

2. D.2. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Sens X-X

	Story	P_k	$\Delta_k(m)$	V_k	h_k	$P_k \cdot \Delta_k$	$V_k \cdot h_k$	θ_k	observation
Bloc 1	NIV3	445.81	0.011	32.44	3.06	4,9	99,27	0,05	ok
	NIV2	887.34	0.018	56.76	3.06	15,97	173,69	0.09	Ok
	NIV1	1346.08	0.029	72.73	3.06	39,04	222,55	0.17	ok
Bloc 2	NIV3	658.08	0.0145	44.58	3.06	9,54	136,41	0,07	ok
	NIV2	1307.25	0.027	76.71	3.06	35,3	234,73	0.15	Ok
	NIV1	1979.37	0.03	97.6	3.06	59,38	298,66	0.19	ok

Tableau IV.B. 11: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-X

Sens Y-Y :

	Story	P_k	$\Delta_k(m)$	V_k	h_k	$P_k \cdot \Delta_k$	$V_k \cdot h_k$	θ_k	observation
Bloc 1	NIV3	445.81	0.0135	31.04	3.06	6,02	94,98	0,06	ok
	NIV2	887.34	0.0235	53.79	3.06	20,85	164,6	0,12	Ok
	NIV1	1346.08	0.03	68.57	3.06	40,38	209,82	0,19	ok
Bloc 2	NIV3	658.08	0.0115	47.81	3.06	7,57	146,3	0,05	ok
	NIV2	1307.25	0.0185	83.55	3.06	24,18	255,66	0,09	Ok
	NIV1	1979.37	0.029	107.07	3.06	57,4	327,63	0,17	ok

Tableau IV.B. 12: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.

Résultats :

La structure avec un joint vérifie les conditions de RPA99V2003.

2. D.3. Vérification de la largeur de joint sismique

Selon RPA :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale satisfait la condition suivante selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.8):

$d = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$. Et δ_1, δ_2 déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon : (l'article 4.4.3 RPA99/V2003) au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Nous avons

$\delta_1 = 58\text{mm}, \delta_2 = 71,5\text{mm}$, le joint sismique existant est de $d = 40 \text{ mm}$.

$d = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$ $d = 15\text{mm} + (58+71,5) = 144,5 \text{ mm} \geq 40\text{mm}$

Donc : = 60 mm **Vérifié (Zone II-a).**

Selon CE8 :

Les structures doivent être simples et régulières (en plan et en hauteur). Si ensemble, la structure doit être divisée dynamiquement en unités. comme indiqué à l'article 2.2.4.1 de la CE8 :

$$\Delta = \sqrt{d_1^2 + d_1^2} \Rightarrow \Delta = \sqrt{58^2 + 71,5^2} \Rightarrow \Delta = 92,06\text{mm} \Rightarrow \Delta = \mathbf{60\text{mm (Zone II-a)}}.$$

IV-2-C: structure mixte :

✚ Le pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 de R.P.A 99 (version 2003), les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement. D'après l'article 7.7.1 de R.P.A 99 (version 2003) : Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition : $L > 4a$ telle que :

L : longueur de voile

a : épaisseur du voile

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

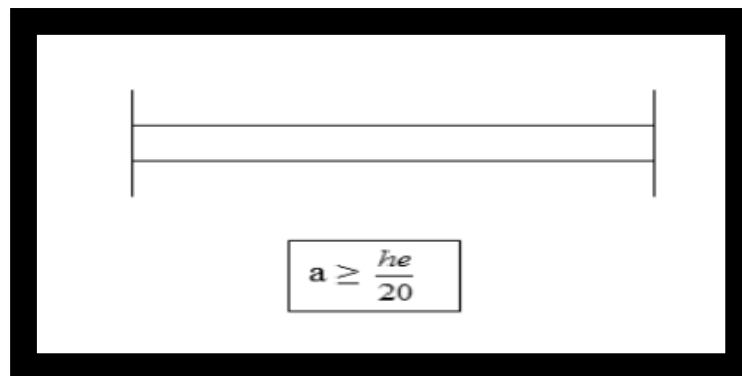


Figure .IV.C. 1: conditions de rigidité aux extrémités de l'épaisseur du voile.

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de l' RPA 99: L'épaisseur minimale e Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de l' RPA 99: L'épaisseur minimale $e_{min} = 15\text{cm}$.

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3.06\text{m}$ et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \max \left(e_{min}, \frac{h_e}{20} \right) \quad e \geq \max \left(15, \frac{306}{20} \right) ; \text{ on adopte une épaisseur du voile : } e = 20\text{cm}.$$

Vérification selon RPA99/2003:

Pour le RDC ; 1^{er} et 2^{ème} étage: $L > 4a \rightarrow 306-30=276 \text{ cm} > 4 \times 20=80\text{cm.} \rightarrow \text{C.V}$

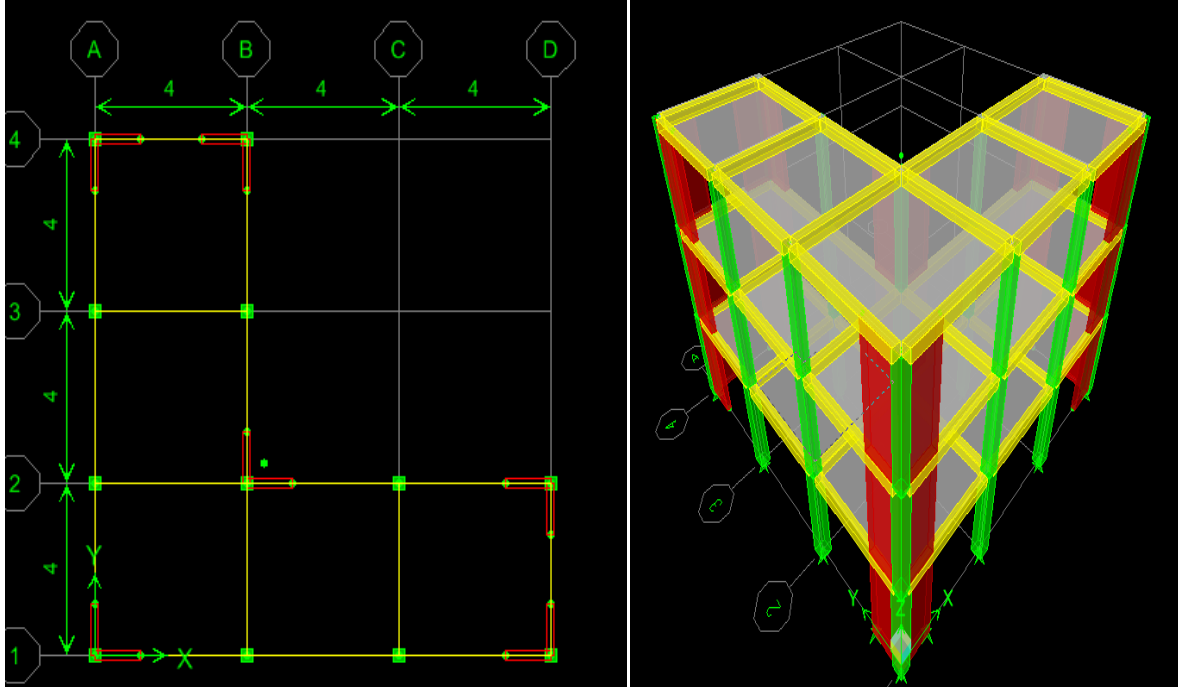


Figure .IV.C. 2: la disposition des voiles.

IV-2.C.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

- **Calcul de l'excentricité :**
- **L'excentricité accidentelle**

L'article « 4.2.7 du RPA » exige une excentricité au moins égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$\begin{cases} e_x \leq 5\%L_x \text{ avec} & 5\%L_x = 0.05 * 12 = 0.6m \\ e_y \leq 5\%L_y \text{ avec} & 5\%L_y = 0.05 * 12 = 0.6m \end{cases}$$

Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Story	D	Centre de gravité		Centre de rigidité		L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		observatio n
		XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex	ey	
STORY1	D1	4.526	4.526	3.333	3.333	1.193	1.193	0.6m	0.6m	Non
STORY2	D2	4.522	4.522	4.148	4.148	0.374	0.374			ok
STORY3	D3	4.468	4.468	4.875	4.875	0.407	0.407			ok

Tableau IV.C. 1: Centre de masse et centre de rigidité (structure mixte)

Remarque : en remarque qu'il y a risque de torsion dans le 1^{ère} niveau

➤ **Mode de vibration et participation massique :**

Les résultats obtenus par logiciel (ETABS) sont représenté dans le tableau ci-dessous :

Mode	période	UX	Uy	ΣUX	Σ Uy	Rz	Σ Rz	
1	0.290872	40.1801	40.1801	40.1801	40.1801	0	0	translation
2	0.270914	39.5987	39.5987	9.7787	79.7787	0.0951	0.0951	Translation
3	0.229408	0.0128	0.0128	79.7915	79.7915	82.7199	82.815	torsion
4	0.058606	7.8432	7.8432	87.6347	87.6347	0	82.815	/
5	0.052412	8.388	8.388	96.0227	96.0227	0.469	83.284	/
6	0.043229	0.0516	0.0516	96.0743	96.0743	12.5051	95.7891	/
7	0.034589	0.0619	0.0619	96.1362	96.1362	0.049	95.8381	/
8	0.034589	0.0629	0.0629	96.1991	96.1991	0	95.8381	/
9	0.034512	0.0608	0.0608	96.2599	96.2599	0	95.8381	/

Tableau IV.C. 2: Périodes et facteurs de participation massique (structure mixte)

La période fondamentale de la structure :

• **Interprétation :**

- Ce modèle présente une période fondamentale $T=0.290872.s$
- Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.
- Le troisième mode est un mode de torsion.

• **Estimation de la période fondamentale de la structure selon le RPA99 :**

Les valeurs de T calculé par logiciel **ETABS** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes.

T= ? : Période fondamentale de la structure, donnée par la formule empirique (**A4.2.4 R.P.A99/2003**):

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \cdot h_N^{3/4} \left\{ \begin{array}{l} C_T = 0,075 \rightarrow T = 0.4s \\ h_N = 9,18m \end{array} \right. \\ \frac{0,09 \cdot h_N}{\sqrt{D}} \left\{ \begin{array}{l} D_x = 12m \\ D_y = 12m \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.24 s \\ T_y = 0.24 s \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$T_{\text{empirique}} = \begin{cases} T_{\text{empirique}} / xx = \min (0.4, 0.24) \rightarrow T_{\text{empirique}} / xx = 0,24s \\ T_{\text{empirique}} / yy = \min (0.4, 0.24) \rightarrow T_{\text{empirique}} / yy = 0,24s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{\text{empirique}} / xx = 0.24s < T_{\text{analytique}} / xx = 0.290872 s = 0.3 < 1,3 \cdot T_{\text{empirique}} / xx = 0.312s \\ T_{\text{empirique}} / yy = 0.24s < T_{\text{analytique}} / yy = 0.270914s = 0.3 < 1,3 \cdot T_{\text{empirique}} / yy = 0.312s \end{cases}$$

T calcul= T analytique ⇒ T=0.3s

IV-2.C.2.Étude sismique :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \text{ (Art 4.2.3 RPA99/version 2003)}$$

▪ **Coefficient d'accélération A**

Notre ouvrage a les paramètres suivants :

- Zone sismique :II-a(TIZI-OUZOU).
- Groupe d'usage : 2.

D'après le (RPA99, chapitre IV, Tab 4.1, Art 4.2.3), le coefficient d'accélération

A= 0.15 .

▪ **Coefficient de comportement de la structure R**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 4.2.3 du R.P.A99/2003.

Notre structure a un système Mixte portiques/voiles avec interaction, ce qui implique selon le R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera :

R=5

▪ **Facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation

- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

(Tableau (4.4) page 45 RPA99 ver 2003).

Critère	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0.05
3. Régularité en plan.	0.05
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l' exécution.	0

Tableau IV.C. 3: Valeurs des pénalités P_q

$$\Rightarrow Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.1$$

- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
 $T_1 = 0.15$ $T_2 = 0.5$ (site meuble S3, tableau (4.7) page 50 RPA 99 ver 2003)
- **$W = 3906.92 \text{KN}$** (poids total de la structure déterminé de l'ETABS)
- **$D = ?$: facteur d'amplification moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/version 2003})$$

✓ Pour calculer il faut d'abord calculer la période fondamentale, et cette dernière on a été calculé dans ce précède : **T calcul=0,3s**

$$\Rightarrow 0 \leq T = 0.3s \leq T_2 = 0.5s \Rightarrow D = 2,5\eta$$

✓ **η : facteur de correction d'amortissement** donné par la formule (art4.3 RPA99 version2003):

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Valeurs de ξ (%) (Tableau 4.2 RPA99 version 2003)

$$\xi = (7 + 10) / 2 \Rightarrow \xi = 8.5\%$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 8,5)} \Rightarrow \eta = 0,82$$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 * 0,82 \Rightarrow D = 2,05$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \Rightarrow V = \frac{0,15.2,05.1,1}{5} . 3906,92 \Rightarrow V = 264,3KN$$

2-A. Vérification de l'Effort tranchant sismique à la base

La résultante des forces sismiques à la base $V_D(KN)$	
$V_{D/xx}$	$V_{D/yy}$
275.02	275.02

Tableau IV.C. 4: Déterminations l'effort tranchant à la base : (ETABS)

Selon l'article A.4.3.6 /R.P.A99/03, la résultante des forces sismiques à la base V_D 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_S pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D < 0.80 V_S$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V_S / V_D$.

Spectre	V_D	$V = V_s$	$80\% V_s$	$0.8V_s < V_{dyn}$
E_x	275.02KN	264,3KN	211,44KN	CV
E_y	275.02KN	264,3KN	211,44KN	CV

Tableau IV.C. 5: Vérification de l'effort tranchant sismique à la base

Bien remarquer que la structure est vérifié la condition : $V_{dynamique} < 0.8V_{staiqu}$

2-B. vérification au renversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$M_s \geq 1,5M_r \text{ (RPA99/ version 2003, Art.4.4.1).}$$

M_r : Moment de renversant obtenu depuis les résultats d'analyse (ETABS) :

$$M_s: \text{Moment de stabilisant } M_s = W \cdot \frac{L}{2}$$

W : poids total du bâtiment.

sens	W(KN)	L(m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	$1,5M_r$ (KN.m)	observation
X-X	3906,92	12	23441,52	1880.555	2820,83	CV
Y-Y	3906,92	12	23441,52	1880.555	2820,83	CV

Tableau IV.C. 6 :vérification au reversement.

2-C. Vérification de l'effort normal réduit :

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N: l'effort normal maximal.

B_c : L'air de section brute.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Zone	Section	N(KN)	f_{c28} (Mpa)	N_{rd} (KN)	Vérification
II-a	40x40	360,09	25	0.1	Vérifiée

Tableau IV.C. 7: Vérification de l'effort normal réduit

2. D. Vérification de la sécurité de l'ouvrage :

2-D. 1. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

Sens X-X :

Story	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	$\overline{\Delta_k}$	observation
NIV3	0.0023	5	0,0115	0.0045	0.0306	ok
NIV2	0.0014	5	0,007	0.004	0.0306	ok
NIV1	0.0006	5	0,003	0.003	0.0306	ok

Tableau IV.C. 8: Résultats des déplacements inter-étages sens X-X

Sens Y-Y :

Story	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	$\overline{\Delta_k}$	observation
NIV3	0.0023	5	0,0115	0.0045	0.0306	ok
NIV2	0.0014	5	0,007	0.004	0.0306	ok
NIV1	0.0006	5	0,003	0.003	0.0306	ok

Tableau IV.C. 9 : Résultats des déplacements inter-étages sens Y-Y

2. D.2. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Sens X-X

Story	P_k	$\Delta_k(\text{m})$	V_k	h_k	$P_k \cdot \Delta_k$	$V_k \cdot h_k$	θ_k	observation
NIV3	1302.94	0.0045	145.11	3.06	5.86323	444.0366	0.013	ok
NIV2	2587.72	0.004	221.94	3.06	10.35088	679.1364	0.015	ok
NIV1	3906.92	0.003	275.02	3.06	11.72076	841.5612	0.014	ok

Tableau IV.C. 10: Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X-X

Sens Y-Y :

Story	P_k	$\Delta_k(\text{m})$	V_k	h_k	$P_k \cdot \Delta_k$	$V_k \cdot h_k$	θ_k	observation
NIV3	1302.94	0.0045	145.11	3.06	5.86323	444.0366	0.013	ok
NIV2	2587.72	0.004	221.94	3.06	10.35088	679.1364	0.015	ok
NIV1	3906.92	0.003	275.02	3.06	11.72076	841.5612	0.014	ok

Tableau IV.C. 11: Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y-Y.

IV- 2-D-l'influence de la hauteur de bâtiment irrégulière sur le phénomène de torsion dans le cas des portiques auto-stable :

➤ **Centre de torsion :**

Story	D	Centre de gravité		Centre de rigidité		L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		observation
		XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex	ey	
STORY1	D1	4.442	4.442	4.35	4.35	0.092	0.092	0.6	0.6	ok
STORY2	D2	4.436	4.436	4.231	4.231	0.205	0.205			ok
STORY3	D3	4.432	4.432	4.203	4.203	0.229	0.229			ok
STORY4	D4	4.432	4.432	4.194	4.194	0.238	0.238			ok
STORY5	D5	4.432	4.432	4.184	4.184	0.248	0.248			ok
STORY6	D6	4.432	4.432	4.17	4.17	0.262	0.262			ok
STORY7	D7	4.432	4.432	4.153	4.153	0.279	0.279			ok
STORY8	D8	4.432	4.432	4.133	4.133	0.299	0.299			ok
STORY9	D9	4.432	4.432	4.109	4.109	0.323	0.323			ok
STORY10	D10	4.421	4.421	4.081	4.081	0.351	0.351			ok

Tableau IV.D. 1: Centre de masse et centre de rigidité (structure R+9 auto-stable).

Remarque : dans ce bâtiment le risque de torsion ne se pose pas

Chapitre V : analyse comparatives

Chapitre V : analyse comparatives

V.1-Introduction :

Dans ce chapitre, une comparaison est faite avec l'action sismique du bâtiment avec des joints structurels, et le même bâtiment sans joints structurels.

V.2-Fréquences et modes de vibration :

En utilisant le programme de calcul ETABS, les fréquences et les modes de vibration des structures. Tous les modes de vibration ont été considérés jusqu'à la somme de les masses effectives constituent plus de 90% de la masse oscillante. À partir de souligner qu'en raison de l'existence de caves (masse considérée comme inerte), la masse oscillante est à 80,0% de la masse totale. La masse totale du bâtiment est d'environ 3245,96 KN.

- Dans Le tableau V.1 indique la masse oscillante du bâtiment sans joints et des blocs résultant de l'introduction commune.

		Masse oscillante	Mo/M total
Structure sans joint auto-stable (R+2)		2596,77	80%
Structure avec joint	Bloc 1	1346,08	41,47%
	Bloc 2	1979,37	60,97%
Structure mixte (R+2)		3906,92	+ 20%

Tableau. V. 1 Masse oscillante de chaque structure.

Mode	Période	UX	UY	RZ	nature
1	0.885176	44.0041	44.0041	4.5332	Translation X-X
2	0.879517	46.3485	46.3485	0	Translation Y-Y
3	0.787682	2.3493	2.3493	88.3686	rotation

Tableau. V. 2: Tableau des modes pour la structure sans joint.

Chapitre V : analyse comparatives

- Pour la construction avec des joints structurels, les blocs ont des comportements indépendants :

Mode	Période	UX	UY	RZ	nature
1	0.877064	0	92.2185	92.2185	Translation y-y
2	0.797797	92.6859	0	0	Translation x-x
3	0.718164	0	0	0	rotation

Tableau. V. 3: Tableau des modes pour bloc 1.

Mode	Période	UX	UY	RZ	nature
1	0.923435	92.2237	0	0	Translation x-x
2	0.805452	0	92.9088	0	Translation y-y
3	0.762328	0	0	92.9743	rotation

Tableau. V. 4: Tableau des modes pour bloc 2.

Mode	Période	UX	UY	RZ	nature
1	0.290872	40.1801	40.1801	0	Translation Y-Y
2	0.270914	39.5987	39.5987	0.0951	Translation X-X
3	0.229408	0.0128	0.0128	82.7199	rotation

Tableau. V. 5: Tableau des modes pour structure mixte.

❖ La première chose à noter est que le bâtiment sans joints possède les premiers modes de vibration la translation associée à la torsion. Lors de l'introduction du joint, cela ne se produit pas dans les blocs indépendants.

Ceci représente une amélioration du comportement dynamique en tant que systèmes en torsion.

L'analyse montre que, le bloc 2 représente la plupart de la masse et de la rigidité du bâtiment d'origine, a un comportement très similaire à celui-ci.

En effet, le bloc 1 est celui qui influence le plus le comportement du bâtiment s'il n'a pas de joints structurels. Il est également à noter que le bloc 2 présente le comportement le plus rigide.

L'étude des modes de vibration permet de tirer certaines conclusions sur la distribution des rigidités dans le bâtiment.

Chapitre V : analyse comparatives

Les premiers modes sont ceux qui ont des énergies de déformation plus faibles (plus flexibles) associées aux modes suivants.

Ainsi, il semble que la structure sans joints et la structure mixte a une rigidité en torsion relativement faible.

Introduire que le joint améliore les systèmes structurels à action autonome 1 et 2 présentent une plus grande rigidité à la torsion

V.3. Effort tranchant totale :

L'effort tranchant global agissant à la base de la structure est présenté selon les deux directions.

	Structure Sans joint	structure avec un joint		Structure avec voiles
		Bloc 1	Bloc 2	
V etabs (sens x-x) (KN)	180.22KN	72.73KN	97.6KN	275.02KN
V etabs (sens y-y) (KN)	180.22KN	68.57KN	107.07KN	275.02KN

Tableau. V. 6: l'effort tranchant totale.

La structure avec un joint et la structure mixte sont vérifiées la condition **V dynamique < 0.8V statique** par contre la structure sans joint ne le vérifiée pas.

V.4. Effort tranchant par chaque étage :

Cette distribution est présentée dans le tableau ci-dessous ainsi que sous forme graphique selon les deux directions

	Structure sans joint		structure avec un joint				Structure mixte	
	T_x (KN)	T_y (KN)	Bloc 1		Bloc 2		T_x (KN)	T_y (KN)
Niveau	T_x (KN)	T_y (KN)	T_x (KN)	T_y (KN)	T_x (KN)	T_y (KN)	T_x (KN)	T_y (KN)
NIV 3	81.59	81.59	32.44	31.04	44.58	47.81	145.11	145.11
NIV2	141.07	141.07	56.76	53.79	76.71	83.55	221.94	221.94
NIV1	180.22	180.22	72.73	68,57	97,6	107,07	275.02	275.02

Tableau. V. 7 : L'augmentation de l'effort tranchant à la base.

Chapitre V : analyse comparatives

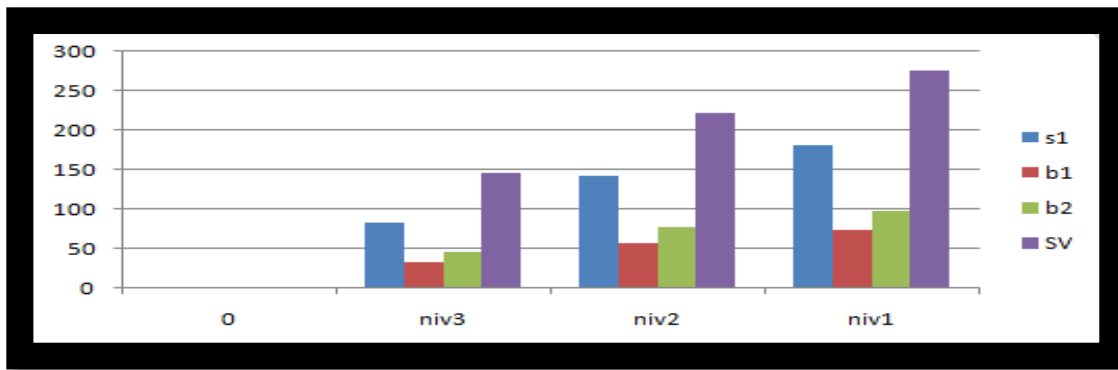


Figure V. 1: Comparaison de l'effort tranchant pour chaque étage entre structure sans joint et structure avec un joint (bloc 1 et bloc 2) , Structure mixte sens X-X

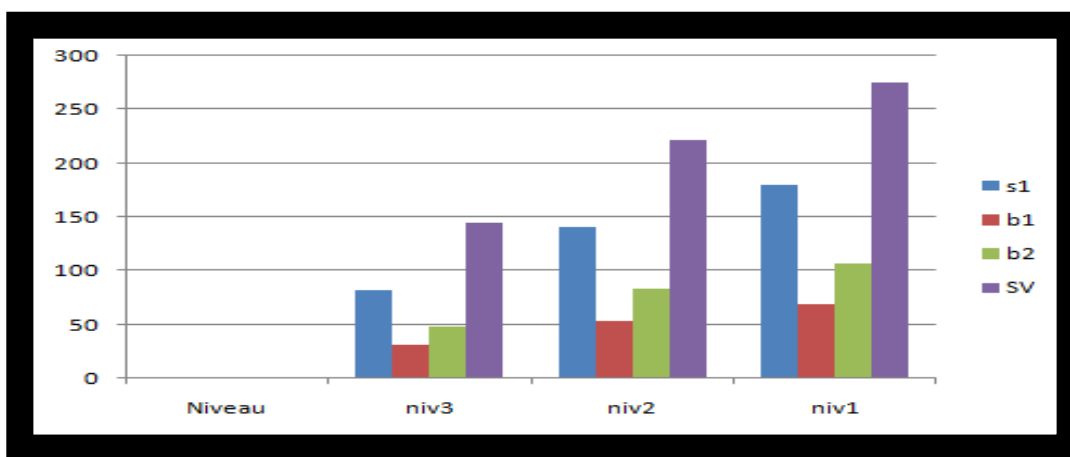


Figure V. 2: Comparaison de l'effort tranchant pour chaque étage entre structure sans joint et structure avec un joint (bloc 1 et bloc 2) , Structure mixte sens Y-Y.

- ❖ L'effort tranchants dans la structure sans joint et la structure avec voile est plus grande par rapport à la structure avec joint ce qui signifie que il y a le risque de cisaillement dans les deux sens

V.5- Les moments :

	Structure sans joint		structure avec un joint				Structure mixte	
			Bloc 1		Bloc 2			
Niveau	M_x	M_y	M_x	M_y	M_x	M_y	M_x	M_y
NIV 3	249.66	249.66	94.993	99.256	146.305	136.422	444.029	444.029
NIV2	674.499	674.499	256.708	270.388	398.273	366.795	1094.482	1094.482
NIV1	1215.719	1215.719	462.411	489.242	720.641	659.216	1880.555	1880.555

Tableau. V. 8: les moments (KN.M)

Chapitre V : analyse comparatives

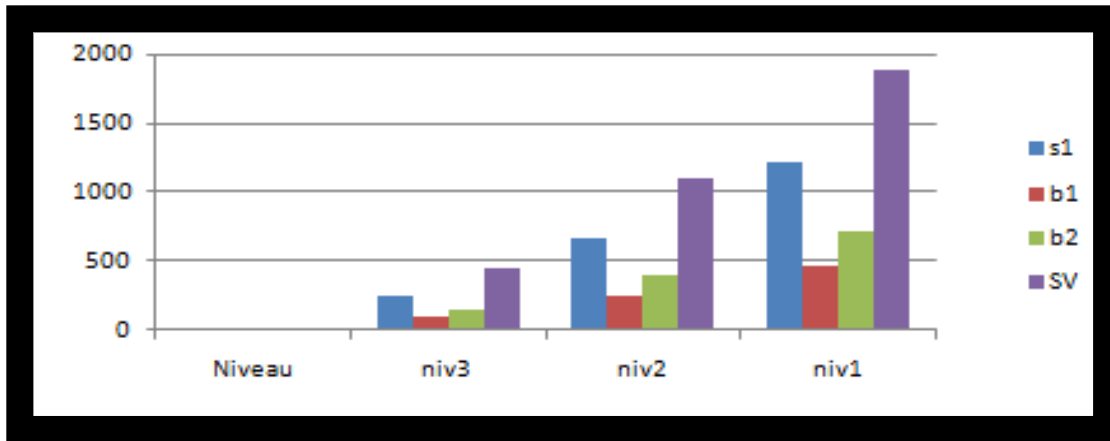


Figure V. 3: Comparaison de moment pour chaque étage entre structure sans joint et structure avec un joint (bloc 1 et bloc 2), Structure mixte sens X-X

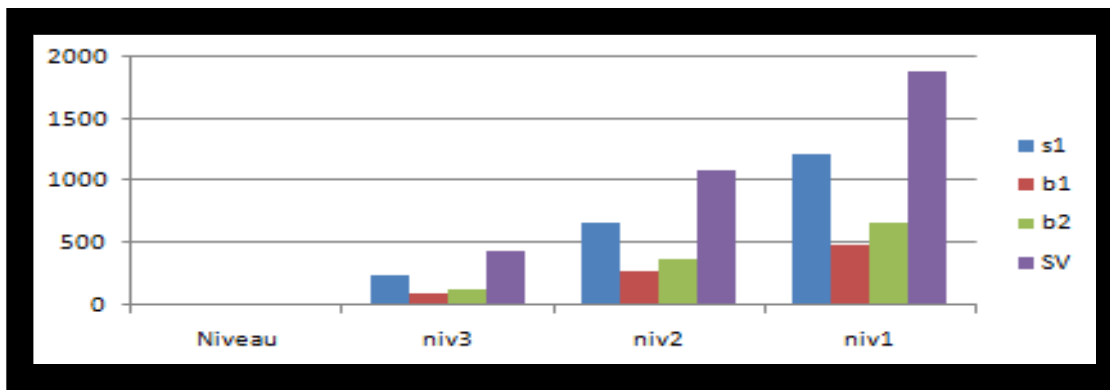


Figure V. 4: Comparaison de moment pour chaque étage entre structure sans joint et structure avec un joint (bloc 1 et bloc 2), Structure mixte sens Y-Y.

❖ En ce voisi que les trois structures sont de la résistance au reversement

V.6- Les déplacements :

Sens X-X

Niveau	Déplacements δ_k (mm)			
	Structure sans joint	structure avec un joint		structure mixte
		Bloc 1	Bloc 2	
NIV 3	73	58	71.5	11.5
NIV2	59	47	57	7
NIV1	35	29	30	3

Tableau. V. 9: Déplacements selon X-X

Chapitre V : analyse comparatives

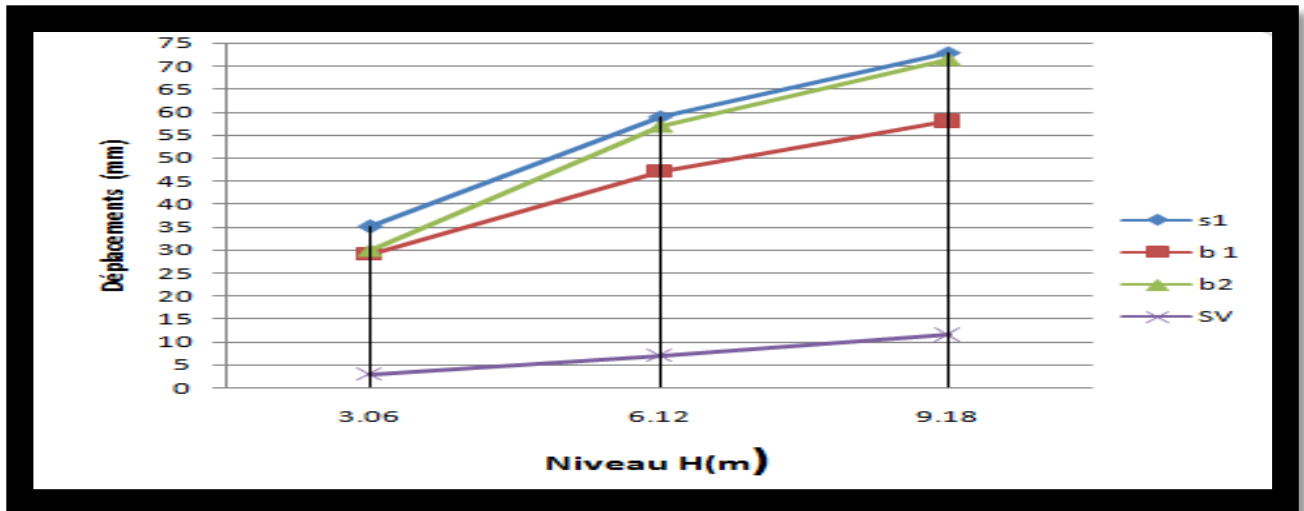


Figure V. 5: Déplacement selon X-X

Sens Y-Y :

Niveau	Déplacements δ_k (mm)			
	Structure sans joint	structure avec un joint		structure mixte
		Bloc 1	Bloc2	
NIV 3	73	67	59	11.5
NIV2	59	53.5	47.5	7
NIV1	35	30	29	3

Tableau. V. 10: Déplacement selon Y-Y

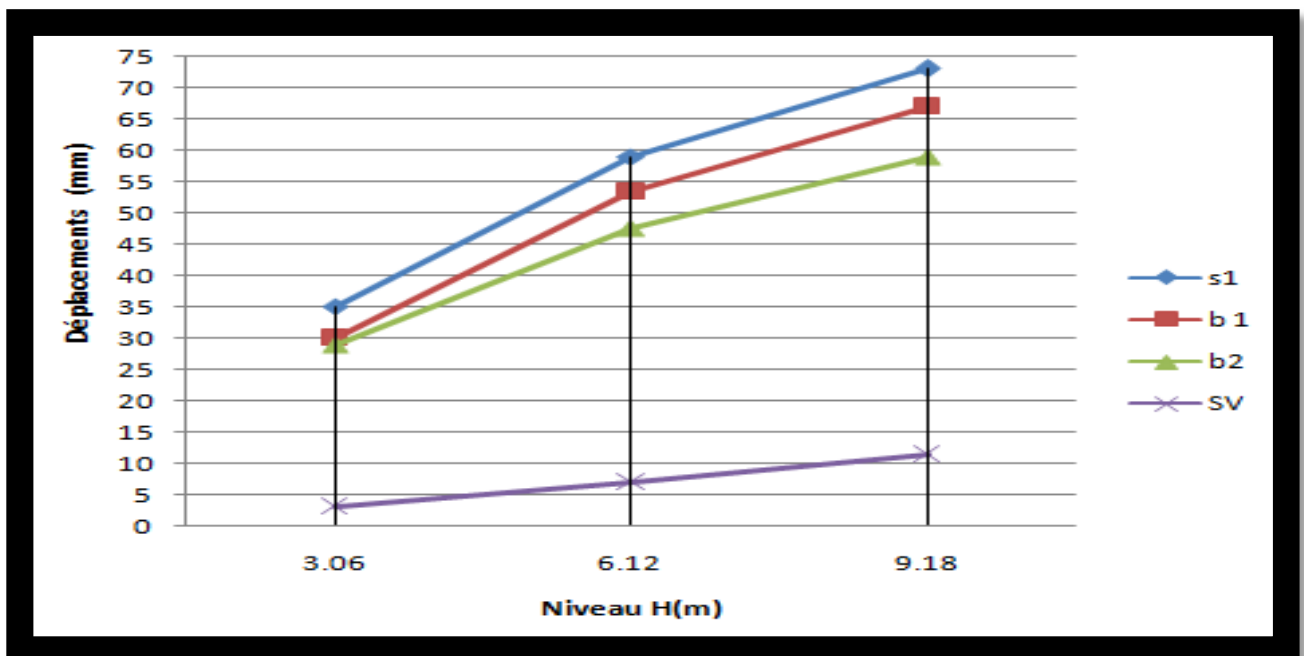


Figure V. 6: Déplacement selon Y-Y

- ❖ Comme vous pouvez le voir, Le comportement du bloc 1 est très similaire à celui bloc 2 que ce présente plus grande rigidité.

Chapitre V : analyse comparatives

- ❖ La structure sans joint a une rigidité inférieure car les déplacements plus importants et la structure mixte plus de rigidité car les déplacements plus petits

V.7- Sensibilité de second ordre (P-Δ)

	structure sans joint		structure avec un joint				Structure mixte	
	θ_{kx}	θ_{ky}	Bloc 1		Bloc 2		θ_{kx}	θ_{ky}
			θ_{kx}	θ_{ky}	θ_{kx}	θ_{ky}		
Niv3	0,06	0,06	0,05	0,06	0,07	0,05	0.013	0.013
Niv2	0,12	0,12	0,09	0,12	0,15	0,09	0.015	0.015
Niv1	0,21	0,21	0,17	0,19	0,19	0,17	0.014	0.014

Tableau. V. 11: Sensibilité de second ordre (P-Δ).

- ✚ Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- ✚ Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Remarque :

S1 : Structure sans joint

B1 : Bloc 1

B2 : Bloc 2

SV : Structure mixte (voile)

Conclusion générale

Ce travail nous a permis d'appliquer une grande partie des connaissances acquises durant notre cursus, ainsi que leurs approfondissements.

Les résultats obtenus dans cette étude nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

La structure avec un joint auto-stable est celle qui influence plus le comportement (torsion, déplacement latéral, ...) comparativement à la structure mixte (portiques et voiles) et aussi relativement à la structure sans joint, donc on peut dire que la structure avec joint présente un comportement le plus rigide.

Notant que le bâtiment en hauteur (R+9) sans joints a une rigidité en torsion élevée en le comparant au même bâtiment en (R+2) qui est relativement faible. On conclut que la hauteur des bâtiments irréguliers en plan en forme en L influe sur la rigidité vis à vis de la torsion.

L'analyse montre que la structure mixte et la structure sans joint ont un risque de cisaillement par contre non décelable dans la structure avec joint.

On conclut que le joint améliore le comportement dynamique ainsi qu'il remédie aux phénomènes de torsion qui apparaissent souvent dans les structures irrégulières.

Les joints ont un rôle très important dans la construction, c'est un régulateur de conflits (amortisseur de choc) Il faut les disposer à chaque fois que cela est nécessaire (indispensable).

En perspective :

- Etude d'autres formes irrégulières.
- Etude de l'influence de la largeur de la forme L sur les résultats de l'étude.
- Chercher la bonne disposition des voiles pour remédier aux phénomènes de torsion sans le recours aux joints dans le cas des structures irrégulières.
- Le comportement non linéaire des structures en L

Les références

[1] BranciTaïeb-Etude du comportement des structures irrégulières en élévation-Université HassibaBenbouali, Hay Salem, Route nationale N°19, 02000 Chlef,Algérie.

[2]- Hamdani Naima-influence de l'irrégularité en élévation de structures en portique en béton arme sur leur comportement sismique-27 juin 2012 Tizi-Ouzou

[3]- Mahdjouba Youssouf-BouatiaBoudjema-comparaison de la performance Sismique d'une structure auto-stable en béton armée avec une structure mixte (portiques avec voiles) 2016/2017 M'SILA

[4]-[https://www.4geniecivil.com/2018/03/contreventement-dune-structure beton.html](https://www.4geniecivil.com/2018/03/contreventement-dune-structure-beton.html).

[5]- <https://www.univ-chlef.dz/FGCA/wp-content/uploads/2017/03/CHAPITRE3-CONTREVENTEMENTS-2016.pdf>

[6]- REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003.

[7] Allel Meriem- Ayad Amel- Paramètres influençant la largeur du joint sismique pour les structures en béton armé- Juin 2015 Guelma