

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة حسيبة بن بوعلي- الشلف
Université Hassiba Benbouali –Chlef
كلية الهندسة المدنية و المعمارية
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie-civil



Mémoire de Master
Filière: Génie civil
Spécialité: Structures

Présenté par

-Cherifi Chaimaa

-Berberi Kenza

Thème

Étude de l'influence de l'angle et la forme des transitions sur le comportement dynamique des structures en béton armé de forme angulaire

Soutenue le 28/06/2025, devant le jury composé de:

Adjoudj M'hamed

Pr

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Président

Nouri Assia

Dre

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Examinateur

Ould Larbi Latifa

Dre

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Encadrant

Promotion : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Il est difficile de trouver les mots justes pour exprimer toute la gratitude que je ressens aujourd'hui. Ce travail est l'aboutissement d'un parcours jalonné de doutes, d'efforts, mais surtout de belles rencontres et de soutiens inestimables.

Tout d'abord, Nous remercions notre Dieu tout-puissant, qui nous a guidés tout au long de notre vie. Qu'il nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail, et nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

À Dr. **OUELD LARBI Latifa** notre encadreur, pour avoir encadré notre travail.

Un grand merci à **Pr. ADJOUJ M'hamed** qui a accepté de nous consacrer du temps et de partager son expérience, ce qui a généreusement permis l'accès aux données cruciales pour la réalisation de ce travail.

Nous adressons notre sincère remerciement aux professeurs de la faculté de génie civil, Chlef pour leur engagement pédagogique, qui a largement contribué à la réussite de notre formation universitaire.

Nous tenons à remercier sincèrement les membres du jury qui nous fait le grand honneur d'évaluer ce travail.

Nous remercions tous nos camarades de promotion 2024/2025, ainsi que toutes nos amies pour leurs encouragements, leur aide précieuse et tous ces moments de partage qui ont rendu cette expérience plus agréable.

اهداء

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
{ يَرْفَعُ اللَّهُ الَّذِينَ آمَنُوا مِنْكُمْ وَالَّذِينَ أُوتُوا الْعِلْمَ دَرَجَاتٍ }

ما سلكنا البدايات إلا بتيسيره، و ما بلغنا النهايات إلا بتوفيقه، و ما حققنا الغايات إلا بفضلِهِ، رجوت كريماً قد وثقت بصنعه، و ما كان من يرجو الكريم يخيب، ها هو يوم التتويج قد حان، أقف اليوم و أنا ارتدي حُلْمِي و جهدي و كل تلك الساعات و الأيام و السنين الكثيرة، بفخر و اعتزاز أقولها أنا اليوم خريجة. فالحمد لله على التمام و حسن الختام .
لن تكتمل اللحظات الجميلة إلا إن شاركناها مع من نحب و لا يزداد الإنجاز قيمة إلا عندما نهدي لمن كان لهم الفضل و الدعم بعد الله

إلى العزيز الذي حملت اسمه فخراً، إلى من كلَّه الله بالهبة و الوقار، إلى من حصد الأشواك عن دربي و زرع لي الراحة بدلاً منها، سندي الذي لا يميل، و ظهري الذي لم ينكسر، داعمي الأول في مسيرتي و سندي، إلا من علمني ان الطريق إلى القمة يبدأ بخطوة صادقة، و أن العلم رفعة، و الإصرار كرامة، و النجاح وفاء، فما انا عليه اليوم هو ثمرة تعبك و دعائك و تبقى كلماتك نجوم أهتدي بها إلى الأبد

" أبي العزيز "

إلى من علمتني الأخلاق قبل أن أتعلمها، إلى الجسر الصاعد بي إلى الجنة، إلى اليد الخفية التي أزلت عن طريقي العقبات، و من ظلت دعواتها تحمل اسمي ليلاً و نهاراً، إلى القلب الحنون و مصباح البيت، إلى جنة قلبي التي رافقتني و أرشدتني في كل مشاوير حياتي محبوبتي و ملهمتي

" أمي الحبيبة "

إلى كتفي الثالث الذي لا يميل، رفيقة القلب، أنتِ السند حين يميل العالم، و الدفئ حين يبرد الطريقة، رفيقة الخطوة الأولى و الخطوة الأخيرة

" أختي أسماء "

و بناتها " نائلة و إيلين " حفظهما الله

إلى رفيق دربي و صاحب المواقف التي لا تنسى، وجودك كان دائماً مصدر قوة و أمان، لا أنسى أن اشاركك الفضل و الفرحة فأنت كنت دائماً بجانبني

" أخي تقي الدين "

إلى من رحلوا و في قلبي منهم وطناً لا يزول، ما كان لمرور الأيام أن تنسيني ذكراكم أختي، جدي و جدتي رحمهم الله.
إلى من شاركوني التعب و الفرح طيلة المشوار، و أفاضوني بمشاعرهم و نصائهم المخلصة
" شهرزاد " و " بشرى "

إلى رفيقتي في المشوار، و نصف الحكاية الجميلة، المرافقة لقلبي، و الضحكة الصادقة التي لا يشوبها زمن و لا مسافة، إلى من تحملت معي التعب و الخذلان، ممتنة لك، لوجودك، للحياة و للأيام حين جعلت منك صديقتي و رفيقة لحظاتي إلى
" رفيقة الدرب كنزة "

إلى من زرعت في الأمل و كانت خير محفز لي و داعمتي في كل خطوة، إلى رفيقة العمر الجميل
" صديقتي شهرزاد "

إلى عائلتي الثانية، صديقاتي اللاتي جمعنتني بهم مقاعد الدراسة و كانوا معي على طريق النجاح و الخير
" ملاك، إكرام و مريم "

إلى كل الذين يبهجهم نجاحي، و كل من ساندني و تذكرني بدعوة خير، شكراً لكم

و في الأخير إلى نفسي التي لم تخذلني يوماً، صانعة هذا الإنجاز، أهدي ثمرة هذا الجهد، عرفاناً لكل لحظة صبر، و لكل خطوة اجتهد، و لكل أمل لم يترك خلف الطريق، راجيةً من الله تعالى إلى أن ينفعي بما علمني ما أجهل و أن يجعله حجة لي لا علي

" فاللهم اجعلها نهاية خير لبداية طريق مليء بالنجاحات "

اهداء

بسم الله الرحمن الرحيم
الحمد لله حبا و شكرا و امتنانا ؛ ماكنت لأفعل هذا لولا فضل الله فالحمد لله على البدء و على الختام...

(وَأَخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنْ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ)

لم تكن الرحلة قصيرة ولا الطريق محفورا بالتسهيلات؛ لكنني فعلتها؛ فالحمد لله الذي يسر البدايات وبلغنا النهايات بفضلته وكرمه؛ أهدي هذا النجاح إلى نفسي الطموحة أولا إبتدت بطموح وانتهت بنجاح ثم إلى كل من سعى معي لإتمام مسيرتي الجامعية دمتم لي سندا لا عمر له وبكل حب أهدي ثمرة نجاحي وتخرجي :

إلى من إنتظر هذه اللحظات ليفتخر بي ورحل قبل بلوغها ؛ إلى من دعمني بلا حدود و أعطاني بلا مقابل إلى من علمني أن الدنيا كفاح وسلاحها العلم و المعرفة ؛ إلى من أفخر به حيا أو ميتا ؛ سأبقى فخورة وممتنة لله دائما أنني خلقت حفيذة لأعظم جد فأنت نعمة من الله وعادت إليه

(جدي الحبيب أحمد رحمه الله)

إلى من قامت بالدورين ؛ أنيسة العمر و حبيبة الروح و أعظم نعم الله على التي ضمت إسمي بدعواتها في ليلها و نهارها ؛ إلى من أبصرت النور بين يديها ؛ إلى من علمتني الأخلاق قبل الحروف ؛ إلى الجسر الصاعد بي إلى الجنة (إلى جنة الله في الأرض أُمي الحبيبة نادية)

إلى أحب الناس لروحي ؛ إلى من كانت الحزن الدافئ والدعاء الصادق والدعم الذي لا يتوقف ؛ إلى من ربنتي صغيرة واحتضنتني صبية ورافقتني شابة ؛ إلى أُمي الثانية

(خالتي فضيلة)

إلى قدوتي وملهمتي إلى من ساندتني بكل حب عند ضعفي وأزاحت عن طريقي المتاعب ؛ ممهدة لي الطريق زرعت الثقة والإصرار بداخلي. إلى من شد الله بها عضدي فكانت خير معين (أختي أمال)

إلى مصدر قوتي وسندي فالحياة ؛ إلى قرّة عيني ؛ إلى خيرة أيامي وصفوتها إلى ضلعي الثابت وأمان أيامي ؛ إلى من أكبر به وعليه أعتد ومن بوجوده أكتسب قوة وحب لا حدود لهما (أخي لمين)

إلى شريك أيامي الذي كان لي السند والعوض وكان لي بمثابة الأب والأخ و الصديق ؛ إلى من شجعني على المثابرة وإكمال المسيرة أدعو الله أن تمتد بيننا الأيام السعيدة وأن يبيقك لي عمرا وحبا وقربا لا يعرف البعد (داعمي الأول و شريك أيامي رياض)

إلى رفيقتي في المشوار وأنيسة قلبي وكل العمر ؛ التي أخذت من اسمها نصيب فكانت لي ضيء أضاء دربي وأيامي ؛ شهدنا سويا كل مراحل الحياة وتغيراتها ؛ وتجاوزنا معا كل عقبات الطريق وعثراته ؛ ممتنة لك ولوجودك ولليوم الذي جمعني بك ؛ وللطريق الذي مشيت فيه إليك

(صديقة العمر شيماء)

إلى عائلتي الثانية ؛ إلى توأم الروح وبهجة الأيام ؛ إلى من كانوا السند أوقات الضعف ؛ إلى من شاركوني التعب والفرح طيلة المشوار ؛ إلى محطتي الأمانة ؛ إلى أخواتي التي لم تلدهم أُمي (رقيقات الدهر)
"أنيسة" "أحلام" "ريهام" "ملاك" "فطيمة" "إكرام" و"ردة"

وأهدي تخرجي وفرحتي لمن أرادوا بي كسرا فخيبت الله ظنهم وزدت قوة و جبرا

"وأخيرا من قال أنا لها نالها"

وأنا لها وإن أبت رغما عنها أتيت بها ؛ فالحمد لله الذي ماتيقنت به خيرا وأملا إلا وأغرقتني سرورا وفرحا ينسيني مشقتي

ملخص

تُظهر الأدبيات أنه من بين المخالفات في الهياكل الأكثر شيوعًا تلك التي يتم تمثيلها من خلال التكوينات ذات الامتدادات أو الأجنحة في المخطط التي تشكل زوايا بارزة. وفقًا للقواعد الزلزالية الجزائرية 2003، يتم تحديد هذه المخالفة من خلال شكل المبنى الذي يحتوي على نسبة طول / عرض للأرضية أكبر من 4 ، كما يتجاوز مجموع أبعاد الأجزاء البارزة من المبنى في اتجاه معين 25% من البعد الكلي للمبنى في هذا الصدد، يهدف هذا العمل إلى إنشاء انتقالات بين الجزأين البارزين لمبنى خرساني مسلح مكون من خمسة طوابق ومستقر ذاتيًا. ينقسم العمل إلى جزئين: أولاً، تم إجراء مقارنة لتأثير طول الانتقالات في الزوايا البارزة. ثم تم اقتراح دراسة لاختبار تأثير عدة تحولات عند الزاوية لتحسين عدد الانتقالات اللازمة لجعل الهيكل متوافقًا مع متطلبات القواعد الزلزالية الجزائرية RPA99/3003. بعد ذلك، تم التخطيط لدراسة أخرى لتحسين أفضل تكوين هندسي لنهايات الأجزاء البارزة عندما يتم تخفيف الزاوية بواسطة الانتقالات الثلاثة المقترحة. ثانيًا، تم إجراء تعديلات على منطقة الانتقال عن طريق زيادة حجم الروافد والأعمدة في المنطقة الانتقالية لزوايا إعادة الدخول وفي كل مرحلة يتم فحص الخصائص الديناميكية التي تتطلبها لائحة الزلازل الجزائرية من 2003 / RPA99. عن طريق برنامج

Etabs.

الكلمات المفتاحية: الهياكل الغير منتظمة ؛ الانتقال؛ هياكل؛ زلازل ؛ (RPA99 / V2003)

Résumé

La littérature montre que parmi les irrégularités des structures les plus confrontées sont celles représentées par des configurations avec des extensions ou des ailes en plan constituant des angles saillants. Selon le règlement parasismique Algérien, cette irrégularité est définie par une forme du bâtiment ayant un rapport longueur/largeur du plancher supérieur à 4, et la somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée excède 25% de la dimension totale du bâtiment. A cet effet, le but de ce travail consiste à créer des transitions entre les deux parties saillantes d'un bâtiment autostable en béton armé de cinq étages. Le travail se divise en deux parties, dans un premier lieu une comparaison a été lancée sur l'effet de la longueur des transitions des angles-rentrants. Ensuite, une étude est envisagée pour tester l'effet de plusieurs transitions au niveau du l'angle rentrant pour optimiser une fois de plus le nombre de transition nécessaire à rendre la structure conforme aux conditions du règlement parasismique algérien RPA99/3003. Après, une autre étude est envisagée pour optimiser la meilleure configuration géométrique des extrémités des parties saillantes lorsque l'angle rentrant est adouci par les trois transitions proposées. En deuxième lieu, des modifications seront apportées sur la zone de transition par l'augmentation dans la section des poutres et poteaux de la zone de transition des angles-rentrants et à chaque étape on vérifie les caractéristiques dynamiques exigées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003 par logiciel **Etabs**.

Mots clés : Irrégularité en plan ; transition ; Structure; Séisme; RPA99 / V2003

Abstract

The literature shows that among the most confronted irregularities of structures are those represented by configurations with extensions or wings in plan constituting salient angles. According to the Algerian seismic regulation, this irregularity is defined by a shape of the building having a length/width ratio of the floor greater than 4, and the sum of the dimensions of the re-entrant or protruding parts of the building in a given direction exceeds 25% of the total dimension of the building. For this purpose, the aim of this work is to create transitions between the two protruding parts of a five-story self-supporting reinforced concrete building. The work is divided into two parts, in the first place a comparison was launched on the effect of the length of the transitions of the re-entrant angles. Then, a study is planned to test the effect of several transitions at the re-entrant angle to optimize once again the number of transitions necessary to make the structure compliant with the conditions of the Algerian seismic regulation RPA99/3003. After, another study is planned to optimize the best geometric configuration of the ends of the protruding parts when the re-entrant angle is softened by the three proposed transitions. Secondly, modifications will be made to the transition zone by increasing the section of the beams and columns of the transition zone of the re-entrant angles and at each stage the dynamic characteristics required by the Algerian seismic regulation RPA99/2003 are verified by Etabs software.

Keywords: Irregularity in plan; transition; Structure; Earthquake; RPA99/V2003

TABLE DES MATIERES

ملخص.....	6
Résumé.....	7
Abstract.....	8
Liste des tableaux.....	12
Liste des figures.....	13
Liste des symboles.....	15
Introduction générale.....	17

Chapitre I

Recherche bibliographique

I.1. Introduction.....	21
I.2 Origines des séismes.....	22
I.3. Historique de la sismicité en Algérie.....	23
I.4.Activité sismique.....	23
I.5. Zones sismiques en Algérie.....	24
I.6. Forme en plan.....	25
I.7. Forme en élévation.....	26
I.8. Contreventement général des bâtiments.....	27
I.8.1. Contreventement avec voile en béton.....	27
I.8.2. Contreventement par remplissage en maçonnerie.....	28
I.8.3. Contreventement cadres (portiques) en béton armé ou acier.....	28
I.9. Irrégularité en plan.....	29
I.9.1. Torsion d'ensemble.....	29
I.9.2. Concentration des contraintes.....	31
I.9.3. Dégradation de bâtiments de formes complexes.....	32
I.9.4. Solutions pour les structures d'un angle rentrant.....	32
I.10.Conclusion.....	36

Chapitre II

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

II.1.Introduction.....	38
II.2. Identification de la structure étudiée.....	38
II.2.1. Dimensions en plan.....	38
II.2.2. Dimensions en élévation.....	38
II.3. Étude de la régularité de la structure a étudiée.....	40
II.3.1. Régularité en plan.....	40
II.3.2. Régularité en élévation.....	40
II.4. Caractéristiques des matériaux.....	41
II.4.1. Béton.....	41
II.4.2. Acier.....	43
II.5. Pré dimensionnement des poutres et poteaux.....	43
II.5.1.Poutres.....	43
II.5.2. Poteaux.....	44
II.6. Etude dynamique.....	45

II.6.1. Méthode statique équivalente présentée dans RPA99/V 2003	45
II.6.2. Analyse dynamique modale présentée dans RPA99/V 2003	45
II.6.3. Modélisation	46
II.6.4. Chargement statique vertical de la structure.....	46
II.6.5. Chargement dynamique.....	47
II.6.6. Diaphragme.....	49
II.6.7. Appuis	49
II.7. Justification des prescriptions duRPA99/V2003.....	49
II.7.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales	49
II.7.2. Période (T_{ETABS}) de la structure étudiée	50
II.7.3. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base	51
II.7.4. Justification vis-à-vis des déformations	52
II.8. Ferrailage des éléments structuraux	53
II.8.1. Ferrailage des poutres	53
II.8.2. Shema de ferrailage de la poutre principale	59
II.9. Ferrailage des poteaux	59
II.9.1. Armatures longitudinales.....	60
II.9.2. Combinaisons des charges.....	61
II.9.3. Exemple de calcul	62
II.9.4. Schéma de ferrailage du poteau	69
II.10 Conclusion	69

Chapitre III

Effet de la transition des angles rentrants sur le comportement structural

III.1. Introduction.....	71
III.2. Identification des structures étudiées	71
III.3. Effet de la longueur de transition des angles-rentrants	73
III.3.1. Mode propre	73
III.3.2. Efforts sismiques à la base de la structure	73
III.3.3. Déplacement	74
III.4. Effet de la longueur de plusieurs transitions des angles-rentrants	75
III.4.1. Identification des structures étudiées	75
III.4.2. Modes Propres	77
III.4.3. Efforts sismiques à la base de la structure	78
III.4.4 Déplacement	79
III.5. Effet de la transition des extrémités des parties saillantes.....	81
III.5.1. Identification des structures étudiées	81
III.5.2. Modes Propres	81
III.5.3. Efforts sismiques à la base de la structure	81
III.5.4 Déplacement	82
III.6. Conclusion	83

Chapitre IV

Analyse de l'impact des modifications de sections dans la zone de transition

IV.1. Introduction	85
IV.2. Identification des structures étudiées	85
IV.3. Effet de l'augmentation dans la section des poutres dans la zone de transition	87

IV.3.1. Modes Propres.....	87
IV.3.2. Effort tranchant à la base de la structure.....	88
IV.3.3 Déplacement.....	89
IV.4.1. Modes Propres.....	91
IV.4.2. Efforts sismiques à la base de la structure	92
IV.4.3 Déplacement.....	93
IV.5. Effet de l'augmentation dans la section des poutres et poteaux dans la zone de transition .	94
IV.5.1. Modes Propres.....	95
IV.5.2. Efforts sismiques à la base de la structure	96
IV.5.3 Déplacement.....	97
IV.6 Conclusion	97
Conclusion et recommandations.....	99
Références bibliographiques	102

Liste des tableaux

Tableau I.1	Exemples d'évènements sismiques récents liés à des pays	23
Tableau I.2	Classification des zones sismiques RPA99/V2003	25
Tableau II.1	Données géométriques des éléments de la structure étudiée	45
Tableau II.2	Chargement statique de la structure étudiée	46
Tableau II.3	Périodes et taux de participation massique de la structure	50
Tableau II.4	Vérification des déplacements dans le sens X-X	52
Tableau II.5	Vérification des déplacements dans le sens Y-Y	53
Tableau II.6	Caractéristique mécanique des matériaux	55
Tableau II.7	Caractéristique mécanique à ELU	60
Tableau II.8	Armatures longitudinales et minimale dans les poteaux	61

Liste des figures

Figure I.1	Séisme du 21 Mai 2003, Wilaya de Boumerdes	21
Figure I.2	Naissance du séisme	22
Figure I.3	La carte de sismicité de l'Algérie du Nord	24
Figure I.4	Carte de zonage sismique du territoire national	25
Figure I.5	Forme en plan, symétrique, dans lesquels les centres de masse (M) et de cisaillement (S) coïncident, évitant les problèmes de torsion.	26
Figure I.6	Formes en plan, symétriques, dans lesquels une excentricité sépare les centres de masse (M) et de cisaillement (S).	26
Figure I.7	Formes en élévation	27
Figure I.8	Contreventement d'un bâtiment (en béton armé)	28
Figure I.9	Contreventement par remplissage en maçonnerie	28
Figure I.10	Contreventement par cadres (portiques) en béton armé ou acier	28
Figure I.11	Description de différentes irrégularités horizontales	29
Figure I.12	Torsion d'ensemble des structures en formes de L	30
Figure I.13	Cet immeuble Il a subi une forte torsion, si bien que les colonnes antérieures ont cédé (Kobe, Japon, 1995).	30
Figure I.14	Concentration de contraintes. b) Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants	31
Figure I.15	Dommages dans les angles rentrants dus aux oscillations différentielles	31
Figure I.16	a) Bâtiments en L et en T : Rupture par fouettage ou par l'action déphasée des ailes ; b) Déplacements réciproques des ailes ; c) Dégradation d'un bâtiment en L vu en plan ; d) Dégradation d'un bâtiment en L vu en élévation	32
Figure I.17	Correction des inconvénients des plans complexes	33
Figure I.18	Joint parasismique	33
Figure I.19	a) système de doubles poteaux b) système de poutres en console	34
Figure 1.20	Solutions d'un angle rentrant par renforcement	34
Figure I.21	La transition en plan atténue le problème de l'angle rentrant : analogies avec la poutre	35
Figure 1.22	Solutions d'un angle rentrant par l'ajout d'une transition	35
Figure II.1	Géométrie de la structure à étudiée	39
Figure II.2	Limites des décrochements en plan (RPA99/V2003)	40
Figure II.3	Limites des décrochements en élévation	41
Figure II.4.	Spectre de réponse de calcul	47
Figure II.5	Schéma de ferrailage de la poutre principale	59
Figure II.6	Section d'un poteau sous M33	63
Figure II.7	Section d'un poteau sous M33	64
Figure.II.8	Ferrailage de poteau	69
Figure III.1	Variante en fonction de la longueur de la transition	72
Figure III.2	Période en fonction du type et la longueur de transition formé dans les angles-rentrants	73
Figure III.3	Effort sismique à la base en fonction du type et la longueur de transition formé dans les angles-rentrants	74

Figure III.4	Déplacement en fonction du type et la longueur de transition formé dans les angles-reentrants	75
Figure III.5	Variante en fonction de la longueur types de transition formée dans les angles-reentrants	76
Figure III.6	Période en fonction de la longueur et le nombre de transition formé dans les angles-reentrants	77
Figure III.7	Effort sismique à la base en fonction de la longueur et plusieurs types de transition formé dans les angles-reentrants	78
Figure III.8	Déplacement en fonction de la longueur et plusieurs types de transition formé dans les angles-reentrants	79
Figure III.9	Variante en fonction de la transition des extrémités des parties saillantes	80
Figure III.10	Période en fonction de la transition des extrémités des parties saillantes	81
Figure III.11	Effort sismique à la base en fonction de la transition des extrémités des parties saillantes	82
Figure III.12	Déplacement en fonction de la transition des extrémités des parties saillantes	82
Figure IV.1	Diffèrent conceptions selon la correction par l'augmentation dans la section des poutres située dans la zone de transition	86
Figure IV.2	Diffèrent conceptions selon la correction par l'augmentation dans la section des poutres située dans la zone de transition	87
Figure IV.3	Effort sismique à la base selon l'augmentation dans la section des poutres dans la zone de transition	88
Figure IV.4	Déplacement selon l'augmentation dans la section des poutres dans la zone de transition	89
Figure IV.5	Diffèrent conceptions selon la correction par l'augmentation dans la section transversale des poteaux située dans la zone de transition	90
Figure IV.6	Période selon l'augmentation dans la section transversale des poteaux dans la zone de transition	91
Figure IV.7	Effort sismique à la base selon l'augmentation dans la section transversale des poteaux dans la zone de transition	92
Figure IV.8	Déplacement selon l'augmentation dans la section transversale des poteaux dans la zone de transition	93
Figure IV.9	Effet de l'augmentation dans la section des poutres et poteaux dans la zone de transition	94
Figure IV.10	Période selon l'augmentation dans la section transversale des poteaux et la partie h des poutres dans la zone de transition	95
Figure IV.11	Effort sismique à la base selon l'augmentation dans la section transversale des poteaux et la partie h des poutres dans la zone de transition	96
Figure IV.12	Déplacement selon l'augmentation dans la section transversale des poteaux dans la zone de transition	97

Liste des symboles

f_{c28}	Résistance caractéristique a28 jours.
V	Force sismique total
C_T	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération.
η	Facteur de correction d'amortissement
M	Moment fléchissant.
T	Effort tranchant.
N	Effort normal.
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique moyen ;
W	Poids total de la structure ;
η	Facteur de correction d'amortissement
T1, T2	Périodes caractéristiques accoisées à la catégorie du site
Q	Facteur de qualité
R	coefficient de comportement global de la structure

Introduction générale

Introduction générale

L'amplitude des forces sismiques subies par un bâtiment durant un séisme dépend à la fois des propriétés du mouvement terrestre et de la rigidité de ses composants structurels. Dans le passé, les constructions étaient conçues de manière simple et géométriquement régulière. Cette configuration laissait supposer une meilleure résistance aux secousses sismiques, car elle générerait généralement des sollicitations moins importantes. Cependant, les observations réalisées après divers tremblements de terre destructeurs à travers le monde ont révélé que ces structures subissaient souvent des déplacements significatifs entre leurs éléments horizontaux (planchers) et verticaux (murs porteurs).

Dans la pratique, les structures en portiques en béton armé peuvent adopter deux configurations géométriques distinctes : régulière ou irrégulière. Dans le cas des structures irrégulières, les asymétries peuvent concerner le plan, l'élévation, ou les deux simultanément. Généralement, les concepteurs privilégient des formes simples, respectant les critères de régularité tant en plan qu'en élévation. Ce choix s'explique par leur facilité de construction et leur comportement plus prévisible sous sollicitations sismiques, offrant ainsi une meilleure sécurité. Cependant, cette approche n'est pas toujours réalisable. Des contraintes architecturales, des limitations d'espace, des exigences du maître d'ouvrage, ou des impératifs techniques (éclairage, ventilation, etc.) peuvent imposer une conception irrégulière. C'est notamment le cas des bâtiments d'angle à ossature en béton armé présentant une géométrie angulaire en plan. Ces structures, caractérisées par un angle marqué entre leurs ailes, subissent des déséquilibres de rigidité et de résistance, amplifiés par des effets de torsion proportionnels à l'angle formé. En conséquence, leur réponse aux séismes est moins optimale, compromettant leur stabilité lors d'un événement sismique.

Objectif du mémoire :

Le présent travail s'intéresse à la recherche de la meilleure conception entre des structures en béton armé, de forme angulaire, à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée et de quatre étages, situé dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa), en variant la longueur de transition entre les deux ailes du bâtiment. Ce travail a été approfondi en variant aussi d'autres paramètres, à savoir, le nombre des transitions, la configuration géométrique des extrémités des parties saillantes et l'augmentation dans la section des poutres et poteaux de la zone de transition des angles-rentrants. Pour chacune de ces structures nous nous sommes intéressés à la période fondamentale, l'effort sismique à la base de la structure, et le déplacement globale et inter-étages.

Methodologie :

Cette étude comporte deux volets principaux : la première partie analyse l'impact de la variation de la longueur de transition entre les deux ailes du bâtiment sur son comportement structural, Ensuite, une étude est envisagée pour tester l'effet de plusieurs transitions au niveau de l'angle rentrant pour optimiser une fois de plus le nombre et le type de transition nécessaire à rendre la structure conforme aux conditions du règlement parasismique algérien RPA99/3003. Après, une autre étude est envisagée pour optimiser la meilleure configuration géométrique des extrémités des parties saillantes lorsque l'angle rentrant est adouci par les trois transitions proposées. La deuxième partie de l'étude consiste à optimiser les structures par l'augmentation dans la section des poutres et poteaux au niveau des angles rentrants, et à chaque étape on vérifie les caractéristiques dynamiques exigées par le règlement parasismique algérien RPA99/3003 par logiciel **Etabs**. Au terme de ces analyses des structures considérées, on procède à une discussion des résultats obtenus, relatifs aux paramètres étudiés : la période, l'effort sismique à la base, déplacement des étages, dans les éléments (poteaux, poutres).

Organisation du mémoire :

Le manuscrit est constitué de quatre chapitres avec une introduction au début et une conclusion à la fin.

Le **premier chapitre** aborde les notions fondamentales relatives aux séismes, à la sismicité en Algérie et son zonage réglementaire, ainsi qu'à l'influence de la forme des bâtiments et des systèmes de contreventement sur le comportement des structures sous sollicitations sismiques.

Le **chapitre 2** présente une analyse détaillée de la superstructure d'un bâtiment angulaire en béton armé (R+4) avec un angle de 90° entre les ailes, en appliquant simultanément les prescriptions du BAEL91 modifié 99 pour le calcul aux états limites et celles du RPA99 version 2003 pour la résistance aux séismes, afin d'évaluer le comportement structural dans des conditions réglementaires algériennes.

Le **chapitre 3** analyse le comportement dynamique des structures angulaires auto-stables en béton armé en étudiant trois paramètres clés : la longueur des transitions entre ailes, le nombre de transitions, et la configuration géométrique des extrémités saillantes. Cette investigation a été réalisée via une analyse modale approfondie utilisant le logiciel ETABS V9, permettant d'évaluer systématiquement l'influence de ces paramètres sur la réponse dynamique de la structure.

Le **chapitre 4** a principalement porté sur l'optimisation des structures par l'augmentation de la section des poutres et des poteaux au niveau des angles rentrants.

À la fin, une analyse des résultats obtenus pour chaque cas étudié a été établie et des conclusions ont été tirées. Enfin, nous avons suggéré quelques perspectives pour des recherches futures comme suite à ce travail.

Chapitre I

Recherche bibliographique

1.1. Introduction

Les séismes font partie des catastrophes naturelles les plus dévastatrices. L'homme veut en limiter les effets afin d'éviter des conséquences désastreuses.

Le séisme est un risque naturel imprévisible qui détruit des bâtiments, des routes et des autres infrastructures. Il paralyse la fonction urbaine et cause la perte en vie humaine en l'espace d'un temps très court. Bien qu'il soit virtuellement impossible de prédire le temps exact où se produira cette catastrophe, il est possible de déterminer la probabilité relative de l'occurrence d'un séisme. Il est donc essentiel de se préparer au risque si l'on est dans une zone sismique comme l'Algérie ou le Japon.

Pour réduire le risque sismique, il est très important de se faire des images réalistes sur cet aléa de manière à mieux se préparer à l'avance et à se comporter correctement en cas de séisme.

Consciente des conséquences éventuelles du risque sismique, la population pourrait être conduite à une bonne prévention contre ce risque.

En Algérie, le risque sismique est important. En effet, Au cours des 250 dernières années des tremblements de terre de magnitude moyenne à élever se sont produit dans le nord de l'Algérie au moins une douzaine de fois. [1]



Figure I.1 : Séisme du 21 Mai 2003, Wilaya de Boumerdes. [1]

1.2 Origines des séismes

Dont le principe est connu depuis la seconde moitié du Xe Siècle, La plupart des séismes d'origine naturelle sont dus à des mouvements tectoniques qui correspondent à des ruptures de roches dans les zones de faille. Les autres séismes d'origine naturelle sont liés à l'activité volcanique.

La lithosphère (croûte et manteau supérieur) est morcelée en plusieurs fragments, appelés plaques, qui constituent la surface terrestre. En raison des mouvements de convection au sein du manteau, ces plaques sont mobiles les unes par rapport aux autres, avec des vitesses de quelques centimètres par an.

La majorité des séismes se produisent dans la croûte terrestre, à moins de 15-20 km de profondeur. Les séismes plus profonds sont localisés dans des zones étroites, bien connues. Ils peuvent provoquer des dégâts s'ils sont de forte magnitude.

On classe généralement les séismes en trois catégories suivant leur profondeur :

- les séismes superficiels : 0 – 33 km ;
- les séismes intermédiaires : 33 – 70 km ;
- les séismes profonds : > 70 km, les hypocentres peuvent atteindre 700 km dans certaines zones de subduction (îles Fidji, Colombie).

Les mouvements des plaques peuvent être divergents (extension), convergents (compression) ou en coulissage (cisaillement). Environ 90% des séismes sont localisés au Voisinage des limites de ces plaques. [2]

Les zones où se produisent fréquemment des séismes sont dites ceintures sismiques [3] le **Tableau I.1** présent quelques exemples d'évènements sismiques récents liés à des pays de forte sismicité

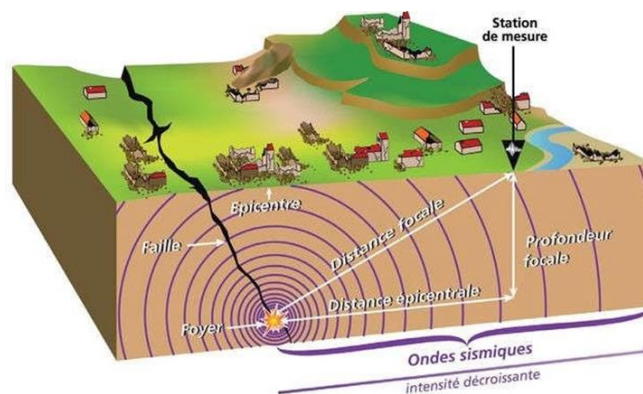


Figure I.2: Naissance du séisme. [2]

Tableau I.1: Exemples d'évènements sismiques récents liés à des pays [3].

Date	Pays	Magnitude	Victimes
27.02.2010	Chile	8.8	500
28.10.2008	Pakistan	6.4	400
12.09.2007	Pérou	8.0	500
23.02.2005	Iran	6.4	612
08.10.2005	Pakistan	7.6	100000
26.12.2003	Iran (Bam)	6.5	35000
03.03.2002	Afghanistan	7.4	100
17.08.1999	Turquie	7.6	30000

1.3. Historique de la sismicité en Algérie

La sismicité de l'Algérie du Nord est connue depuis 1365, date de séisme qui frappé la ville d'Alger. Les nombreux travaux qui se sont intéressés à l'historique de la sismicité ont permis la réalisation de plusieurs catalogues, Rothé (1955), Roussel (1967), Benhallou (1985), Mokrane et al. (1994), Benouar (1997) et Boudiaf (1996). Ces catalogues montrent que la sismicité est concentrée dans la région nord du pays c'est à dire dans la bande comprise entre la région littorale et la région de la flexure sud atlasique, et des frontières marocaines jusqu'au frontières tunisiennes.

D'autres parts, ces catalogues indiquent que plusieurs séismes importants se sont produits au cours de l'histoire Alger (1716), Oran (1790), Blida (1825), Tenès (1890)...

On remarque également que la fréquence des séismes est devenue grande (presque un séisme tous les trois ans en moyenne) de 1980 à nos jours. Et pourtant, la révision de notre code sismique se fait en moyenne tous les 10 ans. Cela nous semble anormal, car chaque évènement sismique nous donne des enseignements à tirer. En plus de ça, les recherches théoriques et pratiques doivent être continues, afin de contribuer à l'amélioration de ce code. [2]

1.4. Activité sismique

Le rapprochement des plaques Eurasiatique et Africaine entraine l'occurrence d'une activité sismique. Celle-ci est concentrée essentiellement dans la partie Nord du pays : La région tellienne est la plus active, dans cette région se produit la plus grande activité et les séismes les plus importants. La région des Hauts Plateaux est beaucoup moins active que la région Tellienne. Au niveau de l'Atlas Saharien seuls quelques événements se sont produits

La sismicité en Algérie du Nord se produit de façon permanente. Le réseau de surveillance enregistre près de 50 secousses par mois. Près de 90 % de cette activité car étant de faible magnitude et se produisant loin des centres urbains. [2]

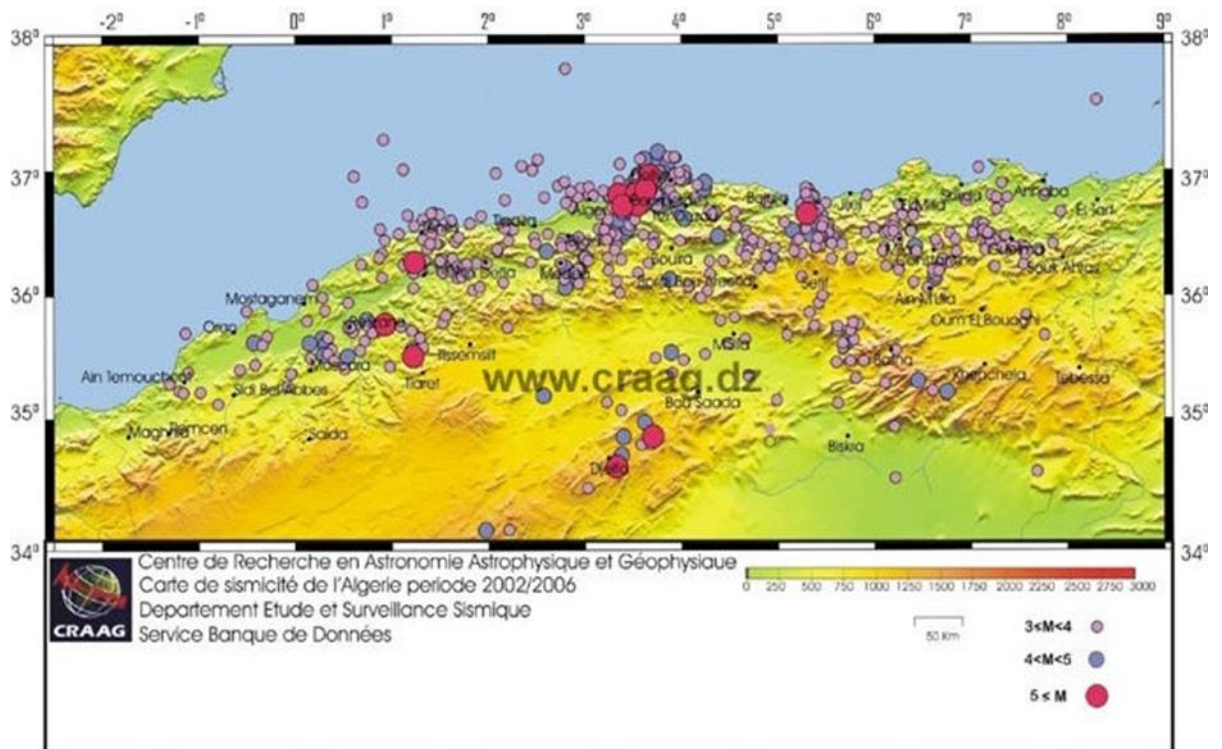


Figure I.3 : La carte de sismicité de l'Algérie du Nord. [4]

1.5. Zones sismiques en Algérie

La catastrophe d'Orléans ville (Chlef) de 1954 a conduit les autorités de l'époque à préconiser dès 1955 des recommandations techniques provisoires dans le but d'atténuer les effets des séismes sur la stabilité des constructions. Ces recommandations sont connues sous le nom AS55. A cette époque deux zones avaient été définies pour l'Algérie :

- Zone A : faible sismicité
- Zone B : forte sismicité.

En octobre 1980, un grand séisme dévaste Al Asnam (Chlef actuellement), ce tremblement de terre fait 3000 morts, et détruit 80% de la ville de Chlef, et cause des dégâts estimés à 10 milliards de dinars algériens.

Ensuite, en mai 2003, un second terrible séisme fait plus de 2000 morts et plusieurs milliers de blessés et de sans-abri à Boumerdès, ce séisme à lui fait 1400 victimes dans la wilaya de Boumerdès, et cause des dégâts estimés à 5 milliards de dollars américains [5]

D'après l'amélioration du RPA Le territoire national est divisé en 5 zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité (pages 12 et 13 du RPA99/v2003) et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par communes (annexe 1 page 85 du RPA99/v2003).[2]

Les constructions présentant en plan des formes complexes ou de compacité variable, telles que les formes en L, en T etc., posent des problèmes particuliers, même lorsque la structure présente deux axes de symétrie comme c'est le cas pour les formes en H ou en croix.

Leurs différentes parties ont, en effet, tendance à développer individuellement des réponses très dis semblables dont l'interaction se traduit par d'importantes torsions de l'axe vertical

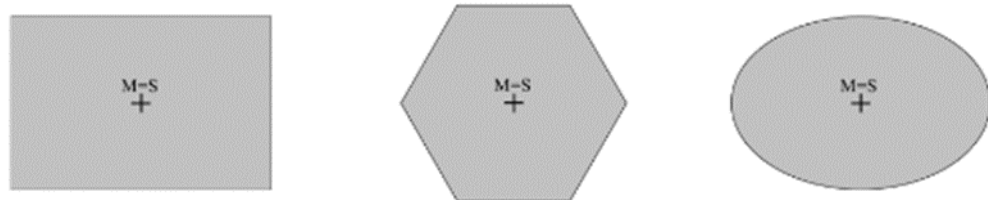


Figure I.5 : Forme en plan, symétrique, dans lesquels les centres de masse (M) et de cisaillement (S) coïncident, évitant les problèmes de torsion. [8]

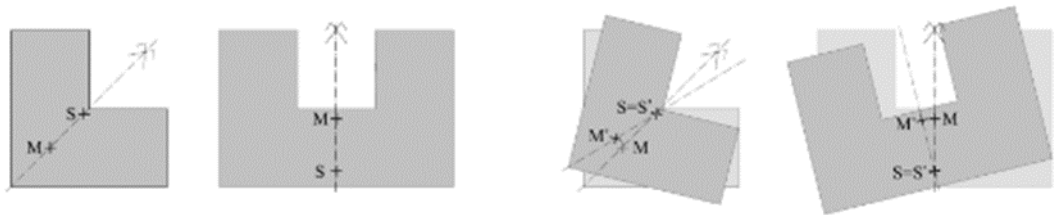


Figure I.6 : Formes en plan, symétriques, dans lesquels une excentricité sépare les centres de masse (M) et de cisaillement (S). [8]

1.7. Forme en élévation

D'une manière générale, les formes en élévation les plus favorables d'un point vu sismique sont les formes continues et régulières. L'action sismique agissant au centre de gravité de la structure, la position de ce dernier a une forte influence sur l'intensité des efforts engendrés à la base de la construction. Dans ce sens, les silos, les châteaux d'eau et les structure similaire, avec leur centre de gravité très haut, sont particulièrement défavorable d'un point de vu sismique. Quelque exemple de constructions concernées sont schématiquement représentés à (la Figure I.7) [8]

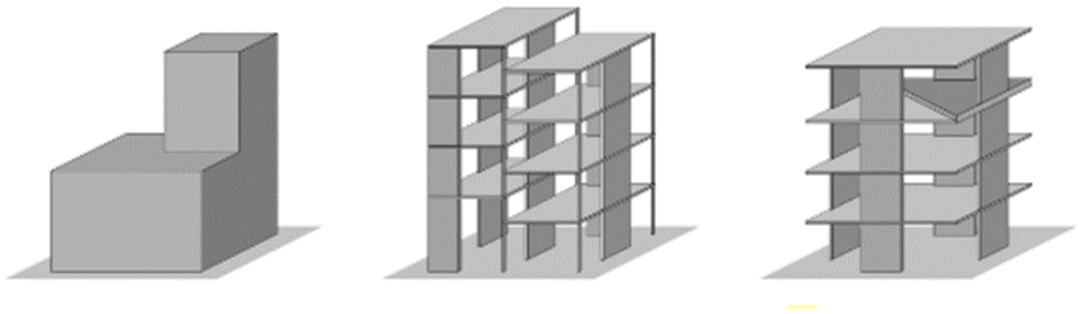


Figure I.7 : Formes en élévation [8]

1.8. 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.

Les solutions susceptibles d'être choisies pour assurer le contreventement général des bâtiments sont évidemment liées aux contraintes qui peuvent être imposées par la partie architecturale ; elles sont également dépendantes, dans une certaine mesure, du matériel dont dispose l'entreprise. Ces solutions peuvent être classées en trois grandes catégories. [9]

1.8.1. 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; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié : banches et coffrages-tunnels. Quant au contreventement longitudinal des mêmes bâtiments, il peut lui aussi être obtenu par des voiles disposés dans les plans des façades et des refends longitudinaux (**Figure I.8**). [10]

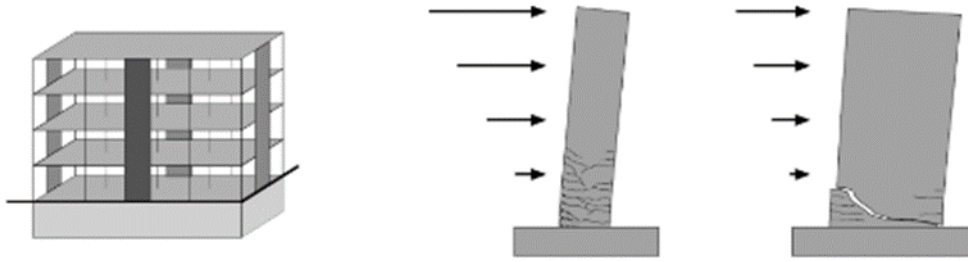


Figure I.8 : Contreventement d'un bâtiment (en béton armé). [10]

1.8.2. Contreventement par remplissage en maçonnerie

La solution consistant à assurer le contreventement par des remplissages en maçonnerie (**Figure I.9**) de résistance suffisante est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Il faut évidemment être certain que les maçonneries en cause ne sont pas appelées à disparaître ou à être modifiées (perçement ultérieur d'ouvertures).

Cette condition est en général réalisée pour certains murs de cages d'escaliers, de séparation entre logements ou entre corps de bâtiment au droit des joints, ou de pignons. [10]



Figure I.9 : Contreventement par remplissage en maçonnerie [10]

1.8.3. Contreventement cadres (portiques) en béton armé ou acier

Les cadres en béton armé ou en acier peuvent aisément être conçue de manière ductile pour autant que les zones de déformations plastiques soient situées dans les poutres plutôt que dans les colonnes (**Figure I.10**). Il faut relever que ce n'est généralement pas le cas pour les bâtiments existants ou l'action sismique a été ignorée et dans lesquels les colonnes moins résistantes que les poutres. Comme le montre la partie droite de (**la Figure I.10**), cette situation fréquente conduit à un comportement sismique défavorable en raison de la forte concentration des déformations plastiques aux extrémités des colonnes du premier étage. [10]



Figure I.10 : Contreventement par cadres (portiques) en béton armé ou acier. [10]

1.9. Irrégularité en plan

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques (**Figure I.11**). [11].

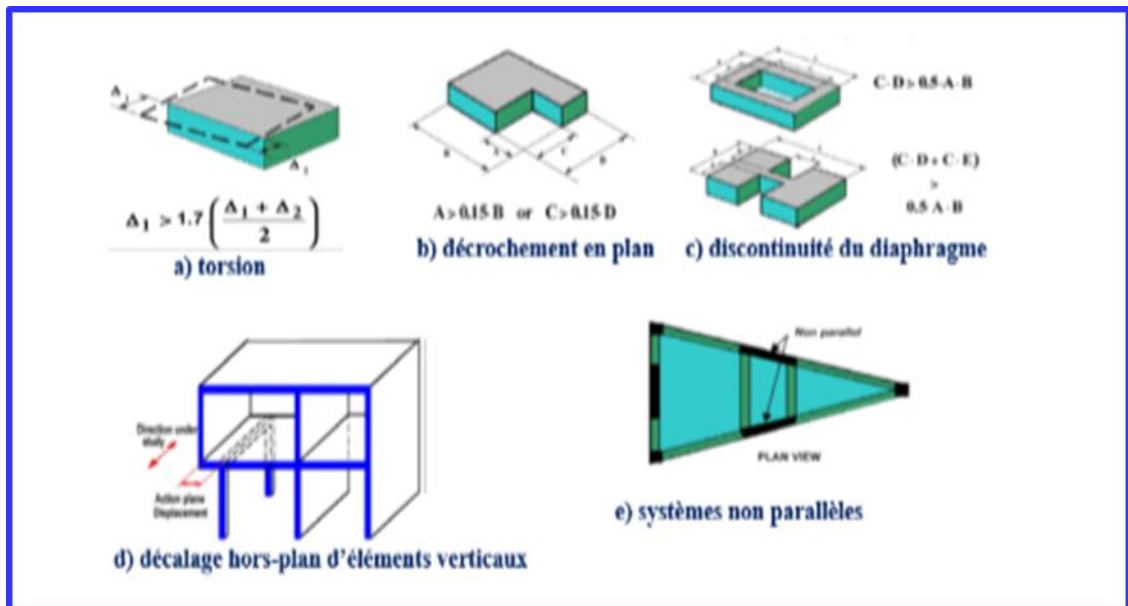
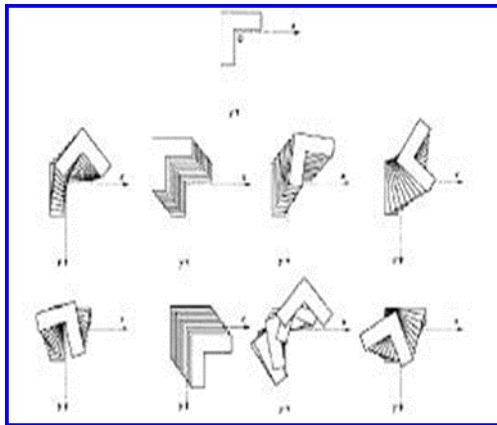


Figure I.11 : Description de différentes irrégularités horizontales. [11]

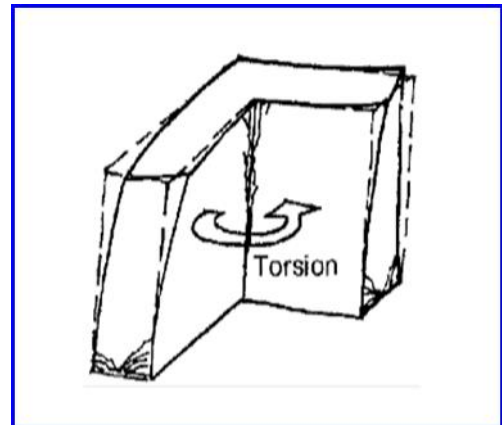
Parmi les phénomènes les plus particulièrement source de dommages sismiques dans les bâtiments asymétriques : la torsion d'ensemble et les concentrations de contraintes. Ces phénomènes réduisent la capacité des constructions à absorber l'énergie cinétique des oscillations (l'énergie non absorbée produit un travail de rupture dans la structure). Par ailleurs, les formes simples conduisent en général à des détails constructifs simples, plus faciles à concevoir et à réaliser que ceux des structures complexes[12].

1.9.1. Torsion d'ensemble

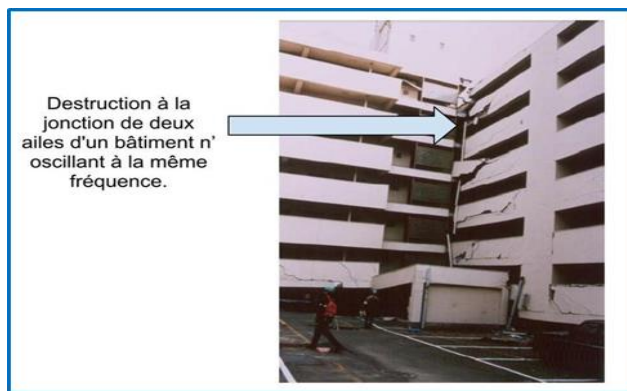
La torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques reconnue dans le monde (**Figures I.12 et I.13**). Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité. Elle a donc lieu quand les éléments de contreventement sont décentrés ou lorsque la configuration de l'ouvrage est à l'origine d'un excentrement de ses parties latéralement rigides. Dans ces cas, sous l'action de forces horizontales, l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical. Au lieu de fléchir comme un bloc, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents. Ce type de sollicitation est mal toléré par la structure[12].



a)



b)



c)



d)

Figure I.12 : Torsion d'ensemble des structures en formes de L. [10]



e)

Figure I.13 : Cet immeuble Il a subi une forte torsion, si bien que les colonnes antérieures ont cédé (Kobe, Japon, 1995). [13]

1.9.2. Concentration des contraintes

Dans les angles rentrants (c'est-à-dire à la jonction de deux parties ayant des rigidités différentes dans une même direction horizontale), la différence de rigidité induit des oscillations en opposition de phase qui provoquent des concentrations de contraintes et des dommages importants [14]. Donc les concentrations de contraintes facilitent la fissuration de la structure lors de mouvements sismiques, les fissures peuvent rapidement se propager et entraîner un effondrement partiel ou total de l'ouvrage. Elles peuvent être accrues ou, au contraire, limitées par les options de projet liées à la géométrie des bâtiments et de leurs parties. Elles se produisent de manière privilégiée dans les angles rentrants apparaissant à l'échelle d'un bâtiment [15].

Ce qui est vrai pour la flexion d'ensemble l'est aussi pour la torsion: les éléments reprenant la torsion doivent être distribués assez symétriquement. Le non-respect de ce principe peut conduire à une déformation permanente gauchie de la structure [14] (Figures I.14 et I.15).

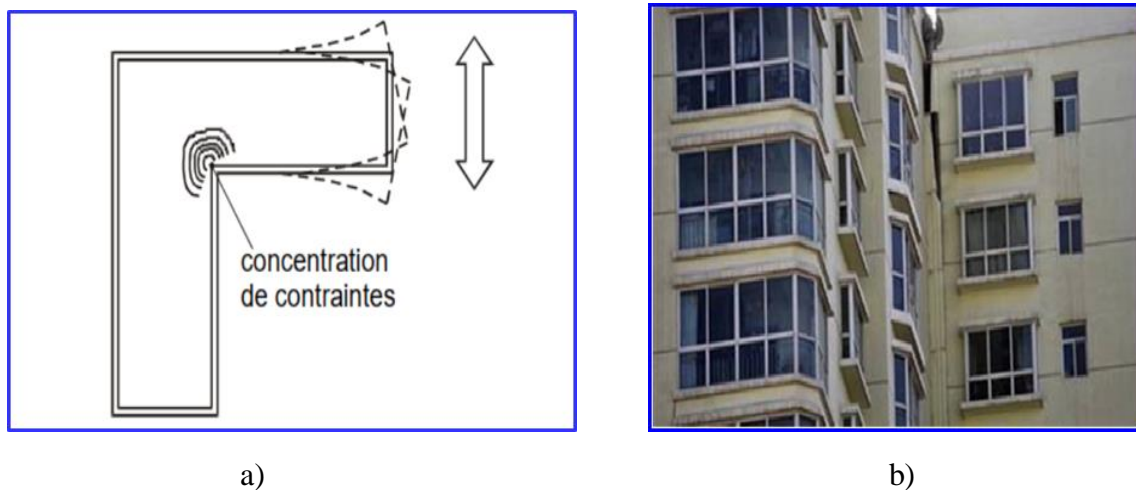


Figure I.14 : a) Concentration de contraintes. b) Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants. [13]

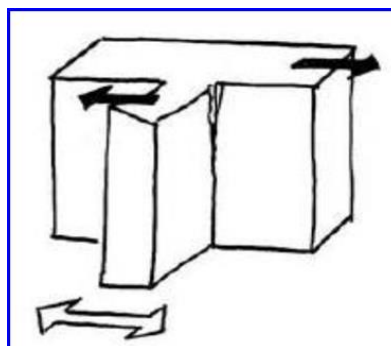


Figure I.15 : Dommages dans les angles rentrants dus aux oscillations différentielles. [10]

1.9.3. Dégradation de bâtiments de formes complexes

Lorsque la forme des bâtiments en plan est complexe ou non compacte cela entraîne des efforts de torsion et des vibrations localisées, non pris habituellement en compte dans le calcul du bâtiment, pouvant provoquer des ruines localisées et, dans certains cas, l'effondrement du bâtiment. Pour les bâtiments ayant une forme en L, en T ou assimilées, on risque des ruptures par fouettage ou par l'action déphasée des ailes. La (Figure I.16. a et b) montre d'une manière détaillée les dégradations d'un bâtiment en forme de L :

La dégradation ou l'effondrement de la partie commune aux deux ailes, par déplacement différentiels suivant la direction du séisme (Figure.I.16. c et d) ; on constate que le volume endommagé augmente avec la hauteur, ce qui est normal puisque les déplacements sont plus importants au sommet qu'à la base ;

La dégradation par fouettage et éventuellement l'effondrement des extrémités des ailes ;

L'effondrement complet d'une aile en cas d'absence d'une structure propre de contreventement [16]

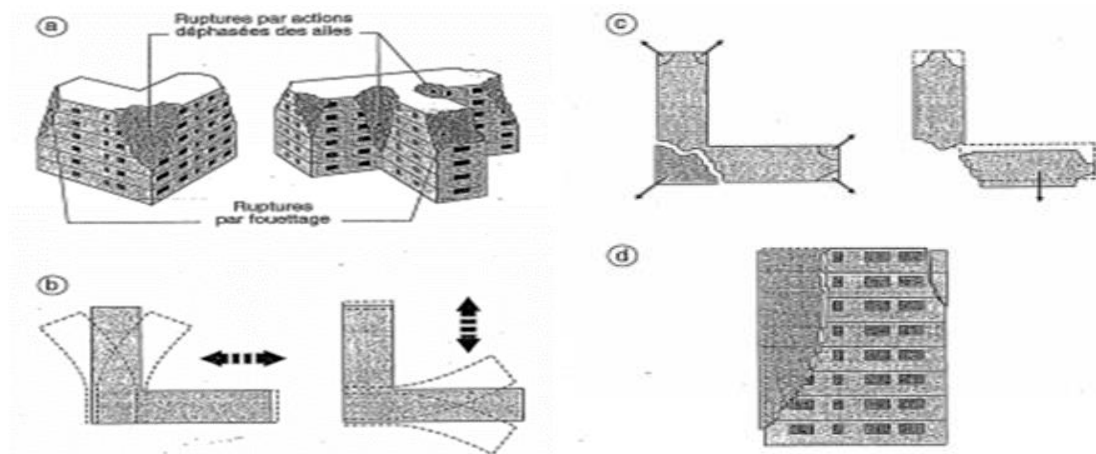


Figure I.16 : a) Bâtiments en L et en T: Rupture par fouettage ou par l'action déphasée des ailes ;
 b) Déplacements réciproques des ailes ; c) Dégradation d'un bâtiment en L vu en plan ; d)
 Dégradation d'un bâtiment en L vu en élévation. [16]

1.9.4. Solutions pour les structures d'un angle rentrant

1.8. 4.1. Simplicité du plan

Les bâtiments symétriques selon deux axes peuvent également comporter des ailes, des saillies et des retraits et, par conséquent, des angles rentrants. Leurs inconvénients peuvent être corrigés de la manière décrite dans (la Figure I.17 (a)). De même, la différence des rigidités transversale et longitudinale d'un plan rectangulaire peut être corrigée par un renforcement du contreventement, (Figure I.17 (b)). Sans correction, on devrait limiter cette différence en évitant

les rectangles très allongés (favoriser la compacité du plan. Il est recommandé que le rapport des côtés ne soit pas supérieur à 3m[12].

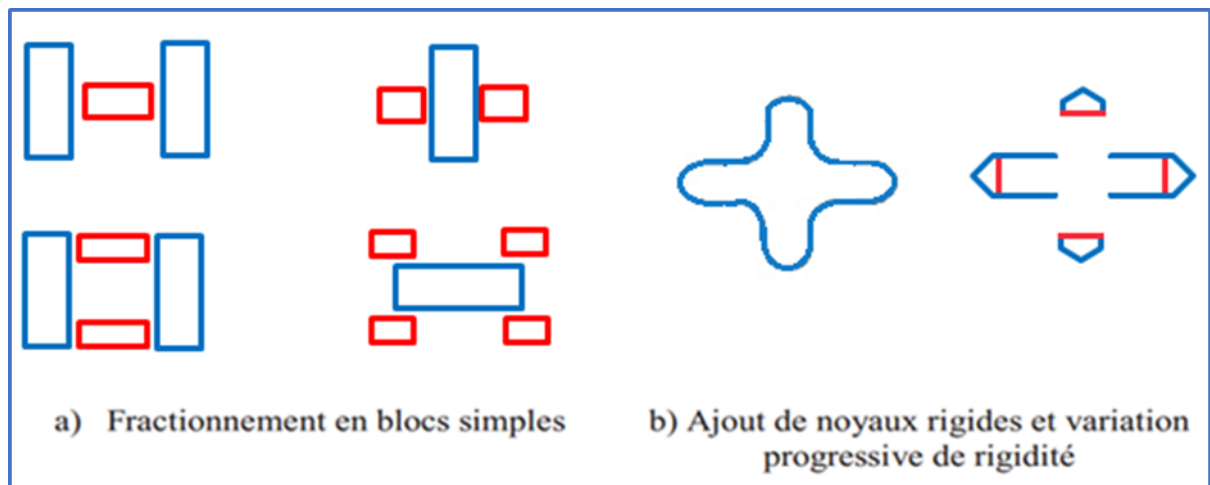


Figure 1.17 : Correction des inconvénients des plans complexes [12]

Afin de minimiser les dommages dans la zone de croisement des parties saillantes, qui doivent avoir la capacité de résister et de dissiper les effets de torsion de manière adéquate, plusieurs solutions ont été proposées à l'amélioration des dispositions pour atteindre la bonne performance sismique. [9]

a) Joint parasismique

En ouvrage de béton, le joint de dilatation fournit une discontinuité à la fois dans le béton et l'armature (Figure I.18). 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[17].

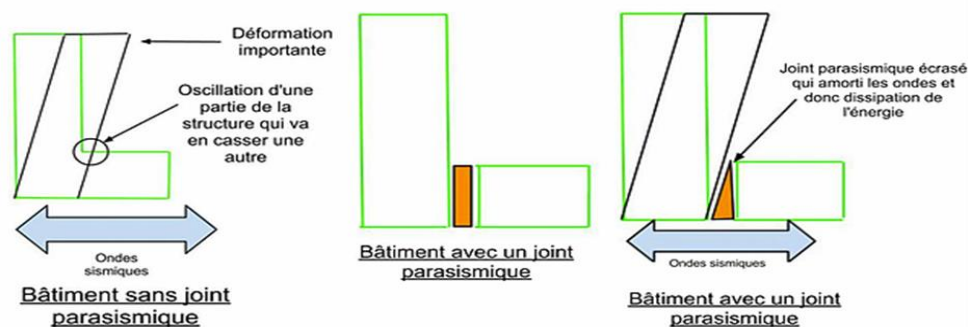


Figure I.18 : Joint parasismique[17].

Fajari and Sumarsono [18] ont étudié des bâtiments irréguliers horizontaux tout en éliminant le problème par l'emploi des joints sismiques où deux systèmes ont été opté, le premier système est basé sur l'utilisation de doubles poteaux (**Figure I.19-a**) et le second par des poutres en console (**Figure I.19-b**). Les résultats obtenus montrent que la séparation par un système de poutres consoles diminue l'irrégularité horizontale d'une manière satisfaisante.

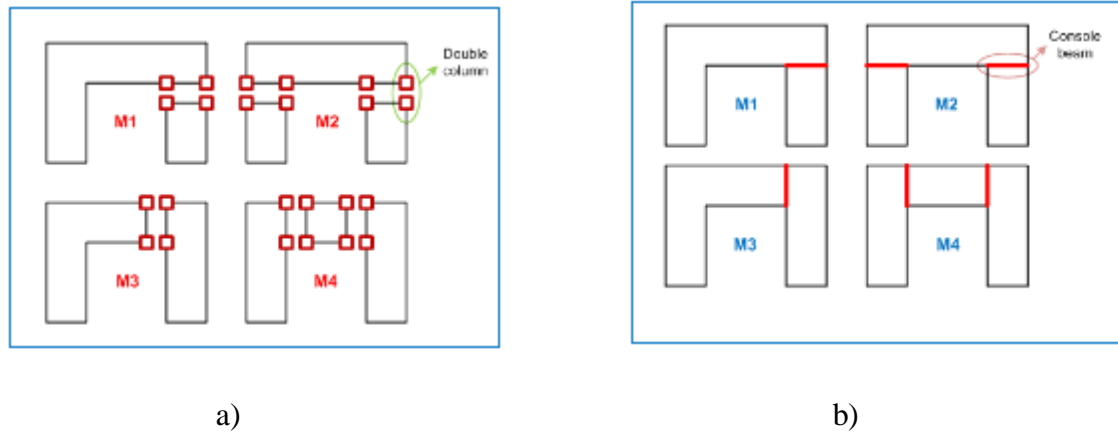
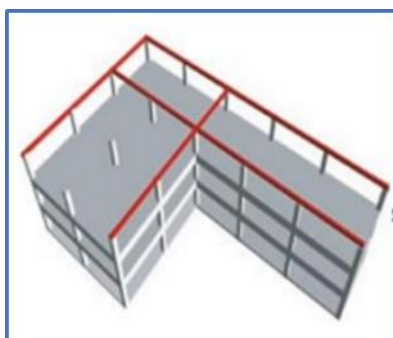


Figure I.19 : a) système de doubles poteaux b) système de poutres en console [18].

I.8.4.2. Ajouter un renforcement à l'angle entrant

D'autres chercheurs [19,20] favorisent l'installation des éléments de résistance afin de réduire la torsion. Dans ce contexte, Dhanyashree et al. [20] ont analysé l'effet de l'angle rentrant avec différents pourcentages par la méthode statique équivalente, dont la variante la plus endommagée a été renforcée par l'ajout des palées de stabilité métalliques au niveau de la zone de croisement des deux saillants où ce renforcement donne de meilleures performances (**Figure I.20**). Cette solution, fréquemment utilisée aux Etats-Unis et au Japon, est délicate à mettre en œuvre. Son efficacité n'a pas encore été validée par les séismes majeurs. Elle implique un dimensionnement généreux des porteurs verticaux situés dans les angles rentrants et présente le danger de constituer des points durs qui " attirent " les sollicitations d'origine sismique [12]



a) Renforcer l'entaille



b) Eléments rigides résistants

Figure 1.20 : Solutions d'un angle rentrant par renforcement[20].

I.8.4.3. Ajouter des transitions entre les deux ailes

L'adoucissement de l'angle droit par la création de transitions entre les parties saillantes du bâtiment. L'utilisation de coins évasés plutôt que de coins rentrants à angle droit réduit la concentration de contraintes au niveau de l'angle-rentrant (**Figure I.21 a**), ce qui est analogue à la manière dont un trou arrondi dans une poutre en acier crée moins de problèmes de concentration de contraintes qu'un trou rectangulaire (**Figure I.21 b**), ou à la manière dont une poutre en porte-à-faux effilée est plus souhaitable qu'une poutre à entaille abrupte (**Figure I.21 c**) [20].

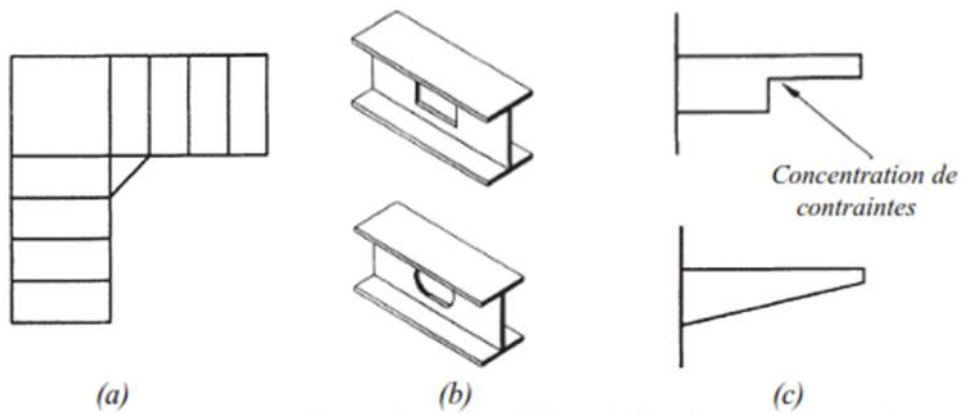


Figure I.21: La transition en plan atténue le problème de l'angle rentrant : analogies avec la poutre [20].

Arnold et al., [21] présentent une autre proposition pour le problème d'angle rentrant, cette solution consiste à créer des transitions entre les deux ailes (**Figure I.22**) que des angles droits dans les coins.

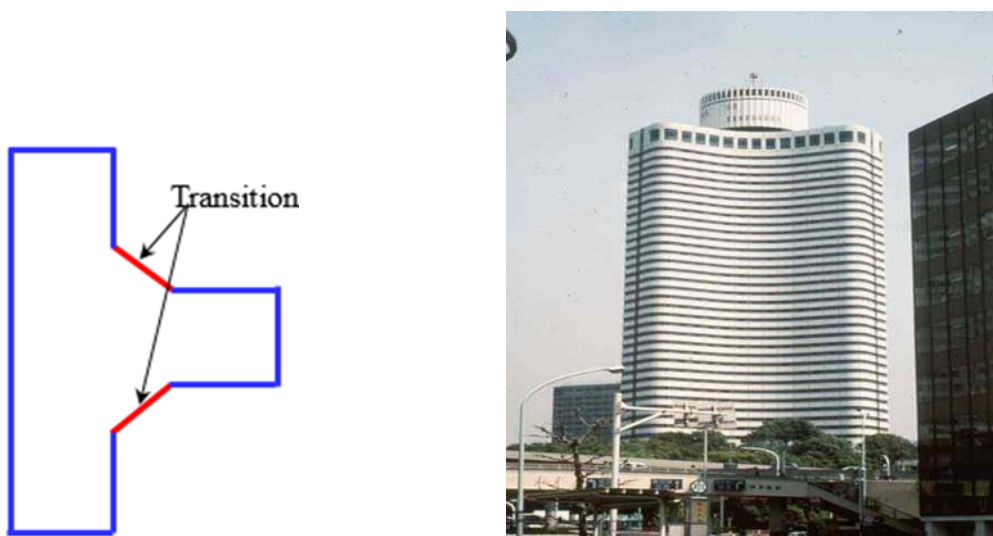


Figure 1.22 : Solutions d'un angle rentrant par l'ajout d'une transition [21].

1.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé les principales notions bibliographiques liées à la sismologie. Nous y avons présenté les origines des séismes, historique de la sismicité en Algérie, les activités sismiques ainsi que les zones sismiques en Algérie. Nous avons également la forme des structures en portiques en béton armé, le contreventement général des bâtiments, la concentration des contraintes, la dégradation de bâtiments de formes complexes ainsi que les solutions possibles pour les structures d'un angle rentrant. L'ensemble de ces éléments a été clairement exposé afin de mieux orienter nos recherches futures.

Chapitre II

*Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux*

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, on a étudié le comportement linéaire d'une structure auto-stable en béton armé de cinq niveaux, sans remplissage en maçonnerie rigide, localisé dans une zone IIa selon le RPA99/V2003. Les éléments (poteaux poutres) de cette structure sont dimensionnés selon le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003, elle est considérée comme une structure de référence. Pour cette étude, on a appliqué une analyse modale, afin d'évaluée la réponse dynamique des éléments de la structure. La modélisation numérique a été menée par logiciel ETABS V 9.

II.2. Identification de la structure étudiée

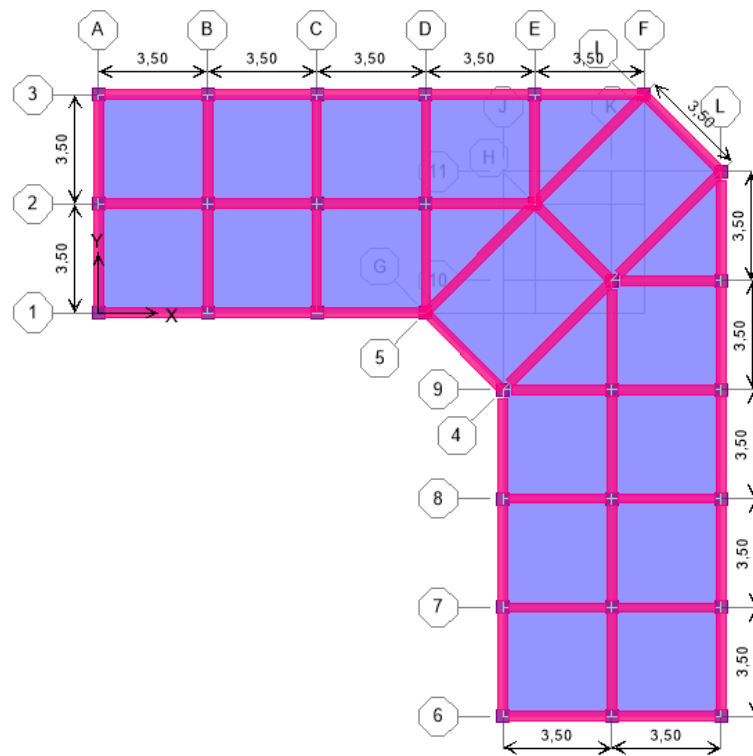
La structure à étudiée est un bâtiment à usage d'habitation, composée de rez de chaussé et quatre niveaux (R+4), Le bâtiment est symétrique dans les deux directions longitudinales et transversales et irrégulier a un espacement de 3,5 m et une hauteur de chaque étages de 3,06 m. Il est supposé être situé dans une zone sismique IIa (Moyenne sismicité) selon la classification du règlement parasismiques Algérien (RPA 99/version 2003), implanté sur un sol de fondation supposé être meuble, sol de type S3 est classé dans le groupe d'usage 2, selon le même code. Le système de contreventement est assuré par des portiques auto stables (poteaux – poutres), sans remplissage en maçonnerie rigide. Les caractéristiques des matériaux initialement considérés sont, 25 MPa pour la résistance à la compression du béton f_{c28} , et 400 MPa pour la limite d'élasticité des armatures F_e . Les données géométriques nécessaires sont représentées dans Figure II.1.

II.2.1. Dimensions en plan

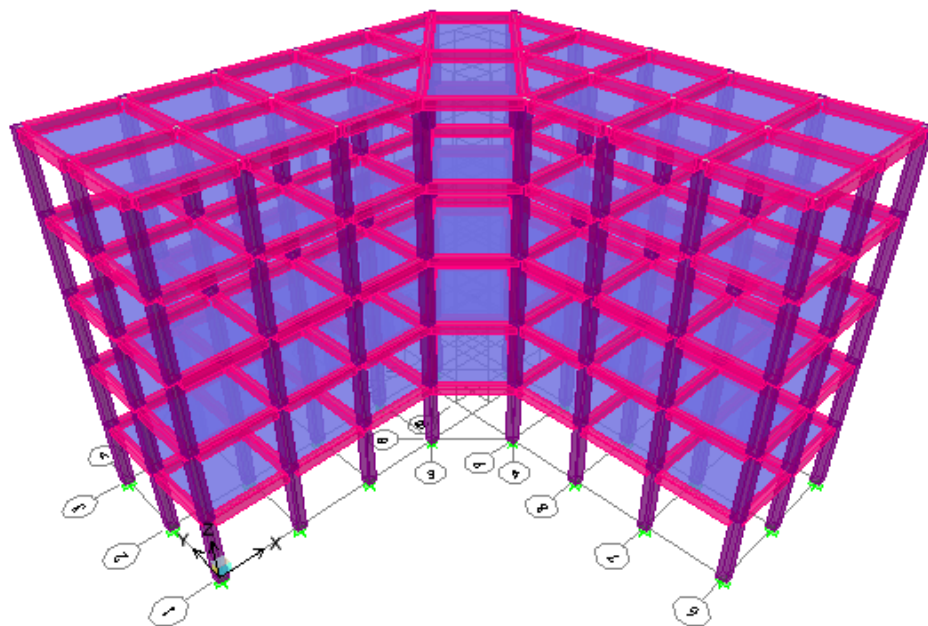
- Longueur totale : **19.97m.**
- Largeur totale : **19.97m.**

II.2.2. Dimensions en élévation

- Hauteur du RDC : **3.06m.**
- Hauteur de l'étage courant : **3.06m.**
- Hauteur totale : **15.30m.**



(a)- Vu en plan



(b)- Vu en 3D

Figure II.1 : Géométrie de la structure à étudiée.

II.3. Étude de la régularité de la structure a étudiée

II.3.1. Régularité en plan

D'après l'article 3.5.a de règlement parasismique algérien RPA99 /V2003 [6], le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 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.

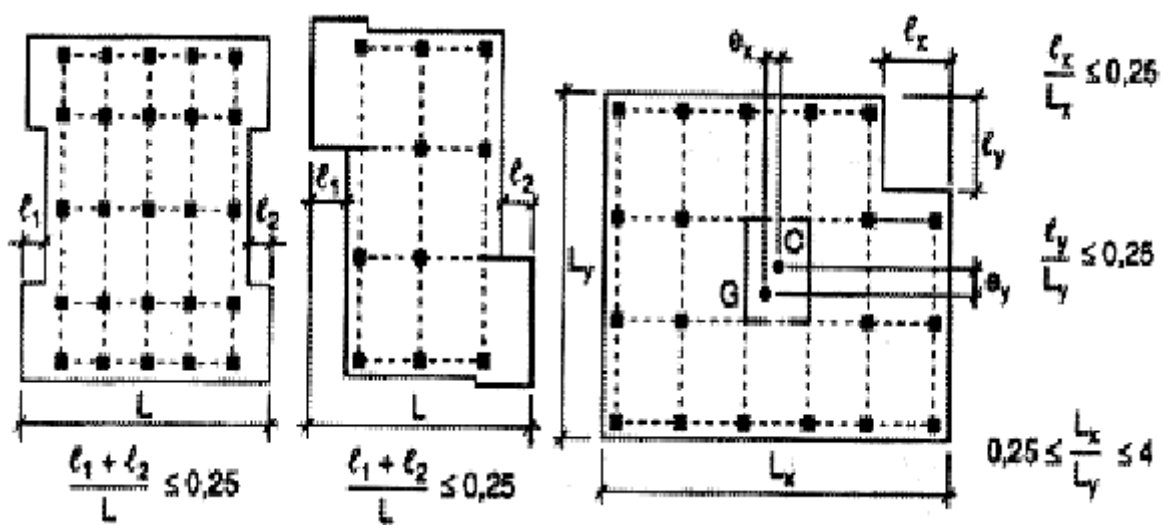


Figure II.2 : Limites des décrochements en plan (RPA99/V2003)[6].

$$0,25 \leq L_x / L_y \leq 4 \quad 0,25 \leq 19,97 / 19,97 \leq 4 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\text{Et } l_x / L_x \leq 0,25 \quad 17,5 / 19,97 = 0,87 > 0,25 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Donc la structure est classée irrégulière en plan

II.3.2. Régularité en élévation

D'après l'article 3.5.b de règlement parasismique algérien RPA99 / V2003 [6], le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. Aussi que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

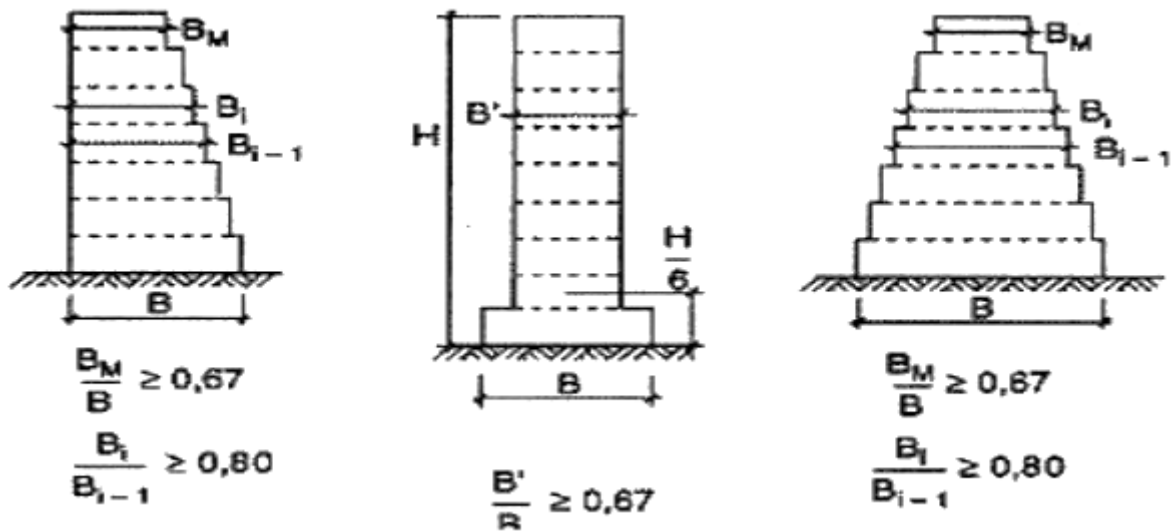


Figure II.3 : Limites des décrochements en élévation [6].

$$B''/B \geq 0,67 \quad 19,97/19,97 \geq 0,67 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

La structure à étudiée est irrégulier en plan et régulier en élévation car les conditions de la régularité en plan exigés par le RPA 99/v 2003 [6] sont pas vérifiées et en élévation sont vérifiées.

II.4. Caractéristiques des matériaux

II.4.1. Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué par un mélange de matériaux ; granulats (sables et graviers) + liant (ciment) + eau de gâchage et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. [22]

a. Résistance caractéristique du béton à la compression

Le matériau béton est défini par sa valeur de résistance caractéristique en compression à 28 jours exprimé en MPa, pour notre thèse on adopte $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b. Module de déformation longitudinale « module de Young »

Pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, ce module est donné selon l'Art A.2.1, 21, BAEL91/M99 par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \quad (\text{II.1})$$

Dans notre étude $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$;

Pour un chargement de longue durée, ce module est donné selon l'Art.A.2.1, 22, BAEL91/M99 [23] par la formule :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [Mpa]}$$

(II.2)

Dans notre étude $E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$;

c. Coefficient de Poisson est donné selon l'Art A.2.1, 3, BAEL91/M99 [23] comme suit

$\nu = 0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré),

$\nu = 0.2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

d. Les contraintes limites :

On distingue deux états limites de calcul selon le règlement BAEL91/M99 [23] :

- **Contrainte à l'Etat limite ultime de résistance (ELUR)**

La contrainte du béton à l'Etat limite ultime de résistance (ELUR) est définie par :

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{(II.3)}$$

Avec,

$\gamma_b = 1.15$ en situations accidentelles ;

$\gamma_b = 1.5$ en situations durable.

Dans notre étude,

$\sigma_b = 14.16 \text{ MPa}$ pour une situation durable.

$\sigma_b = 18.48 \text{ MPa}$ pour une situation accidentelle.

- **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_u$

Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{(II.4)}$$

Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{(II.5)}$$

e. Etat limite de service (ELS)

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}, \text{ pour notre cas } \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

II.4.2. Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers [24]. Le type d'aciers qui sera utilisé dans notre travail pour les armatures longitudinales et transversales est à haute adhérence de nuance FeE400.

a. Contrainte limite à l'état limite de résistance (ELUR)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ;

$\gamma_s = 1.15$ cas des situations durables ($\sigma_s = 348 \text{ MPa}$) ;

$\gamma_s = 1.00$ cas des situations accidentelles ($\sigma_s = 400 \text{ MPa}$).

b. Contrainte de l'acier à l'état de service (ELS)

Pour les fissurations peu nuisibles : il n'y a pas de vérification à faire ;

$$\text{Pour les fissurations préjudiciables : } \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \quad (\text{II.7})$$

$$\text{Fissurations très préjudiciables : } \bar{\sigma}_s = 0,8 \xi (\text{MPa}) \quad (\text{II.8})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration ;

$\eta = 1.00$ pour les aciers ronds lisse ;

$\eta = 1.60$ pour les aciers à haute adhérence.

II.5. Pré dimensionnement des poutres et poteaux

Les sections des poutres et des poteaux sont dimensionnées et vérifiées selon le code de béton aux états limites (BAEL 91/M99) [23] et le règlement parasismique algérien (RPA 99/V 2003) [6].

II.5.1. Poutres

Les poutres principales de la structure sont pré dimensionné selon les formules suivantes :

$$\text{La hauteur } h \text{ par : } \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{12} \quad (\text{II.9})$$

$$\text{La largeur } b \text{ par : } \quad 0.3h \leq b \leq 0.7b \quad (\text{II.10})$$

Les poutres secondaires sont dimensionnées avec les mêmes formules.

II.5.2. Poteaux

Les poteaux sont pré dimensionnés en vérifiant la condition ci-après ou leur section de béton, Bc est déterminée comme suit :

A l'état limite ultime de résistance, le règlement RPA99/ version 2003, Art 7.4.3.[6], stipule que dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul, noté Nd, exprimé sous forme réduite (effort normal réduit ν), est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{II.11})$$

Bc : Section de béton du poteau

fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours ; dans notre cas **fc28 = 25Mpa**.

Ainsi, au stade de pré dimensionnement de la section de béton (Bc) des poteaux, Nd doit être vérifié la condition exigé par le BAEL 91 modifier 99 [23] (condition de stabilité de forme), l'effort normal agissant ultime Nd d'un poteau le plus chargé sous les charges gravitaires (permanentes(G) et d'exploitation (Q)) pondérées et combinées, 1.35 G+1.5 Q, obtenu par la descente de ces charges, doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_d \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{\beta_r \cdot f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{II.12})$$

Avec,

Br : La section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que : Poteaux carréeBr = (a - 0.02)² m² ;

γ_b : Le Coefficient de sécurité du béton tel que $\gamma_b = 1.5$;

γ_s : Le Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\gamma_s = 1.15$;

f_e : La limite d'élasticité de l'acier en (400Mpa) ;

α : Le coefficient fonction de l'élançement mécanique

λ . Les sections de béton adoptées pour les poutres et les poteaux sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. II.1.Données géométriques des éléments de la structure étudiée.

		Niveau	Dimension
Poteaux		RDC	40x40
		1 ^{er} +2eme+3eme+ 4eme étages	40x40
Poutres	Principales	Tous les niveaux	30x40
	Secondaires	Tous les niveaux	30x40

II.6. Etude dynamique

Les séismes sont depuis toujours un des graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale et imprévue, la violence des forces mises en jeu. Le séisme impose aux structures des accélérations importantes pouvant causer des dégâts importants aux constructions. Pour la détermination des efforts sismique, il existe deux méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale.

II.6.1. Méthode statique équivalente présentée dans RPA99/V 2003

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

II.6.2. Analyse dynamique modale présentée dans RPA99/V 2003

Cette méthode est applicable pour le bâtiment régulier en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II et 30m en zone IIb et III.

La méthode d'analyse modale est une méthode d'investigation relativement récente, qui a été mise en œuvre pour établir et (ou) améliorer la connaissance du modèle dynamique des structures réelles. En effet, les paramètres significatifs permettant de représenter le comportement dynamique d'une structure linéaire quelle que soit sa complexité sont: la période, l'effort sismique à la base

et le déplacement inter étage. Le comportement dynamique de la structure sous des conditions d'excitation particulières en l'absence de toute modélisation ne requiert que la seule connaissance de ces paramètres. C'est la raison pour laquelle l'analyse dynamique spectrale est devenue grâce aux progrès de l'informatique et de l'instrumentation, une méthode privilégiée d'investigation dans le domaine de la dynamique des structures. L'analyse dynamique spectrale est donc une méthode applicable dans le calcul de la réponse linéaire des structures complexes à plusieurs degrés de liberté, dont le principe est basé sur le fait que la réponse n'est que la superposition des réponses individuelles des modes naturels de vibration, où chaque mode a sa propre forme de vibration (le mode propre), sa propre fréquence ou période. Les étapes de modélisation en utilisant cette méthode d'analyse, peuvent être résumées comme suit

II.6.3. Modélisation

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis à l'aide du logiciel ETABS V 9, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant des éléments finis linéaires de type « **frame** » disponibles dans la bibliothèque du logiciel (**Column** pour les poteaux et **Beam** pour les poutres). Des éléments finis surfaciques de type « **Slab** » sont utilisés pour la modélisation des planchers (corps creux) et le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

Les planchers utilisés sont nervurés et considérés infiniment rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides) par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option « **diaphragme** » disponible dans le logiciel. Cette considération permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques.

II.6.4. Chargement statique vertical de la structure

Le chargement vertical revenant au plancher terrasse, plancher courant ainsi aux éléments porteurs ou non porteurs de la structure sont effectué à l'aide des charges gravitaires (charges permanentes « **G** » et surcharge d'exploitations « **Q** »), sous forme de charges surfaciques ou linéaires. Le tableau II.2 regroupe le chargement de la structure à étudiée :

Tableau. II.2.Chargement statique de la structure étudiée

Elément	Charge permanente (kN/m ²)	Charge d'exploitation (kN/m ²)
Plancher terrasse	6.47	1
Plancher courant	5.42	1.5

II.6.5. Chargement dynamique

Le chargement dynamique est obtenu par l'application de deux spectres de réponse dans les deux directions (X et Y). Par la méthode dynamique spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Le spectre de réponse de calcul des règles parasismique algériennes RPA99/V2003 [6] est défini par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \right) & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & \dots\dots\dots T > 3s \end{cases}$$

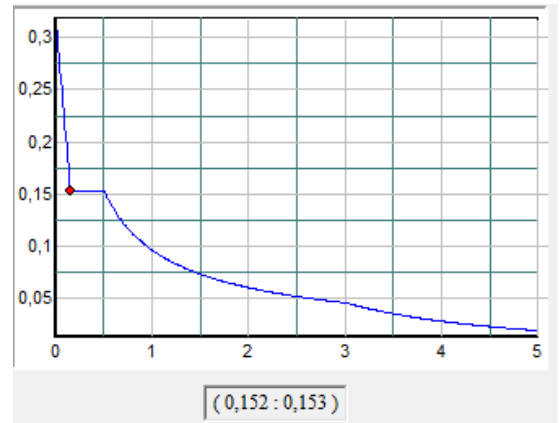


Figure II.4. spectre de réponse de calcul

Les données de ce spectre sont représentées par une courbe (Sa/g) en fonction du période T, et conçu à partir de plusieurs paramètres relatifs aux spécifications de la construction, la zone et le site d'implantation, telle que :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

W : Poids total de la structure ;

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période propre ;

T1, T2 : Périodes caractéristiques accoisées à la catégorie du site ;

Q : Facteur de qualité.

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure. Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 6 pour les structures très dissipatives

Pour notre étude, nous avons :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le Tableau IV.1 du (RPA99/V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Zone(IIa) D'après la classification sismique [6]

- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.15**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). Il donné par la formule 4.2 du RPA99/V2003.

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

La formule pour l'estimation de la période fondamentale empirique (T) de la structure à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{(II.13)}$$

h_N: La hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

C_T: Le coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau 4.6 du RPA 99/V2003 [6].

Pour les portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie, C_T =0,075

D'où : T= 0.58

• **Période caractéristique T₁ et T₂**

Pour notre site type S3 Tab 4.7, Art 4.3.3 [6]

T₁ et **T₂** : période caractéristique associée à la catégorie.

T₁ = 0.15 s, **T₂** = 0.5 s

• **Coefficient de correction d'amortissement η**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \text{Avec } \zeta=6\% \eta=0.94$$

Ou ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ =6% pour un portique en béton armé sans remplissage (η = 0,94) Tab 4.2, Art 4.2.3 [6]

- **Coefficient de comportement global de la structure R**

La valeur de R est donnée par le Tab 4.3, Art 4.2.3 [6] en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'Art 3.4 [6]

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

- **Facteur de qualité Q :**

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 4.4 du RPA99/V2003 [6]

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q \quad (\text{II.14})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non, ses valeurs sont représentées au Tableau 4.4 du RPA99/V2003.[6]

La valeur de **Q = 1,2.**

Les masses dynamiques sont évaluées en utilisant la relation ci-dessous prescrite dans les règles parasismiques Algériennes (RPA99/V2003).[6]

- **m** = $m_G + \beta \cdot m_Q$;
- **m_G** : Masse dû aux charges permanentes (poids propre des éléments compris);
- **m_Q** : Masse dû aux charges d'exploitations : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, égal à 0.2 dans notre cas.

W : poids total de la structure.

II.6.6. Diaphragme

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

II.6.7. Appuis

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations. La phase de modélisation de la structure est **terminée**, l'analyse linéaire élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur « **Runanalyses** ».

II.7. Justification des prescriptions du RPA99/V2003

II.7.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales

D'après l'article 4.3.4 du RPA99/V2003[6], les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme des masses modales effectives pour

les modes retenus cumulé, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le tableau ci- après:

Tableau II.3 : Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse Modale	
		UX	UY	Σ UX	Σ UY
Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0,585	2,9228	78,1833	2,9228	78,1833
2	0,583	79,4379	2,3308	82,3607	80,5141
3	0,528	0,8769	2,7194	83,2377	83,2334
4	0,186	2,2285	8,1619	85,4662	91,3953
5	0,185	8,206	2,1167	93,6722	93,512
6	0,168	0,0301	0,1883	93,7022	93,7004
7	0,104	1,7323	2,2286	95,4345	95,9289
8	0,095	2,2345	1,7289	97,6716	97,6578
9	0,071	0,0025	0,013	99,0473	97,6709
10	0,071	1,3757	0,4177	99,4536	98,0885
11	0,064	0,4063	1,3821	99,4536	99,4707
12	0,056	0,0176	0,0006	99,9712	99,4713
13	0,056	0,453	0,0586	99,9243	99,5299
14	0,056	0,0631	0,4669	99,9874	99,9968
15	0,051	0,0126	0,0032	100	100

Ces résultats montrent que :

- Le premier mode est un mode translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 78,18% dans cette direction;
- Le deuxième mode est un mode translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 79,43 % dans cette direction;
- Le troisième mode est un mode translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 2,7194 % dans cette direction;

La condition du RPA99/V2003 (Art 4.3.4)[6] sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 5^{ème} mode dans la direction Y et X.

II.7.2. Période (T_{ETABS}) de la structure étudiée

Dans cette partie, on doit vérifier la période réglementaire par rapport à la période trouvée par l'analyse modale pour la structure étudiée dans les deux directions (X-X et Y-Y), sachant que

cette dernière doit être inférieure à **1,3 fois** de la période fondamentale de la structure calculée par le RPA 99/V 2003.[6]

Calcul de la période fondamentale de la structure étudiée.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec, $C_T=0.075$ et $h_N=15,3$ m

Donc, $T = 0.308$ s

Vérification de la période de l'analyse dynamique spectrale (voir tableau2.2)

$$T_{y(ETABS)} = 0.584929 \text{ s} < 1.3 \times 0.308 = 0.40 \text{ s} \dots (\mathbf{C.N.V.})$$

$$T_{x(ETABS)} = 0.58336 \text{ s} < 1.3 \times 0.308 = 0.40 \text{ s} \dots (\mathbf{C.N.V.})$$

II.7.3. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dyn} < 0.8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V_{st}/V_{dyn}$.

La force sismique V_{st} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \tag{II.15}$$

V : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment. Avec,

A : Le coefficient d'accélération de zone (Tableau 4 du RPA99/V 2003), $A=0,10$;

R : Le coefficient de comportement global de la structure dépend de contreventement, $R= 5$;

W : Le poids de la structure, $W = 1146.182$ KN;

Q : Le facteur de la qualité, $Q = 1.2$;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). Il est donné par l'expression suivante :

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

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/V2003.

Pour notre étude, on trouve D = 3.44 .

$$V = \frac{0.15 \times 3.44 \times 1.2}{5} \times 1146.182 = 141.94 \text{ KN}$$

$$V_{x(ETABS)} = 842.61 \text{ KN} > 0.8 \times V_{x(RPA)} = 141.94 \text{ KN} \dots\dots\dots (\mathbf{C.V}).$$

$$V_{y(ETABS)} = 832.70 \text{ KN} > 0.8 \times V_{x(RPA)} = 141.94 \text{ KN} \dots\dots\dots (\mathbf{C.V}).$$

II.7.4. Justification vis-à-vis des déformations

Selon le RPA99/V2003 (Art 5.10)[6], les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé selon le RPA99/V2003[6] comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \tag{II.16}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est calculé selon le RPA99/V2003[6] comme suit :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \tag{II.17}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Tableau II.4 : Vérification des déplacements dans le sens X-X.

Niveau	δ_{Ek} (mm)	$\delta_K = R \cdot \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (mm)	Verification < 1% h _e (mm)
4	0,0098	0,049	0,055	0,0306
3	0,0087	0,0435	0,4	0,0306
2	0,007	0,035	0,012	0,0306
1	0,0046	0,023	0,0135	0,0306
RDC	0,0019	0,0095	0,0095	0,0306

Sens Y-Y :

Tableau II.5: Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.

Niveau	δ_{eK} (mm)	$\delta_K = R \cdot \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$ (mm)	Vérification < 1%h _e (mm)
4	0,0097	0,0485	0,005	0,0306
3	0,0087	0,0435	0,009	0,0306
2	0,0069	0,0345	0,012	0,0306
1	0,0045	0,0225	0,013	0,0306
RDC	0,0019	0,0095	0,0095	0,0306

D'après les tableaux ci-dessus nous ne constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

II.8. Ferrailage des éléments structuraux

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les poteaux et les poutres. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferrailage et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel ETABS V9.

II.8.1. Ferrailage des poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux des portiques, leur rôle est de transmettre toutes les charges et les surcharges apportées par les dalles aux poteaux sans se déformer, la zone de liaison poteau-poutre est appelé : nœud[25]. Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du *BAEL 91 modifié 99*[6], on se rapportera aussi au *RPA99/V 2003* pour la vérification.

- *Armatures longitudinales RPA99/V 2003 Art 7.5.2. 1*[6]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5% b*h** en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4% b*h** en zone courante.
- **6% b*h** en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone **IIa**.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .
- Zone nodal dans les poutres : $l' = 2 \times h$

Avec h : la hauteur de la poutre étudiée

- **Combinaisons des charges**

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

- La combinaison fondamentale *selon, BAEL 91* [23] : **1,35 G + 1,5 Q**
- Combinaisons accidentelles *selon RPA 99V2003* [6]: **G+Q ±E0,8G± E**
- Pour les combinaisons fondamentale et accidentelle, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison : **G+Q**

- **Armatures transversales (Art7.5.2.2) :**

Contrainte de cisaillement : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ **II.18**

Contrainte admissible (fissuration peu nuisible) $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa \right) = 3,33Mpa$

Diamètre des armatures transversales : $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$

La quantité d'armatures transversales minimales exigées par RPA99:

$$A_{tmin} = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement des armatures transversales : $S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \tau_t}$ **II.19**

L'espacement exigé *par RPA99* [6]

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30cm \right) \text{ En (Zone nodale)}$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \text{ Est dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus un appui ou de l'encastrement.

Position de l'axe neutre : $b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$ **II.20**

Moment d'inertie : $I = \frac{b \cdot Y^3}{3} + 15A'(Y - c')^2 + 15A(d - Y)^2$ **II.21**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{II.22}$$

Etat limite de compression du béton : $\sigma_b = K.y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15MPa$

N.B : comme la fissuration est peu nuisible, la vérification pour l'état d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

Tableau II.6 : Caractéristique mécanique des matériaux.

Situation	Béton			Acier(FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	γ_s	Fe (Mpa)	σ_s (Mpa)
Durable	1,5	25	14,16	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

- *Exemple de calcul*

À E.L.U.R

a) *Armatures longitudinales*

Poutre principale (30x40) cm²

En travée

L= 4 m

$M_t = 31.635kN.m$

b=30cm

C = 4cm

d=h-C=40-4=36 cm

$\sigma_b = 14.16Mpa$

FeE 400

$\sigma_s = 348Mpa$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{31.635 \times 10^3}{14.16 \times 30 \times (36)^2} = 0,057 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu < 0,1 \Rightarrow A_1 = \frac{1,07 \cdot M}{\sigma_s \cdot d} = \frac{1,07 \times 31.635 \times 10^3}{348 \times 36} = 2.7cm^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \max \begin{cases} B/1000 = b \times h/1000 = 30 \times 40/1000 = 1,2 cm^2 \\ 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/Fe = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1/400 = 1,30cm^2 \end{cases}$$

$$A_T = \max(A_{min}; A_1) = 2.7cm^2$$

On prend $A_T = 3T12 + 2T12 = 5.65 \text{ cm}^2$

Sur appui

$L = 4 \text{ m}$ $M_a = -59.71 \text{ kN.m}$ $b = 30 \text{ cm}$ $C = 4 \text{ cm}$

$d = h - C = 36 \text{ cm}$ $\sigma_b = 14.16 \text{ Mpa}$ FeE 400 $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{59.71 \times 10^3}{14.16 \times 30 \times (36)^2} = 0.108 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0.94$$

$$A_t = \frac{Ma}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{59.71 \times 10^3}{0.94 \times 36 \times 348} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \max \begin{cases} B / 1000 = b \times h / 1000 = 30 \times 40 / 1000 = 1,2 \text{ cm}^2 \\ 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / Fe = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1 / 400 = 1,30 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_T = \max(A_{\min} ; A_1) = 5,07 \text{ cm}^2$$

On prend $A_T = 3T12 + 2T12 = 5.65 \text{ cm}^2$

- **Vérification des Conditions exigées par RPA99V2003 [6]**

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 48 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 72 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing_L$ en zone I

Donc : $A_t + A_a = 5,65 \text{ cm}^2 + 5,65 \text{ cm}^2 = 11,30 > A_{\min}$ C.V

a) Armatures transversales

$$V = 99.04 \text{ kN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{99.04 \times 10}{30 \times 36} = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} = 11,43 \text{ mm}; \phi_t = 12 \text{ mm}; \frac{b}{10} = 30 \text{ mm}\right)$$

Donc on prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement minimal des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40) \text{ cm} = \min(0.9 \times 36, 40) \text{ cm} = 32.4 \text{ cm}$$

Espacement exigé par RPA 99/V2003 [6]

$$S_t < \min(h/4; 12\phi_L) = (10; 14.4) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale}$$

On prend **St=10cm**

$$S_t < h/2 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante}$$

On prend **St=15cm**

Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui
Compression du béton

$$V_u \leq 0.40 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

$$a = \min(a'; 0.9d) = 22 \text{ cm}$$

$$99,04 \text{ KN} \leq 0.40 \cdot \frac{25}{1.5} \times 22 \times 30 \times 10^{-1} = 440 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Armatures longitudinales

$$A_{\text{inf}} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \quad \text{II.23}$$

$$A_{\text{inf}} = 4.62 \text{ cm}^2 \geq \left[99.04 + \frac{-59.71}{0.9 \times 36} \right] \frac{1.15}{400} = 0.279 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification à faire

À E.L.S
Sur appuis

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad M_{a_s} = 43.335 \text{ kN.m}$$

- **Position de l'axe neutre selon BAEL91 modifié 99 [23]**

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s) \cdot y - 30 \cdot (d \cdot A_s) = 0$$

$$30 \cdot y^2 + 30 \cdot (5.65) \cdot y - 30 \cdot (36 \times 5.65) = 0$$

$$30y^2 + 169.5y - 6102 = 0 \longrightarrow y = 11.26 \text{ cm}$$

Moment d'inertie BAEL91 modifié 99

$$I = \frac{1}{3}.b.y^3 + 15.[A_s.(d - y)^2] = \frac{1}{3}.30 \times 11.26^3 + 15[5.65(36 - 11.26)^2] = 66149.01 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{43.335 \times 10^3}{66149.01} = 0.655$$

Etat limite de compression du béton: BAEL91 modifié 99[23]

$$\sigma_b = K.y_1 = 0.655 \times 11.26 = 7.37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.37 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

Etat limite d'ouverture des fissures

Comme la fissuration est peu nuisible, la vérification pour l'état d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire. [

En travée

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad M_{as} = 22.93 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre selon BAEL91 modifié 99[23]

- **Moment d'inertie selon BAEL91 modifié 99**

$$b.y^2 + 30.(A_s).y - 30(d.A_s) = 0$$

$$30.y^2 + 30.(5.65).y - 30(36 \times 5.65) = 0$$

$$30y^2 + 138.6y - 4989.6 = 0 \longrightarrow y = 11.26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3}.b.y^3 + 15.[A_s.(d - y)^2] = \frac{1}{3}.30 \times 11.26^3 + 15[5.65(36 - 11.26)^2] = 66149.01 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{22.93 \times 10^3}{66149.01} = 0.346$$

Etat limite de compression du béton selon BAEL91 modifié 99[23]

$$\sigma_b = K.y = 0.346 \times 11.26 = 3.89 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

Etat limite d'ouverture des fissures

Comme la fissuration est peu nuisible, la vérification pour l'état d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

Etat limite de déformation selon BAEL91 modifié 99 [23]

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0.1 > 0,044 \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{0.75M_0}{20M_0} \Rightarrow 0.1 > 0,037 \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30.36} = 0,0042 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots C.V$$

Puisque les trois conditions sont vérifiées ; le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

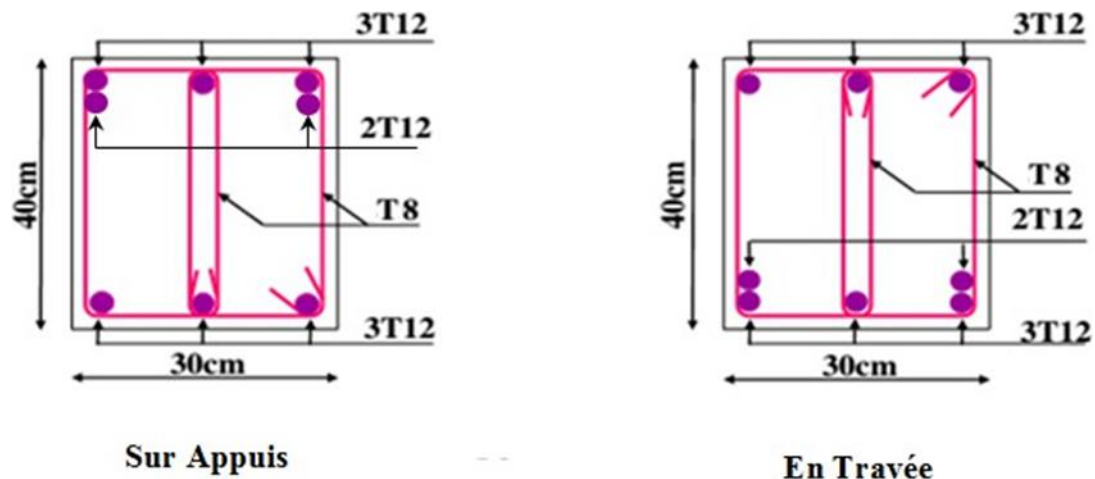
II.8.2. Schéma de ferrailage de la poutre principale

Figure II.5 : schéma de ferrailage de la poutre principale

Ferrailage de la poutre secondaire sera le même que la poutre principale.

II.9. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils sont les éléments les plus sollicités de l'ensemble de la structure, ils jouent un rôle très important dans le maintien de la stabilité de l'ouvrage et de la transmission de toutes les charges et surcharges de la structure aux fondations.

[25]

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression, et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

Section entièrement tendue SET.

Section entièrement comprimée SEC.

Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau II.7 : Caractéristique mécanique à ELU

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	γ_s	F_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Durable	1.5	25	14,16	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

II.9.1. Armatures longitudinales

D'après le *RPA99/V2003* Art 7.4.2.1 [6], pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par:

$$0.8\% \leq (A_s/B) \leq 4\% \quad \text{en zone courante.}$$

$$0.8\% \leq (A_s/B) \leq 6\% \quad \text{en zone de recouvrement}$$

$$A_{\min} = A_s > 0.8\% b \cdot h \text{ (zone IIa).}$$

Le diamètre minimal est de 12 mm

Longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIa.

La distance verticale entre les barres dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Avec:

A_s: section d'acier

B: section du poteau ($B = a \times a$).

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du *RPA 99/v2003* [6] concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Armatures longitudinales et minimale dans les poteaux.

Niveau	Section poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	40x40	12.8	64	96
Etage (1,2,3,4)	40x40	12.8	64	96

II.9.2. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 : **E.L.U** : 1,35 G +1,5 Q
- Selon le RPA 99 : G+Q ±1.2 E
- les vérifications seront faites à l'état limite de service. G+Q

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau à partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{max}, M_{corr.})
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M_{max}, N_{corr.})

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie

Correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

Armatures transversales

D'après le *RPA99/V2003Art7.4.2.2[6]*, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h₁ hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$

- $f_c = 400$ Mpa.
- t : est l'espacement des armatures transversales

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \varnothing_1, 15\text{cm})$ en zone IIa

Dans la zone courante: $t' \leq \text{Min}(15\varnothing_1)$ en zone IIa

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Vérifications spécifique sou sollicitations normales (coffrage de poteau)

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le **RPA99/V2003 (Art, 7.4.3.1) [6]** dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sou sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante:

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Vérifications spécifique sou sollicitations tangentes

D'après le **RPA99 /V2003 Art, 7.4.3.2 [6]** La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite

suivante: $\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ **II.24**

Avec

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 & \longrightarrow & \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 & \longrightarrow & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : longueur de flambement du poteau.

II.9.3. Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC (35x35):

Hypothèses de calcul

- Calcul en flexion composée;
- Calcul suivant **BAEL 91 modifiée. 99 [23]**.

a) Armatures longitudinales

Sens de X

- La section (bxh)= (40x40) cm²
- $M_{33\max} = 86.093\text{KN.m}$ $N_{\text{cor}} = 1004.54\text{KN}$ 0,8G-Ey
- Situation accidentelle: $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$
- $$\begin{cases} \sigma_b = 18,47\text{MPa} \\ \sigma_s = 400\text{MPa} \end{cases}$$
- **Calcul de l'excentricité selon BAEL91 modifié 99[23]**

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Tel que :

e_1 : excentricité du 1^{er} ordre $e_1 = Mu/Nu$

e_2 : excentricité du 2^{eme} ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

Nous avons :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{86.093}{1004.54} = 0.0857\text{m} \Rightarrow e_1 = 8.57\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000.h} (2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 306 = 214.2\text{cm}$$

$$\alpha = 0.5 \quad M_i = 0$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3(214.2)^2}{10^4.(40)} (2 + 0.5 \times 2) = 1.03\text{cm}$$

$$e_2 = 1.18\text{cm}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}; \frac{306}{250} = 1.22\right) = 2\text{cm}$$

$$\text{Donc : } e = 8.57 + 1.03 + 2 = 11.6\text{cm}$$

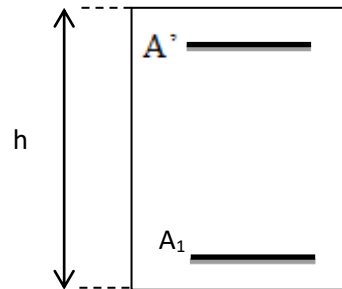


Figure II.6 : Section d'un poteau sous M33.

- Calcul du coefficient de remplissage BAEL91 modifié 99[23].

$$\psi_1 = \frac{N}{N_{b_{\max}}} = \frac{N}{b.h.\sigma_b} = \frac{1004.54 \times 10}{40 \times 40 \times 18.47} = 0.339$$

On compare ce coefficient à 0.81 :

$\psi_1 = 0,339 < 0,81$, donc On détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi_1 = 0.338 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.338}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.338})} = 0.154$$

On calcul e_{NC} : selon **BAEL91 modifié 99[23]**.

$$e_{NC} = \xi.h = 0.154 \times 40 = 6.16cm$$

On compare e_{NC} et e :

$e = 11,6cm > e_{NC} = 6.16cm$: la section est partiellement comprimée.

NB : Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec un moment fictif.

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec:

A_s : Section d'armature tendue en flexion composée ;

$A_{s \text{ fictif}}$: Section d'armature comprimée en flexion composée

$$M_1 = M + N \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \left[e + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 86.093 + 1004.54 \left[0.36 - \frac{0,4}{2} \right] = 246.82 KN.m$$

$$M_1 = 246.82 KN.m$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b.b_0.d^2} = \frac{246.82 \times 10^3}{18.47 \times 40 \times 36^2} = 0.257 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_s = \frac{1.07 \times M_{\text{fictif}}}{\sigma_s \times d}$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{1,07 \times 246.84 \cdot 10^3}{400 \times 36} = 18.34$$

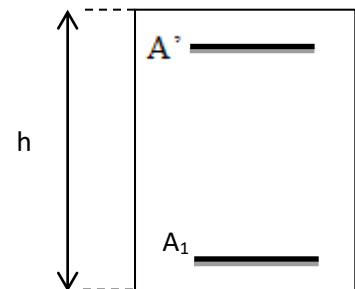


Figure II.7 : Section d'un poteau sous M33.

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 18.34 - \frac{1004.54.10}{400} = -6.77 \text{ cm}^2$$

D'après **B.A.E.L91 modifié 99** [23]. Cette quantité peut être négative, on prend alors comme section A_s la section minimale imposée par la règle du millièème et par la règle de non-fragilité :

Vérification selon BAEL91 modifié 99

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b.h}{1000}; 0,23b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{1.6 ; 1.74\}$$

$$A_{\min} = 1.74 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$

Sens de Y

- La section (bxh) = (40x40) cm²
- $M_{22\max} = 90.994 \text{ KN.m}$ $N_{\text{cor}} = 1004.54 \text{ KN}$ 0,8G-Ey
- Situation accidentelle: $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$
- $\begin{cases} \sigma_b = 18.47 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$

- **Calcul de l'excentricité BAEL91 modifié 99** [23]

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Tel que :

e_1 : excentricité du 1^{ère} ordre $e_1 = Mu/Nu$

e_2 : excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

Nous avons :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{90.994}{1004.54} = 0.0905 \Rightarrow e_1 = 9.05 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000.h} (2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0.5 \quad M_i = 0$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3(214.2)^2}{10^4 \cdot (40)} (2 + 0.5 \times 2) = 1.03m$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{306}{250} = 1.22\right) = 2cm$$

$$\text{Donc : } e = 9.05 + 1.03 + 2 = 12.088cm$$

- **Calcul du coefficient de remplissage BAEL91 modifié 99[23]**

$$\psi_1 = \frac{N}{N_{b\max}} = \frac{N}{b \cdot h \cdot \sigma_b} = \frac{1004.54 \times 10}{40 \times 40 \times 18.47} = 0.339$$

On compare ce coefficient à 0.81

$$\psi_1 = 0.339 < 0.81$$

On détermine l'excentricité critique relative ξ

$$\psi_1 = 0.339 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.339}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.339})} = 0.154$$

On calcul e_{NC} : BAEL91 modifié 99[23]

$$e_{NC} = \xi \cdot h = 0.154 \times 40 = 6.16cm$$

On compare e_{NC} à e

$e = 12.088cm > e_{NC} = 6.16cm$: La section est partiellement comprimée.

NB : Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec un moment fictif.

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec:

A_s : section d'armature tendue en flexion composée

$A_{s \text{ fictif}}$: section d'armature comprimée en flexion composée.

$$M_1 = M + N \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \left[e + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 90.994 + 1004.54 \left[0.36 - \frac{0.40}{2} \right] = 251.72KN.m$$

$$M_1 = 251.72KN.m$$

M₁: moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{251.72 \times 10^3}{18.47 \times 40 \times 36^2} = 0.263 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.263 < 0.186 \rightarrow A_s = \beta_u \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_s}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.263} = 0.312$$

$$A_{s, \text{fictif}} = 0.312 \times 40 \times 36 \times \frac{18.47}{400} = 20.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s, \text{fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 20.75 - \frac{1004.54 \times 10}{400} = -4.36 \text{ cm}^2$$

D'après **B.A.E.L91 modifié 99[23]** cette quantité peut être négative, on prend alors comme section A_s la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non-fragilité :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \quad \text{II.25}$$

$$A_{\min} = \max \{1,6 ; 1,73\}$$

$$A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2$$

On prend : **$A_s = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$**

Choix de ferrailage

N.B : Puisque le séisme change la direction, on a ferrailé le poteau symétriquement et sous les efforts maximum (M, N).

D'après le tableau VI.1, nous avons les sections limites exigées par le **RPA 99/V2003[6]**

$$A_{\min} = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (\text{zone courante}) = 64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (\text{zone de recouvrement}) = 96 \text{ cm}^2$$

Donc le choix :

$$\mathbf{A_s = 4T14 + 4T16 = 14.2 \text{ cm}^2}$$

Vérification

$$A_{\min} = 12.8 \text{ cm}^2 < A = 14.2 \text{ cm}^2 < \begin{cases} A_{\max} = 64 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{zone courante} \\ A_{\max} = 96 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{zone de recouvrement} \end{cases}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$40\phi = 40 \times 14\text{mm} = 560\text{mm}$$

- **L'espacement :**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

a) Armatures transversales

On choisit : $\phi_t = 8\text{mm}$

$$\phi_t = 8\text{mm} \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{3.14 \times 0.08^2}{4} = 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 4\phi 8 = 2.01\text{cm}^2$$

L'espacement des Armatures transversales selon RPA99V2003 [6]

- Dans la zone nodale : $t \leq \min (10 \varnothing_1, 15\text{cm})$ en zone IIa
- Dans la zone courante: $t' \leq \text{Min} (15 \varnothing_1)$ en zone IIa

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

Vérification des Armatures transversales selon RPA99 [6]

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V}{h_t \cdot f_e} \quad \text{II.26}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 3.06}{0.40} = 5.36 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho \cdot V \cdot t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 51.58 \times 10}{40 \times 235} = 0.358\text{cm}^2$$

$$A_t = 0.358\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale

$$\frac{A_t}{t \times b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \rightarrow \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Dans notre cas : $\lambda_g = 5.36 \rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = \frac{2.01}{15 \times 40} \times 100 = 0.335\% > 0.3\% \dots\dots\dots \text{(CV)}$

- **Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant**

Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité ultime par :

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} = \frac{51.58 \times 10}{40 \times 36} = 0.358 \text{ MPa}$$

Où,

τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant sous combinaison sismique

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

$\tau_u < (0.15f_{c28}/\gamma_b, 4\text{MPa})$pour une fissuration préjudiciable, ou très Préjudiciable

$$\Rightarrow \tau_u = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \rho_0 x f_{c28} \text{ Selon RPA99/v2003 [6]}$$

$$\text{Avec : } \rho_0 = 0.075 \text{ si } \lambda > 5$$

$$\rho_0 = 0.040 \text{ si } \lambda < 5$$

$$\text{On a } \lambda = 5.36 \longrightarrow \rho_0 = 0.075 \Rightarrow \tau_b = 0.075 \times 25 = 1.87 \text{ MPa}$$

Constatation : $\tau_u = 0.126 \text{ MPa} < \min(3.26 \text{ MPa} ; 1.87 \text{ MPa})$ (CV)

II.9.4. Schéma de ferrailage du poteau

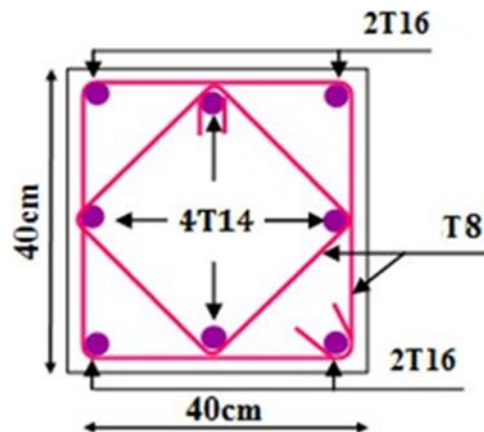


Figure.II.8. Ferrailage de poteau.

II.10 Conclusion

Les résultats de l'étude dynamique montrent clairement que la réponse dynamique de la structure, en termes de mode propre, l'effort tranchant à la base et le déplacement inter-étages, est conforme aux exigences du règlement parasismique algérien RPA99/ V2003. Par ailleurs, les dimensions des sections en béton adoptées ainsi que le ferrailage défini se révèlent appropriés et bien adaptés aux sollicitations étudiées.

Chapitre III

Effet de la transition des angles
rentrants sur le comportement
structural

III.1. Introduction

Dans ce chapitre des études paramétriques sont réalisées sur des structures auto-stable en béton armé contiennent un angle rentrant adouci par une transition de forme I (**Figure III.1**), destinés à l'habitation, implantées en zone de faible sismicité "zone IIa", en R+4, avec une hauteur d'étage de 3.06 m sur tous les niveaux, la section des poteaux est la même à tous les niveaux et pour toutes les structures, de même pour les poutres principales et secondaires, les planchers seront en corps creux de (16+4) cm, prenant appuis sur les poutres principales. La résistance du béton à la compression est $F_{c28} = 25$ MPa, et la limite de l'acier à la traction est 400 MPa pour les armatures principales et les armatures transversales, l'enrobage des aciers est de 2,5 cm.

III.2. Identification des structures étudiées

Dans cette première partie nous sommes intéressés à analyser l'impact du type et de l'augmentation progressive de la longueur de transition (3.5 m, 4 m, 4.5 m, 5 m et 5.5 m) sur le comportement d'un angle rentrant. Par la suite, une analyse complémentaire sera menée pour évaluer l'efficacité de différentes configurations de transitions au niveau de cet angle, dans le but d'optimiser leur nombre afin de répondre aux exigences du règlement parasismique algérien RPA99/2003. Une autre étape consistera à déterminer la meilleure configuration géométrique pour les extrémités des parties saillantes lorsque l'angle rentrant est modifié par les types de transitions proposées. Cette optimisation aura pour objectif d'améliorer la réponse dynamique de la structure. Plusieurs modèles seront examinés en faisant varier la forme des extrémités saillantes, et leur comportement sous sollicitations sismiques sera analysé en détail.

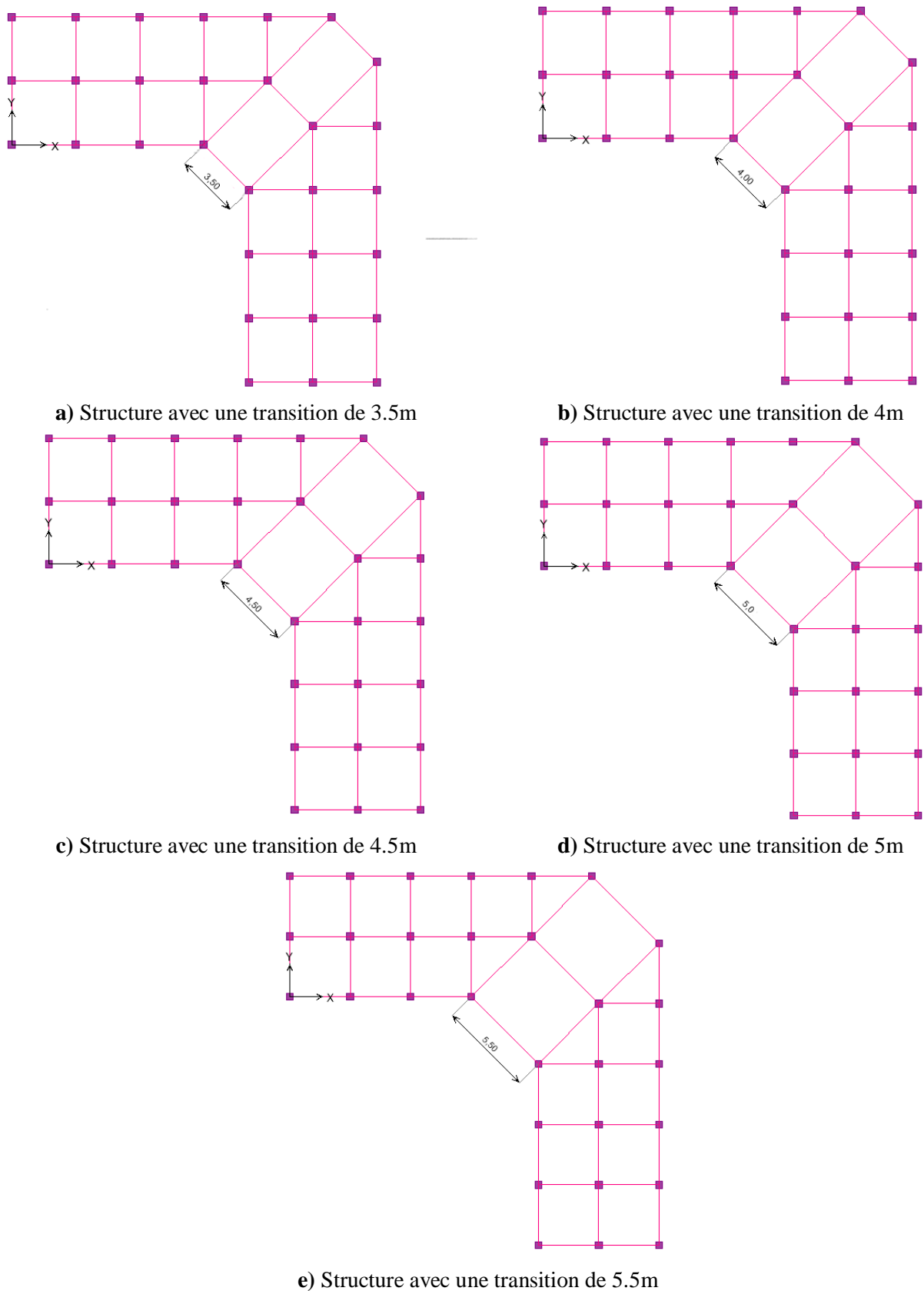


Figure III.1 : Variante en fonction de la longueur de la transition

III.3. Effet de la longueur de transition des angles-rentrants

III.3.1. Mode propre

Selon l'article 4.2.4.b du RPA99/V2003 [6], les périodes fondamentales calculées par méthodes analytiques (Rayleigh ou numériques) ne doivent pas dépasser de plus de 30% celles estimées par formules empiriques. L'analyse des résultats de la **Figure III.2** révèle que la période augmente proportionnellement avec la longueur de transition entre les ailes : les configurations avec transition de 5.5 m présentent les périodes les plus élevées, tandis que celles de 3.5 m atteignent les valeurs minimales (0,58 s), constantes dans les deux directions EX et EY, démontrant ainsi l'impact significatif de la longueur de transition sur la réponse dynamique de la structure.

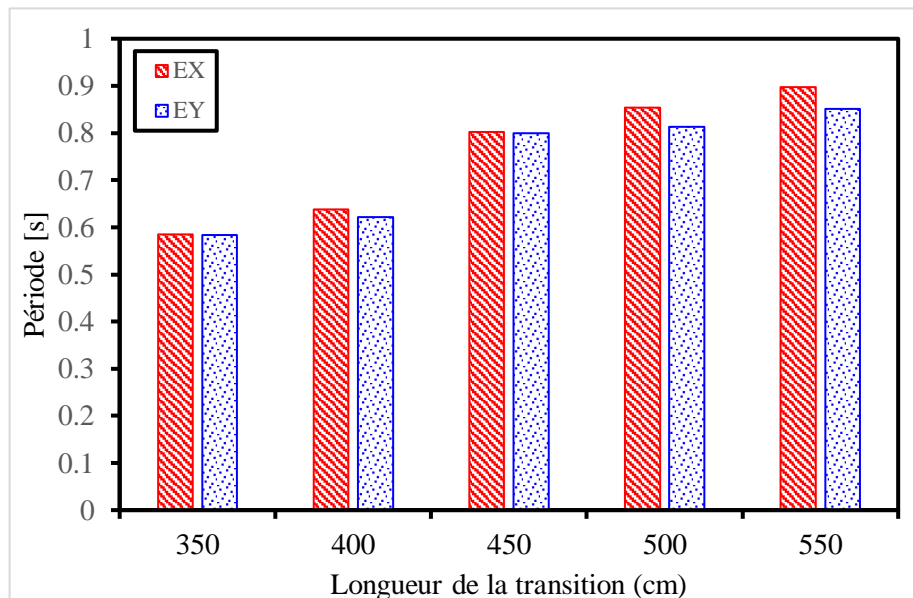


Figure III.2 : Période en fonction du type et la longueur de transition formé dans les angles-rentrants

III.3.2. Efforts sismiques à la base de la structure

Conformément à l'article 4.3.6 du RPA99/V2003 [6], la résultante sismique à la base V obtenue par analyse modale doit respecter un seuil minimal de 80 % par rapport à celle calculée par la méthode statique équivalente, en utilisant la période fondamentale empirique. Les résultats numériques générés par le logiciel ETABS de la **Figure III.3** révèlent une influence significative de la longueur de transition entre les ailes sur le comportement sismique : une réduction notable des efforts à la base est observée pour les directions EX et EY avec l'augmentation de cette longueur. La configuration présentant une transition de 350 m enregistre l'effort maximal, avec

une augmentation marginale de 1,07 %. Ces résultats nous permettent de déduire de point de vue de conception parasismique, la considération de la transition entre les deux ailes à un effet remarquable sur l'effort de cisaillement à la base, qui est considéré comme l'un des principaux paramètres pendant les étapes de conception.

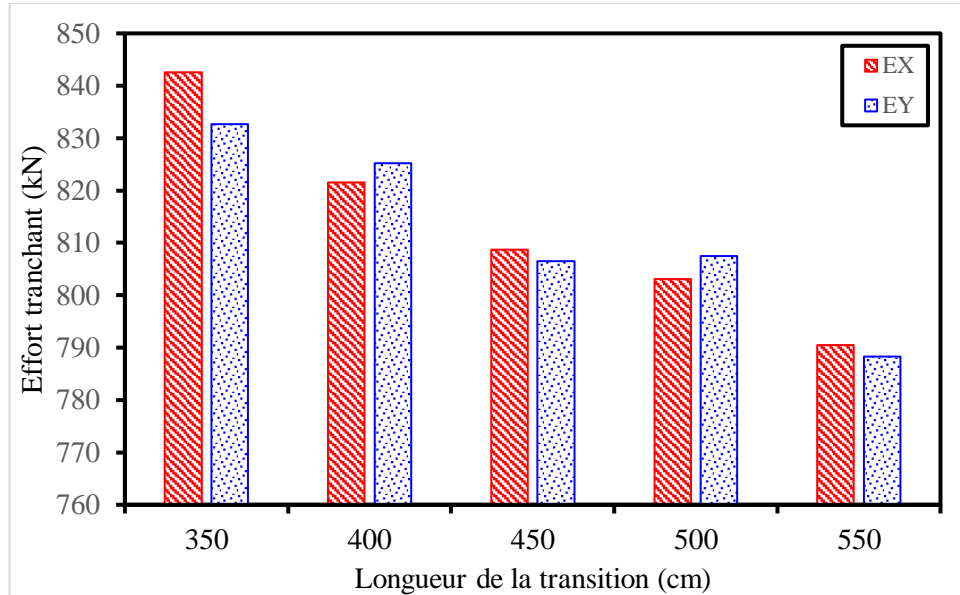


Figure III.3 : Effort sismique à la base en fonction du type et la longueur de transition formé dans les angles-rentrants

III.3.3. Déplacement

La **Figure III.4** présente une analyse comparative des déplacements globaux par niveau pour différentes configurations de transition entre les ailes de la structure. L'étude révèle que toutes les variantes respectent l'exigence réglementaire (RPA99/v2003 Art 5.10) [6], concernant le déplacement relatif inter-étages maximal admissible ($\bar{\Delta} = 0,0306$ m). Les résultats démontrent une stabilisation remarquable des déplacements horizontaux, indépendamment de la longueur de transition adoptée. Cette observation met en évidence l'influence positive des dispositifs de transition sur le contrôle des déformations structurales, confirmant leur efficacité pour améliorer le comportement global du bâtiment sous sollicitations sismiques. La convergence des valeurs de déplacement vers un plateau, quel que soit le paramètre de transition, suggère une optimisation potentielle des conceptions structurales pour ce type de configuration architecturale.

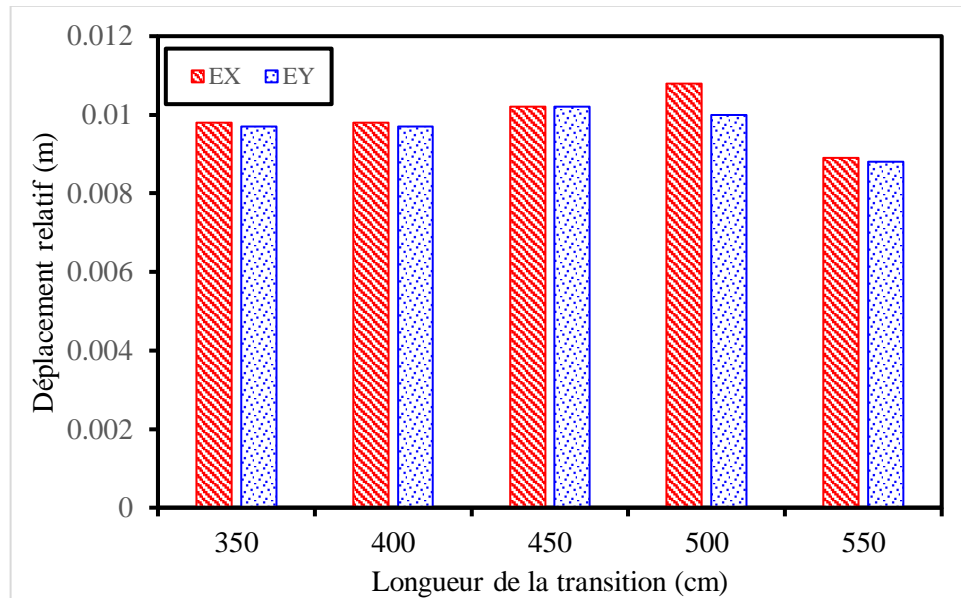
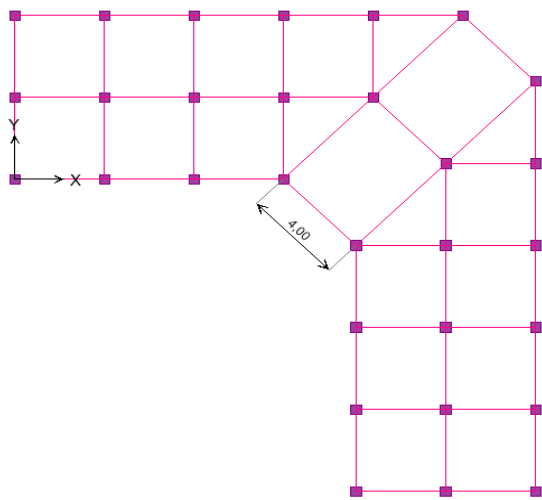


Figure III.4 : Déplacement en fonction du type et la longueur de transition formé dans les angles-reentrants

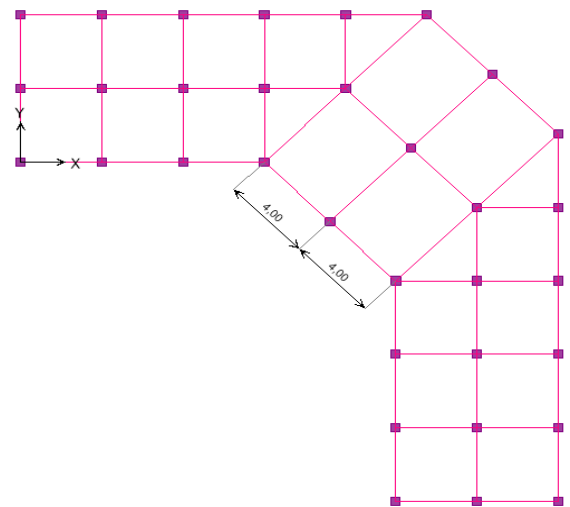
III.4. Effet de la longueur de plusieurs transitions des angles-reentrants

III.4.1. Identification des structures étudiées

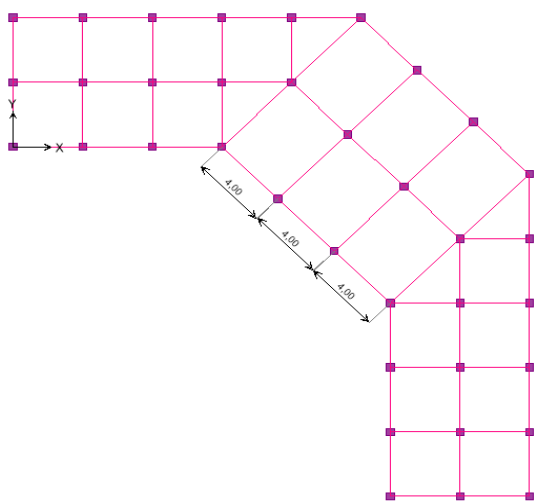
Dans cette partie une étude est envisagée pour tester l'effet plusieurs transitions des angles-reentrants sur le comportement dynamique des structures en forme angulaire.



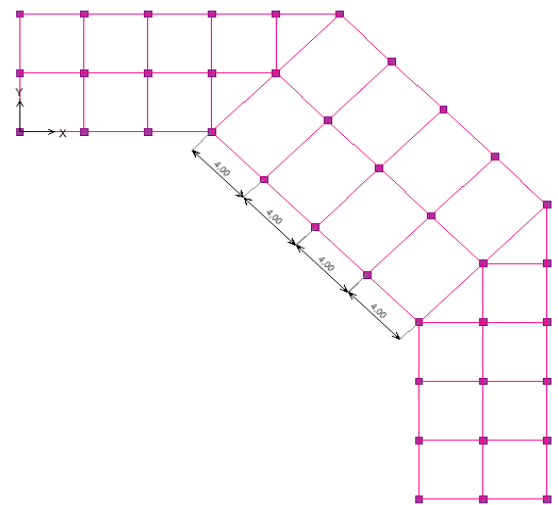
a) Structure avec une seule transition



b) Structure avec deux transitions



c) Structure avec trois transitions



d) Structure avec quatre transitions

Figure III.5 : Variante en fonction de la longueur types de transition formée dans les angles-reentrants

III.4.2. Modes Propres

L'analyse dynamique, étape cruciale pour les ouvrages de génie civil multi-niveaux, révèle une influence notable des transitions structurales sur les périodes propres. La **Figure III.6** illustre l'évolution des périodes en fonction du nombre de transitions entre les ailes : les résultats démontrent une croissance initiale de la période fondamentale, passant de 0,503 s à 0,78 s avec l'ajout de transitions. Cependant, au-delà de deux transitions, on observe une diminution significative de cette valeur. Ces tendances, indépendantes de la direction sismique (EX/EY), au-delà la valeur de la période diminue pour les structures avec une et deux transitions. De Cela, on peut conclure que les structures qui contiennent plus de deux transitions augmentent la valeur de la période quel que soit la direction sismique

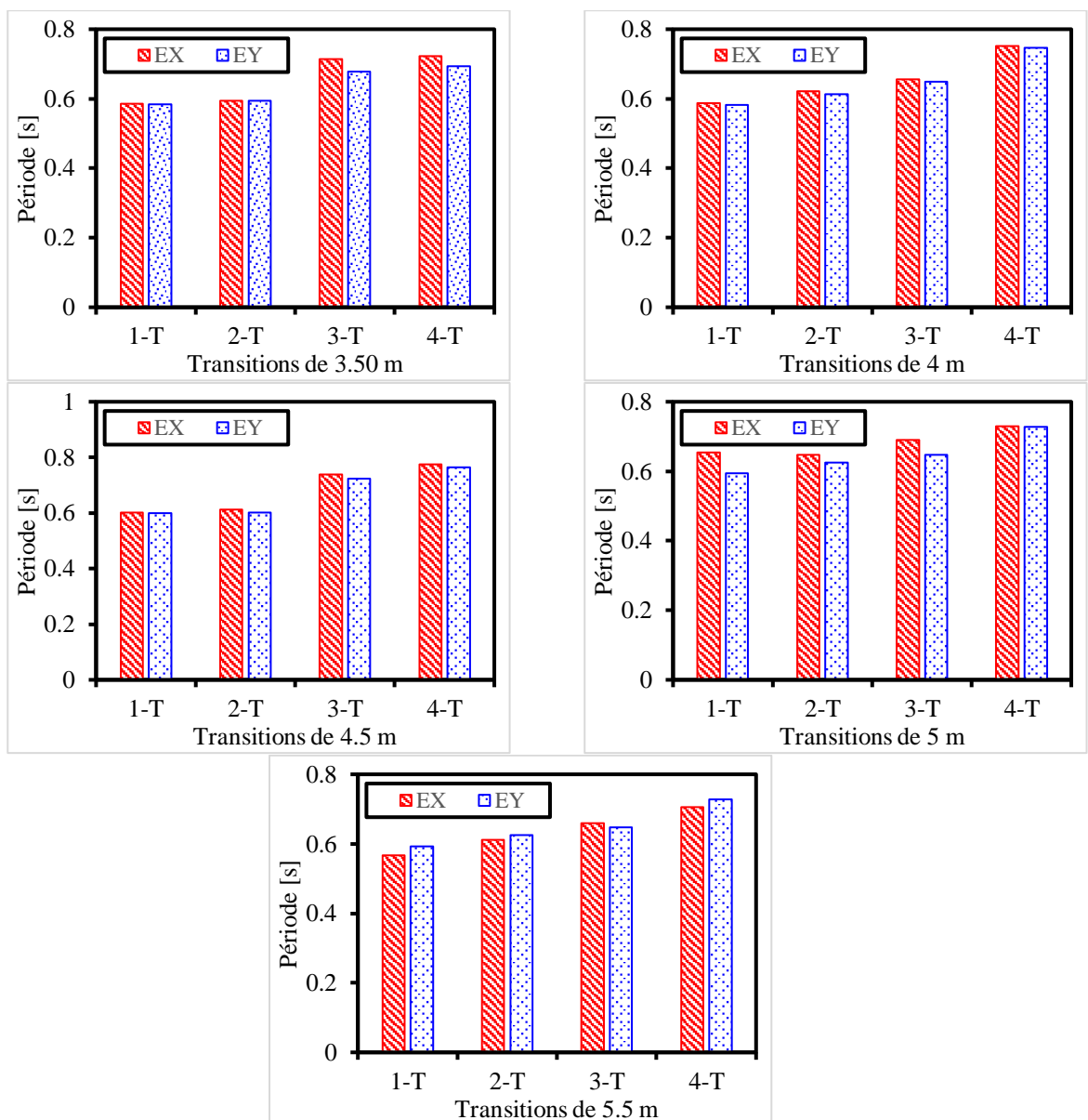


Figure III.6 : Période en fonction de la longueur et le nombre de transition formé dans les angles-rentants

III.4.3. Efforts sismiques à la base de la structure

L'analyse des résultats sous ETABS 9 présenté dans la **Figure. III.7** révèle que la variante 1-T présente les efforts tranchants les plus faibles, tandis que la variante 4-T montre les valeurs maximales, avec une augmentation progressive de 1090 kN (4-T-3.5) à 1217 kN (4-T-5.5). On observe une diminution systématique de l'effort tranchant avec la réduction du nombre de transitions, comme le démontrent les variantes 1-T et 2-T, améliorant ainsi à la fois la ductilité et l'efficacité économique en termes de ferrailage. Ces résultats soulignent que l'insertion de quatre travées enveloppantes au niveau des angles rentrants augmente considérablement la résistance au cisaillement, offrant des indications précieuses pour l'optimisation parasismique des structures.

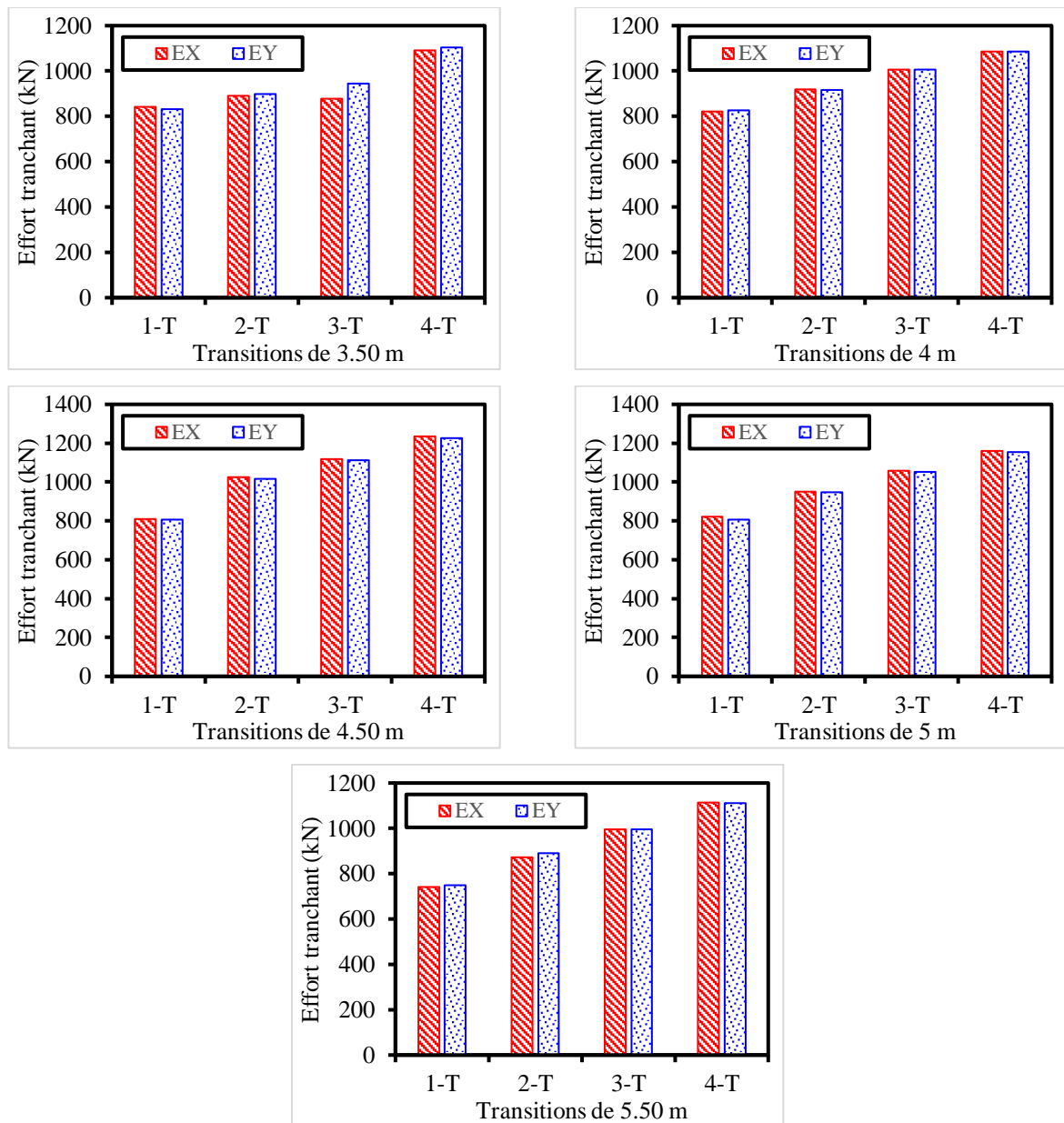


Figure III.7 : Effort sismique à la base en fonction de la longueur et plusieurs types de transition formé dans les angles-rentrants

III.4.4 Déplacement

La **Figure III.8** présente les déplacements globaux par étage pour les variantes de transition de différentes longueurs aux angles rentrants, tout en respectant le déplacement relatif inter-étages admissible ($\bar{\Delta} = 0,0306$ m) conformément à l'article 5.10 du RPA99/v2003 [6]. Les résultats montrent une stabilisation des déplacements globaux, indépendamment de la longueur de transition utilisée, confirmant ainsi l'effet bénéfique des transitions sur le contrôle des déformations structurales. Cette observation valide l'efficacité des configurations testées pour limiter les déplacements tout en garantissant le respect des exigences réglementaires en matière de performance sismique.

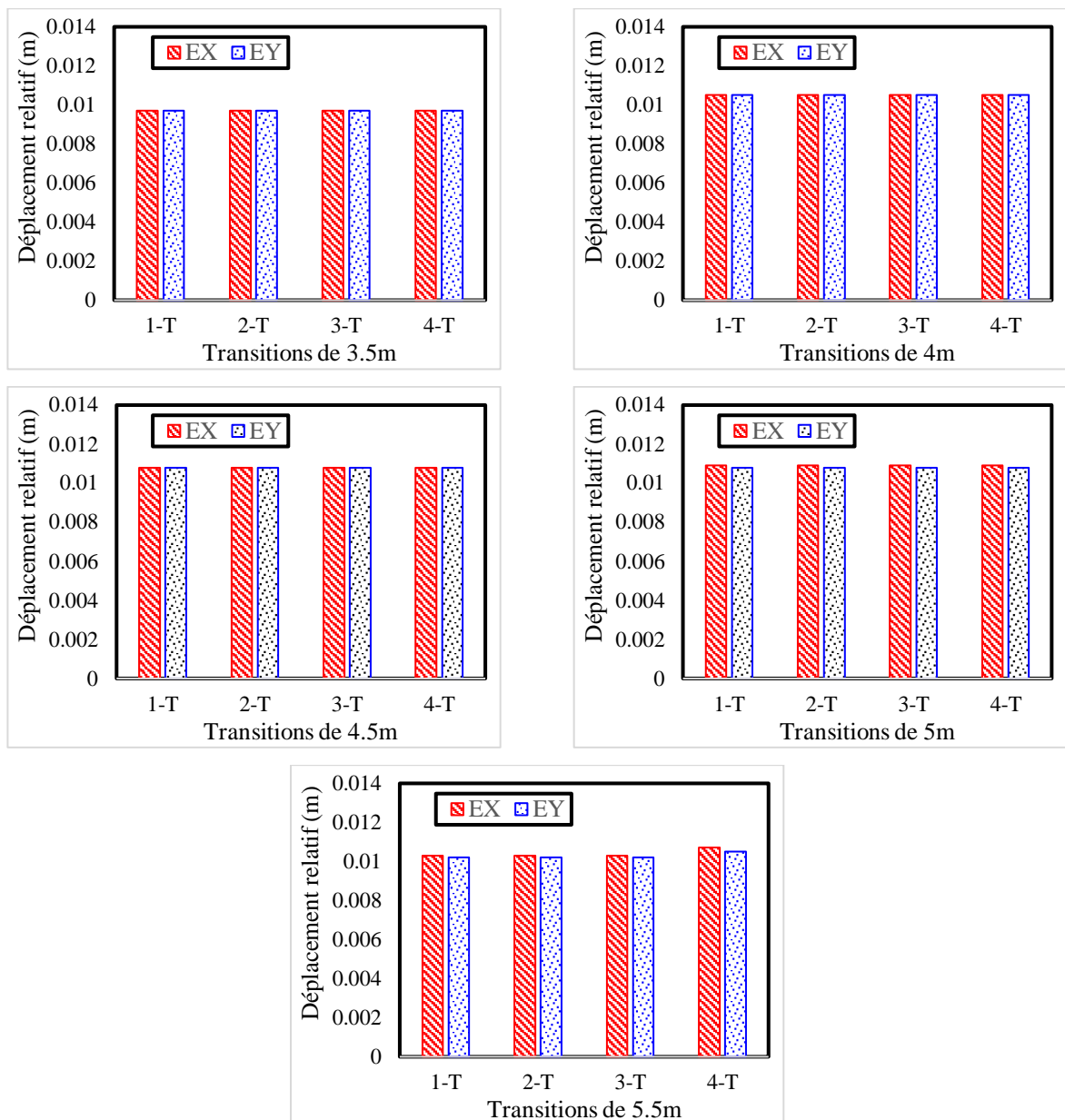


Figure III.8 : Déplacement en fonction de la longueur et plusieurs types de transition formé dans les angles-rentrants

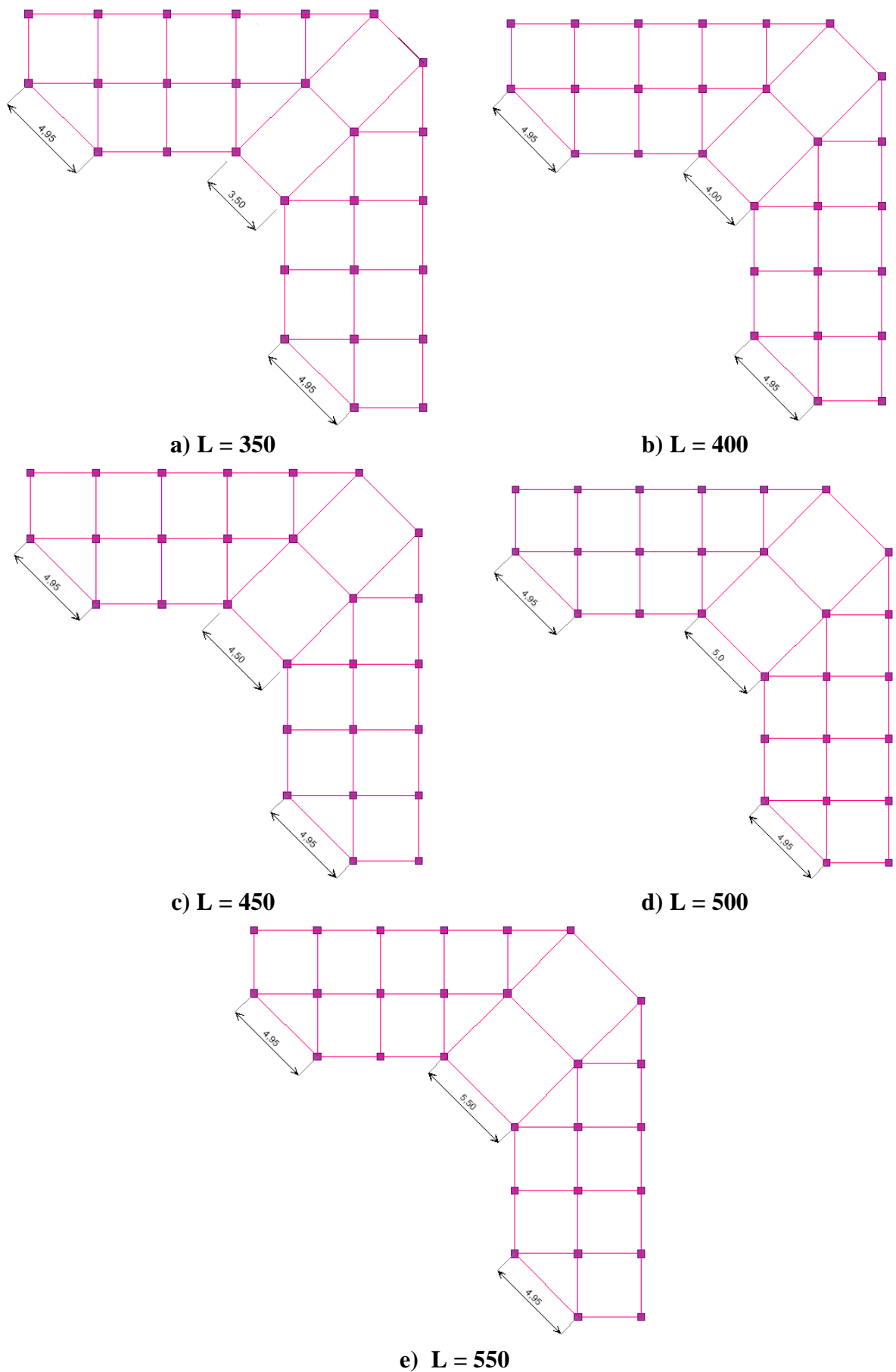


Figure III.9 : Variante en fonction de la transition des extrémités des parties saillantes

III.5. Effet de la transition des extrémités des parties saillantes

III.5.1. Identification des structures étudiées

Dans cette partie une étude est envisagée pour tester l'effet de la transition des extrémités des parties saillantes sur le comportement dynamique des structures en forme angulaire,

III.5.2. Modes Propres

L'analyse dynamique est une étape primordiale dans l'étude des ouvrages de génie civil, surtout si ces derniers sont à nombreux niveaux. **La Figure III.10** récapitule les différentes périodes selon la géométrie des extrémités des parties saillantes. D'après les résultats obtenus, on constate une augmentation systématique des périodes fondamentales avec la longueur des transitions des parties saillantes : les valeurs progressent de 0.55 s à 0.72 s lorsque les extrémités passent de 3,50 m à 5,50 m pour toutes les variantes et directions sismiques. Cette corrélation directe démontre l'influence déterminante de la géométrie des saillies sur la réponse dynamique, confirmant que l'allongement des transitions module significativement les propriétés vibratoires de la structure.

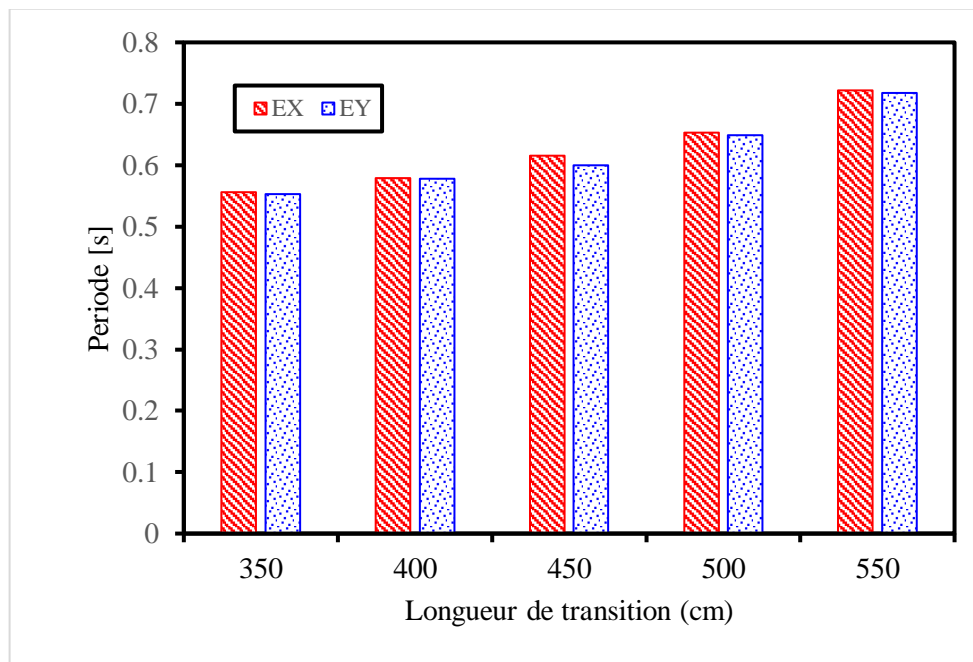


Figure III.10 : Période en fonction de la transition des extrémités des parties saillantes

III.5.3. Efforts sismiques à la base de la structure

La résultante des forces sismiques à la base V en fonction de la longueur de la transition et les extrémités des parties saillantes sont récapitulés dans **la Figure III.11**. Les résultats obtenus, enregistre une diminution remarquable de l'effort sismique à la base lorsqu'on augmente la longueur de la transition et les extrémités des parties saillantes pour les deux directions sismiques, confirmant l'influence déterminante de ces paramètres géométriques sur la réduction des

sollicitations sismiques. Cette tendance suggère qu'une optimisation des transitions et saillances permet d'améliorer significativement le comportement structural sous séisme.

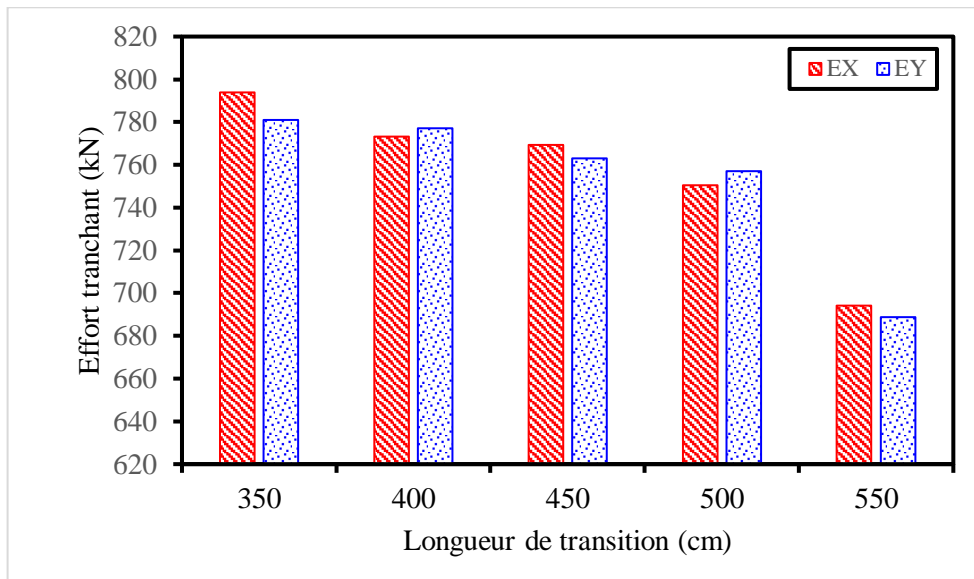


Figure III.11 : Effort sismique à la base en fonction de la transition des extrémités des parties saillantes

III.5.4 Déplacement

La Figure III.12 présente les déplacements globaux pour chaque étage et les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents pour les six directions sismiques en fonction de la longueur de la transition et les extrémités des parties saillantes. D'après les résultats trouvés on remarque que le déplacement est presque identique lorsqu'on augmente la longueur de la transition et les extrémités des parties saillantes pour les structures proposées. D'ici, on peut conclure que l'augmentation dans la longueur de la transition et les extrémités des parties saillantes n'engendre aucun effet sur les déplacements des structures.

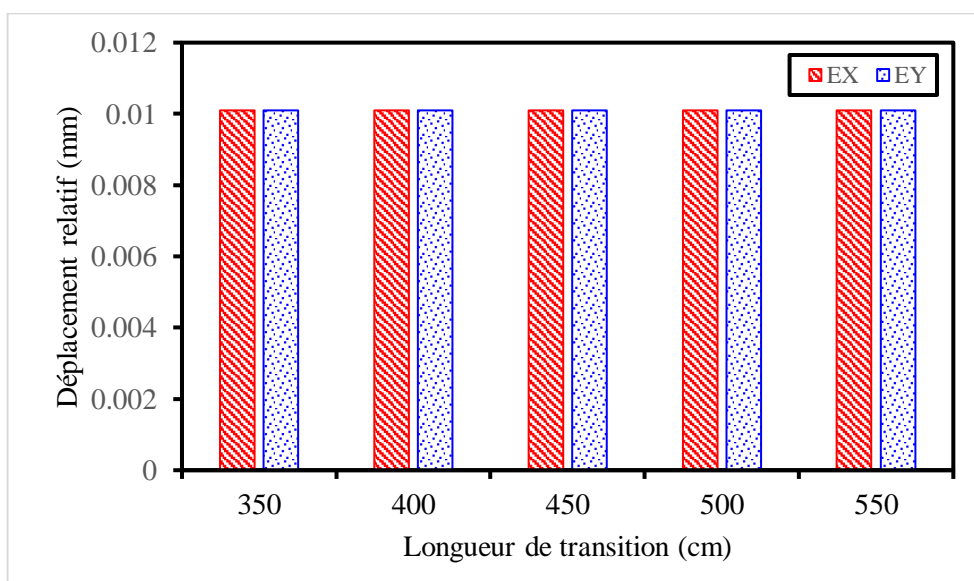


Figure III.12 : Déplacement en fonction de la transition des extrémités des parties saillantes

III.6. Conclusion

- Les résultats révèlent que l'ajout d'une transition entre les deux ailes de la structure allonge la période propre du système tout en réduisant l'effort sismique à la base. Plus la longueur de cette transition est importante, plus ces effets sont accentués. De plus, la présence de la transition contribue à stabiliser les déplacements inter-étages.
- Lorsque le nombre de transitions augmente, la période passe de **0.503 s à 0.78 s**, tandis que l'effort tranchant à la base diminue progressivement, en particulier au niveau des angles rentrants. Cette configuration permet également de limiter les déplacements globaux de la structure.
- L'analyse montre que l'allongement des extrémités saillantes (de **3.50 m à 5.50 m**) entraîne une augmentation de la période, passant de **0.55 s à 0.72 s**, quelle que soit la direction sismique considérée. De même, Les résultats confirment une baisse notable de l'effort sismique à la base lorsque les dimensions de la transition et des extrémités saillantes sont accrues, pour les deux composantes sismiques étudiées. Contrairement à son impact sur les efforts, l'augmentation de la longueur de la transition et des extrémités saillantes n'a pas d'influence significative sur les déplacements de la structure.

Chapitre IV

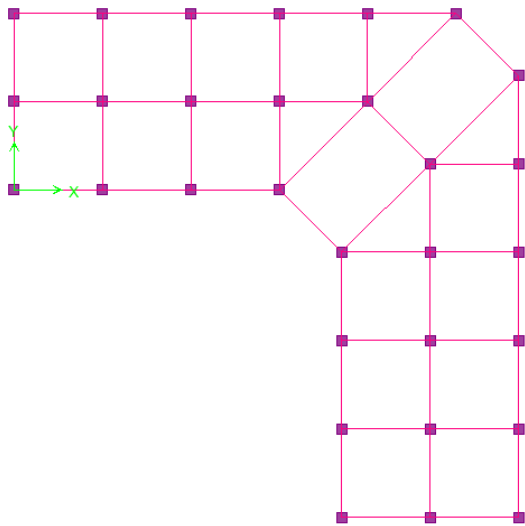
*Analyse de l'impact des modifications
de sections dans la zone de transition*

IV.1. Introduction

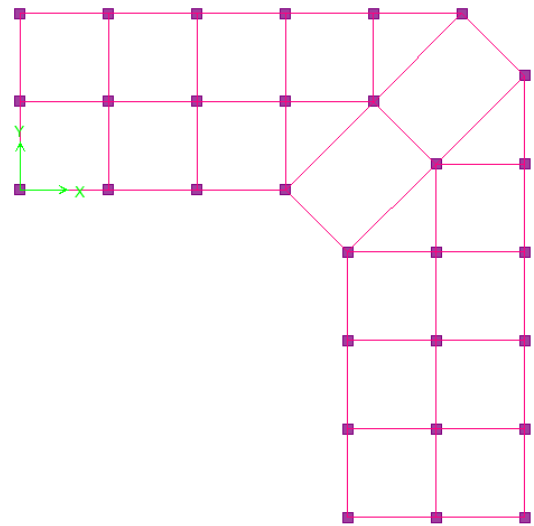
Dans ce chapitre on traite le comportement dynamique linéaire des structures auto stables en béton armé, en considérant une correction par l'augmentation dans la section des poutres et la section transversal des poteaux située dans la zone de transition afin de réduire la valeur de la période, l'effort sismiques à la base V et le déplacement. Ces structures sont dimensionnées selon les règles parasismiques Algériennes RPA99/V2003.

IV.2. Identification des structures étudiées

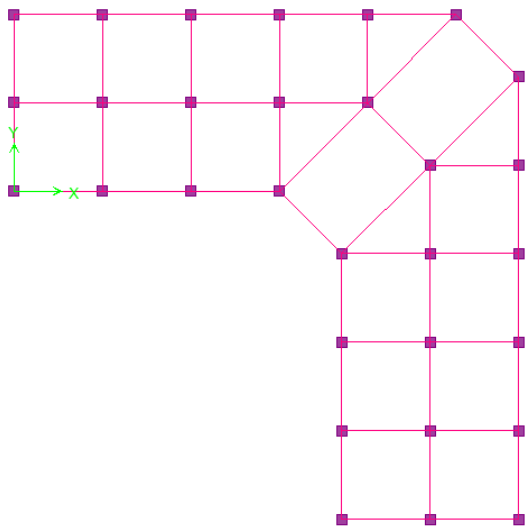
Afin d'évalué le comportement dynamique linéaire des bâtiments en béton armé dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/V2003), des modifications seront apportées sur les structures de chapitre trois qui contienne une transition brisée de longueur de 3.50 m de telle sorte de proposé une correction par l'augmentation dans la section des poutres (30 x40, 30 x45, et 30 x50),située dans la zone de transition (**figure IV.1**) afin de réduire la valeur de la période, l'effort sismiques à la base V et le déplacement. En deuxième lieu, une étude est envisagée sur la même structure mais cette fois-ci des modifications sera apportée sur les poteaux de la zone de transition afin de tester l'effet de la correction sur le comportement linéaire de ces structures en termes de période fondamentale, effort tranchant à la base, et le déplacement inter-étages est analysé et interprété par logiciel ETABS. A la base des résultats trouvés, on choisit la meilleure conception. En troisième lieu, A cette structure, une étude est envisagée pour tester l'effet de la correction dans les poutres et les poteaux de la zone de transition par l'augmentation dans la section des poteaux (40x45) et la section des poutres (30x45), quatre structures de différentes configurations vont être présentées. Le comportement linéaire de ces derniers est analysé et comparé avec ce de la structure de référence.



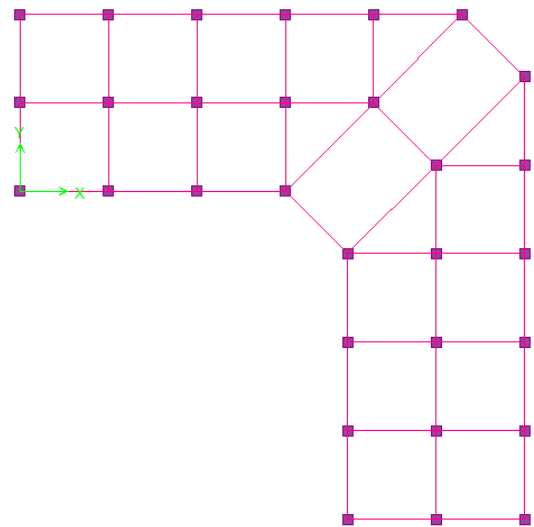
a) Poutres de transition avec une section (30x40)



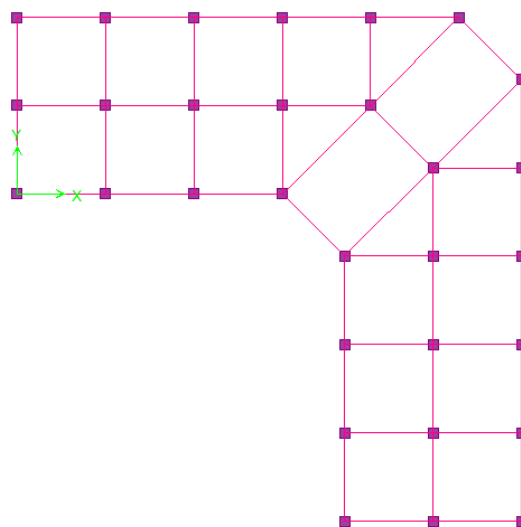
b) Poutres de transition avec une section (30x45)



c) Poutres de transition avec une section (30x50)



d) Poutres de transition avec une section (30x55)



e) Poutres de transition avec une section (30x60)

Figure IV.1. Différent conceptions selon la correction par l'augmentation dans la section des poutres située dans la zone de transition

IV.3. Effet de l'augmentation dans la section des poutres dans la zone de transition

IV.3.1. Modes Propres

L'étude des périodes propres des différentes configurations structurales, basée sur une légère augmentation des sections des poutres situées dans la zone de transition comportant des angles rentrants, est présentée dans l'histogramme de **la Figure IV.2**. Les résultats montrent une corrélation directe entre l'accroissement des dimensions des poutres et l'augmentation de la période de vibration. En outre, la structure avec des poutres de section 30x45 cm enregistre la période propre la plus élevée, dépassant de 10 % celle de la structure de référence. Cette observation permet de conclure que le renforcement des poutres dans la zone de transition entraîne une réduction de la rigidité globale, se traduisant par une diminution de la fréquence propre du système structural.

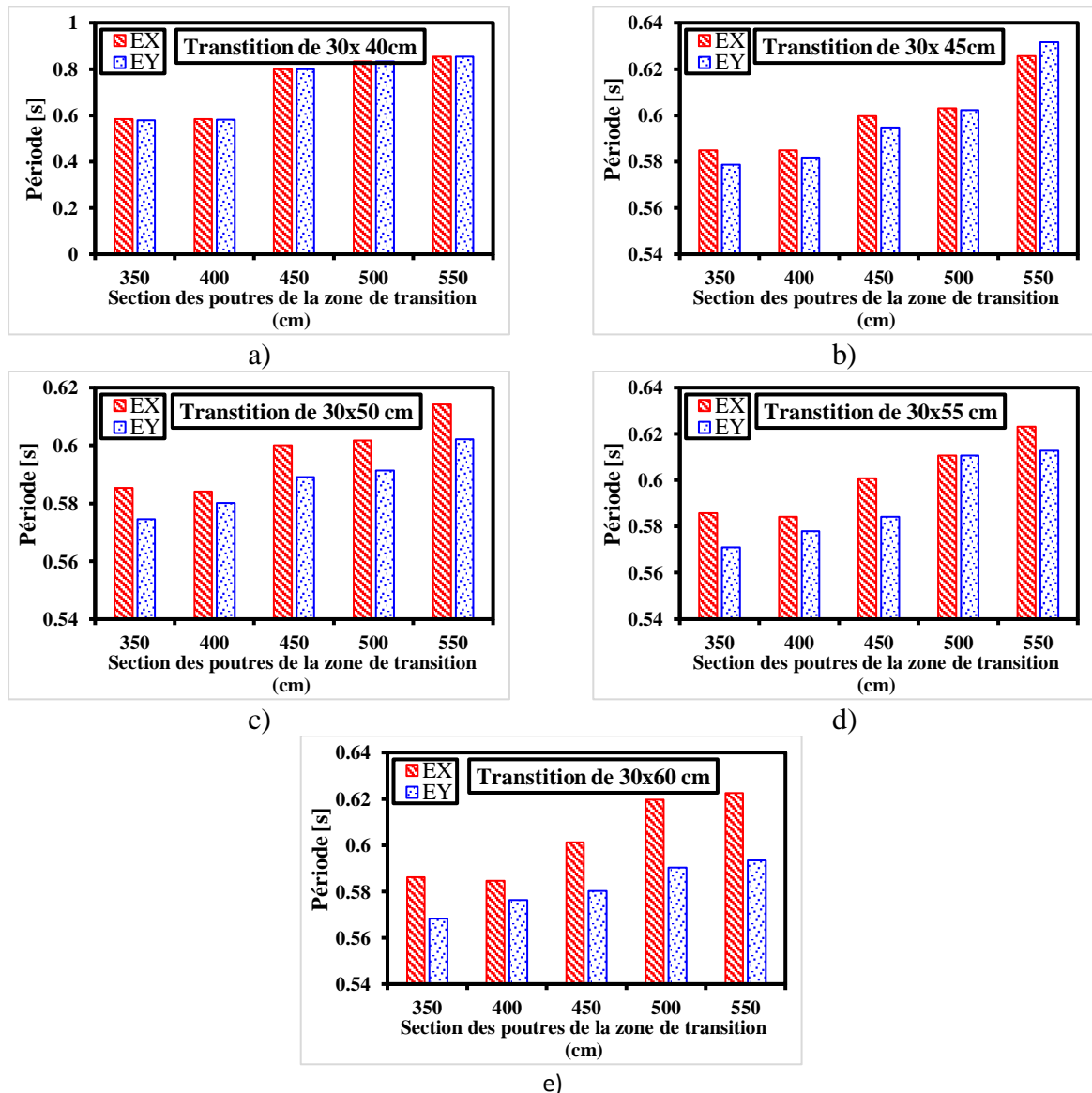


Figure IV.2. Différent conceptions selon la correction par l'augmentation dans la section des poutres située dans la zone de transition

IV.3.2. Effort tranchant à la base de la structure

La Figure IV.3 montre que l'augmentation de la hauteur (h) des poutres en zone de transition influence significativement leur comportement mécanique : la variante (30×60) avec 550m présente l'effort tranchant le plus faible qui est égale à 443 kN, qui est inférieur d'un taux de 40% par rapport à la référence, tandis que la configuration (30×45) avec 350m offre la résistance maximale (843 kN). Ces résultats démontrent qu'une hauteur accrue réduit l'effort tranchant à la base, améliorant ainsi la ductilité, alors qu'une section intermédiaire avec longueur réduite optimise la résistance. L'optimisation des angles rentrants renforce également la performance globale, confirmant l'importance d'un dimensionnement adapté des poutres de transition pour concilier résistance et ductilité dans les structures soumises à des sollicitations sismiques.

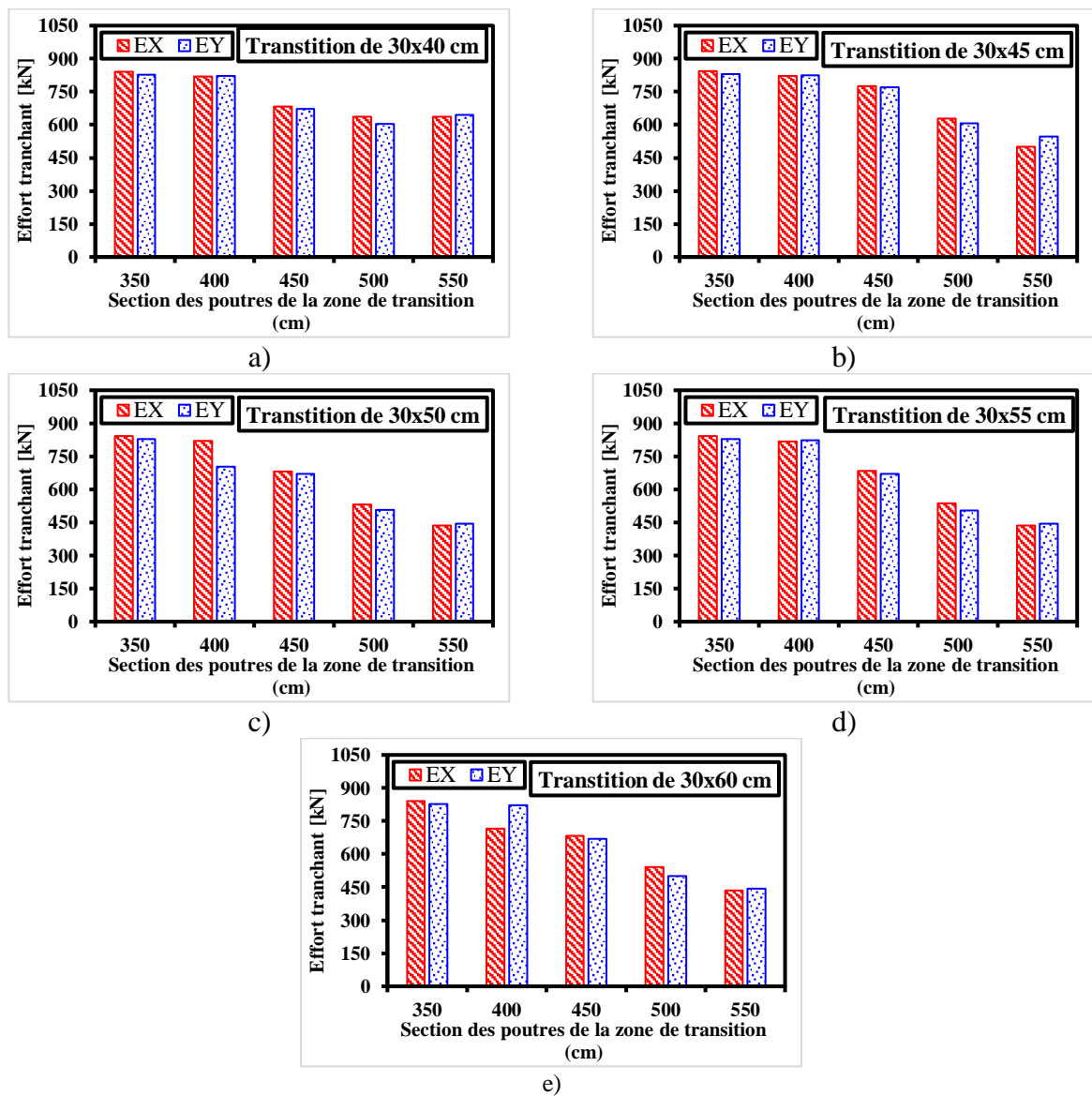


Figure IV.3 : Effort sismique à la base selon l'augmentation dans la section des poutres dans la zone de transition.

IV.3.3 Déplacement

La Figure IV.4 compare les déplacements maximaux des quatre structures étudiées, en analysant spécifiquement l'impact de l'augmentation de la hauteur (h) des poutres en zone transitionnelle. Les résultats démontrent que toutes les configurations respectent les limites de déformation imposées par le RPA99/V2003 [6], avec des déplacements maximaux inférieurs à la valeur admissible de $0.01h_e$ (30,6 mm) pour les deux directions sismiques EX et EY. On observe par ailleurs une stabilité dans la valeur de déplacement pour les différentes structures, révélant une réponse identique en termes de comportement déformationnel malgré les variations de section des poutres. Cette similitude de performance suggère que l'augmentation de hauteur des poutres, bien qu'influence sur d'autres paramètres structurels, ne modifie pas significativement la réponse en déplacement sous sollicitations sismiques.

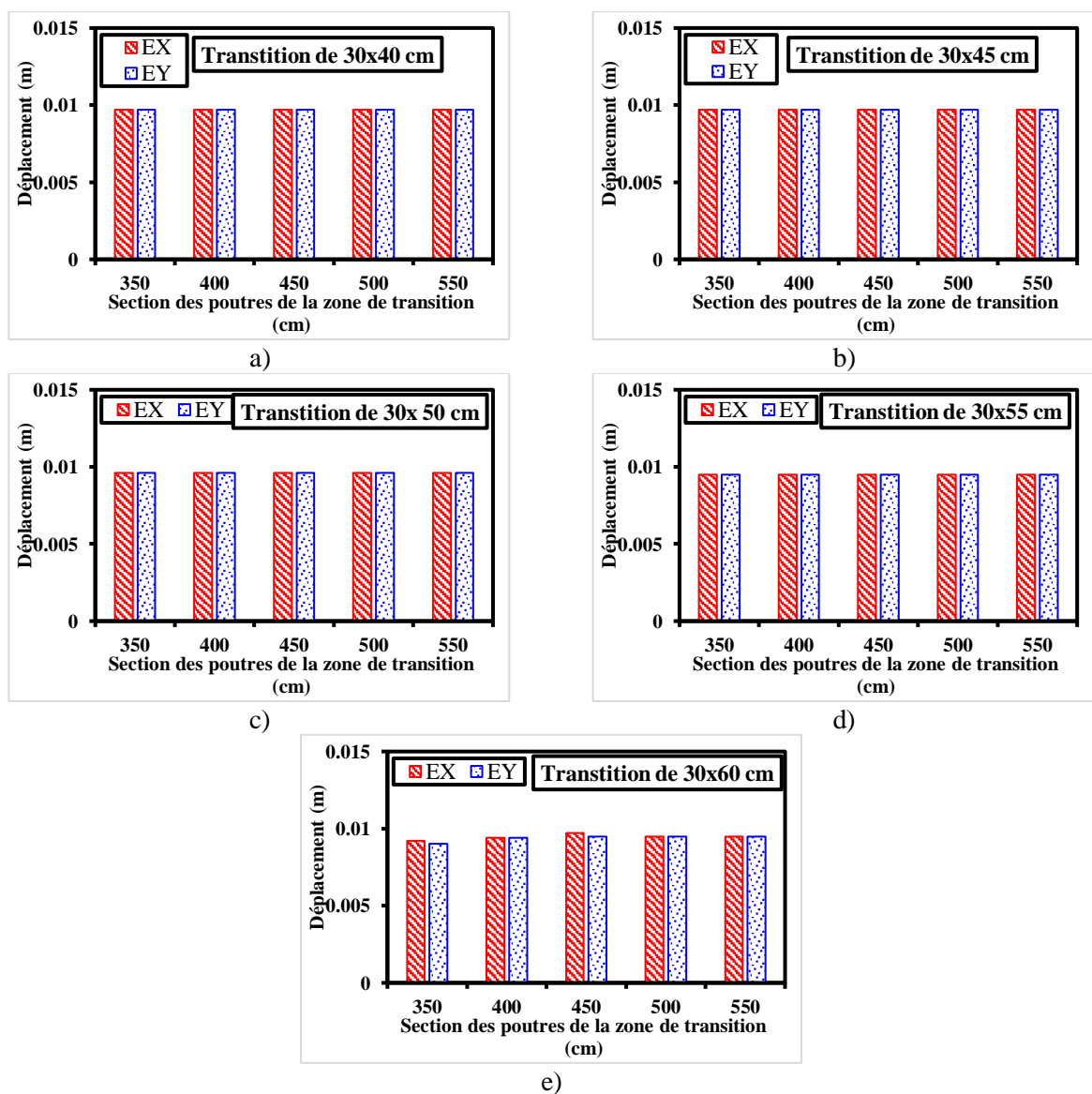
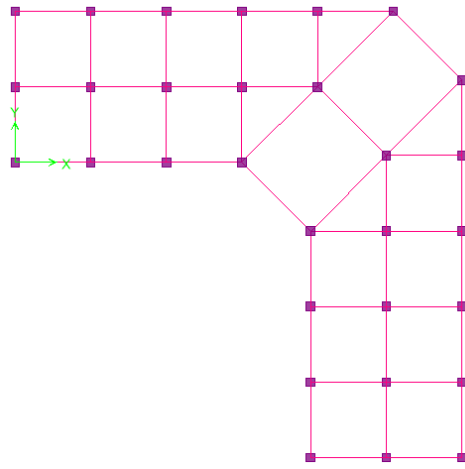
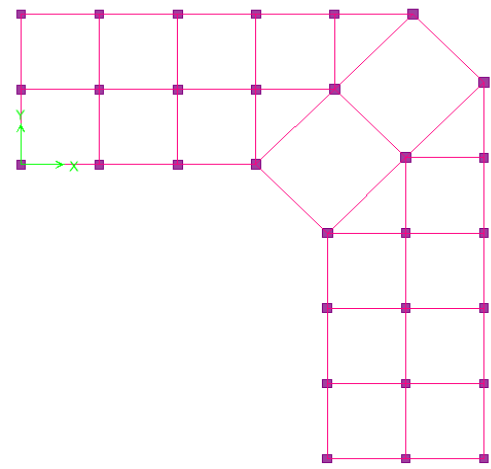


Figure IV.4 : Déplacement selon l'augmentation dans la section des poutres dans la zone de transition

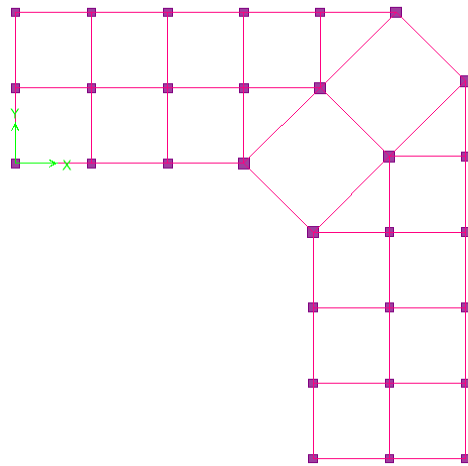
IV.4. Effet de l'augmentation dans la section des poteaux dans la zone de transition



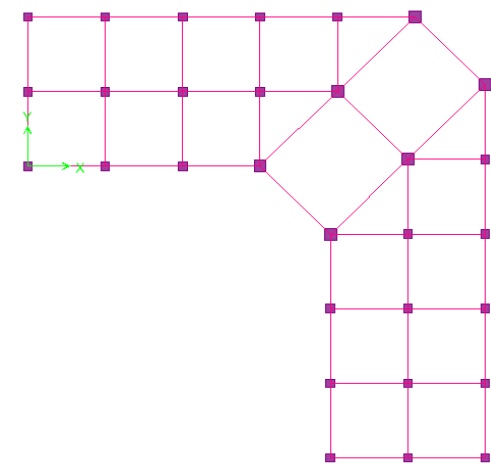
a) Poteaux de transition avec une section (40x40)



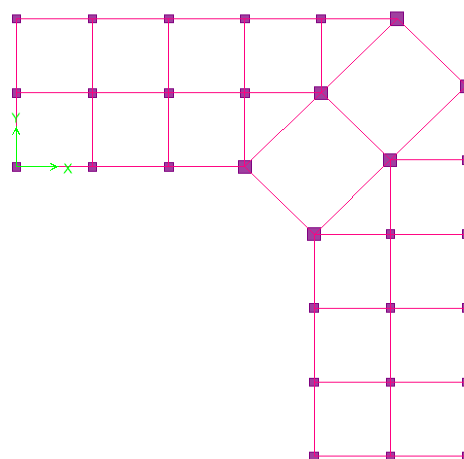
b) Poteaux de transition avec une section (45x45)



c) Poteaux de transition avec une section (50x50)



d) Poteaux de transition avec une section (55x55)



e) Poteaux de transition avec une section (60x60)

Figure IV.5. Différent conceptions selon la correction par l'augmentation dans la section transversale des poteaux située dans la zone de transition

IV.4.1. Modes Propres

La Figure IV.6 analyse l'impact des modifications apportées aux poteaux de la zone transitionnelle, notamment par le changement d'orientation sismique (Ex' et Ey') et l'augmentation de leur section transversale. Les résultats révèlent une réduction significative des périodes propres pour toutes les configurations testées par rapport à la structure de référence, avec une diminution particulièrement marquée pour les poteaux de section 60x60. La période la plus élevée est observée pour la structure équipée de poteaux 45x45, tandis que les autres configurations présentent une décroissance progressive des périodes proportionnelle à l'augmentation des sections transversales. Cette tendance démontre clairement que le renforcement dimensionnel des poteaux, combiné à une optimisation de leur orientation, permet d'accroître efficacement la rigidité structurale, comme en témoigne la réduction systématique des périodes vibratoires. L'analyse met ainsi en évidence l'influence déterminante des caractéristiques géométriques et d'orientation des poteaux sur le comportement dynamique global de la structure.

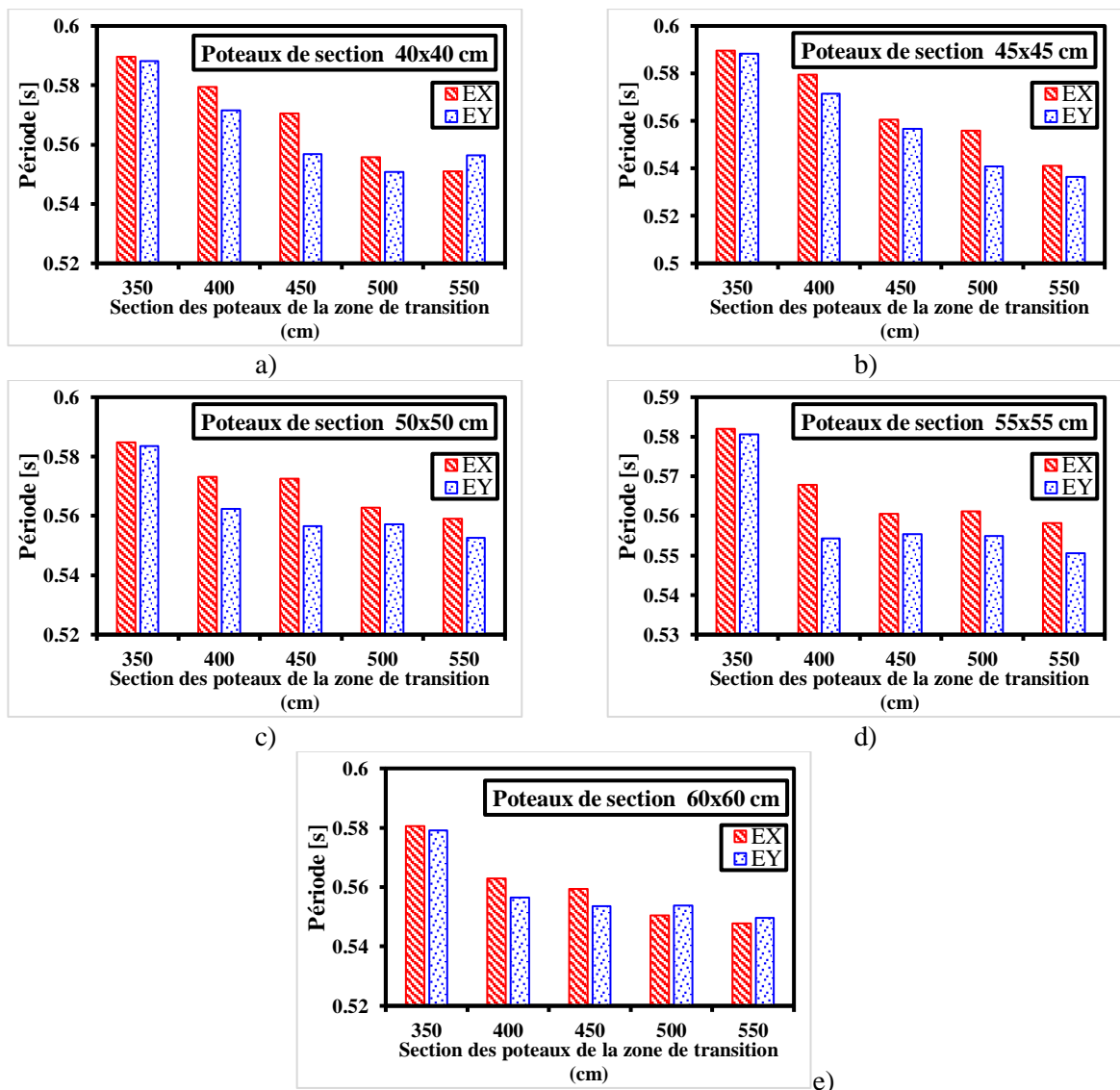


Figure IV.6 : Période selon l'augmentation dans la section transversale des poteaux dans la zone de transition

IV.4.2. Efforts sismiques à la base de la structure

Le cisaillement représente une sollicitation interne qui se développe dans le plan d'une section, entraînant un déplacement relatif entre deux parties adjacentes. **La Figure IV.7** présente une analyse comparative de l'effort tranchant à la base pour les quatre configurations structurelles étudiées, suivant les axes des angles rentrants (Ex' et Ey'). Les données obtenues révèlent une croissance de l'effort tranchant à la base proportionnellement à l'élargissement de la section des poteaux. La valeur maximale est observée pour la variante à sections de (60×60) cm², avec taux d'augmentation de 8.5 % par rapport au modèle de référence. Ces résultats nous permettent de déduire que de point de vue de conception parasismique, la considération de l'augmentation dans la section transversale à un effet considérablement sur l'effort de cisaillement à la base, qui est considéré comme l'un des principaux paramètres pendant les étapes de conception, et peut donc conduire à une conception excessivement sécuritaire.

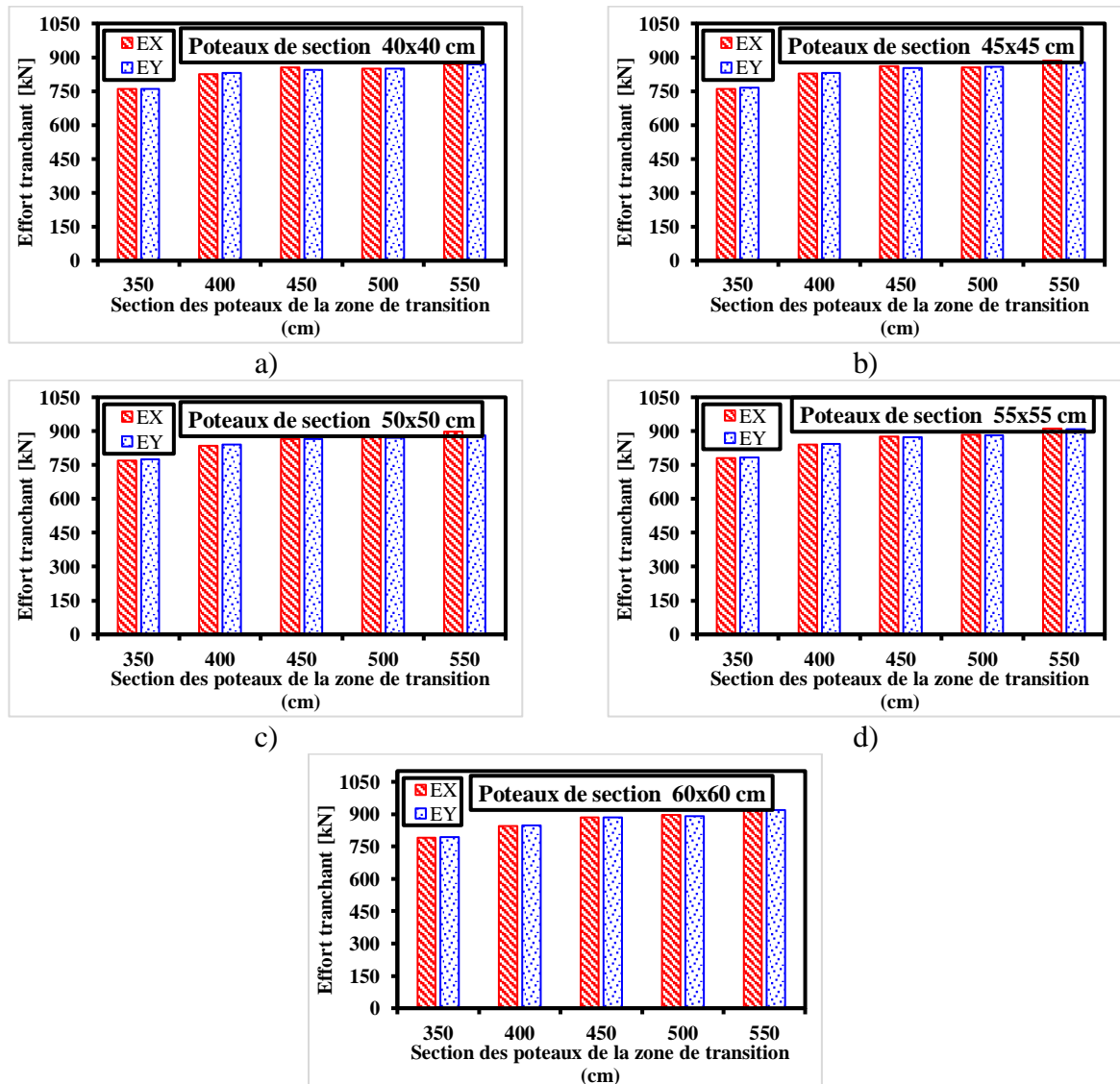


Figure IV.7 : Effort sismique à la base selon l'augmentation dans la section transversale des poteaux dans la zone de transition

IV.4.3 Déplacement

La figure IV.8 illustre la comparaison de la déformation en termes de déplacements maximal des cinq structures étudiées, en tenant en compte l'effet de l'augmentation dans la section transversale des poteaux de la zone de transition et la direction sismique. Cette figure montre que les déplacements maximaux des différentes formes restent dans le domaine de déformation limité par les déplacements admissibles $0.01h_e = 30,6 \text{ mm}$ du (RPA99/V2003) [6], pour les deux directions sismique (Ex' et Ey'). Dans la même figure, on constate que la courbe de déplacement des étages des structures présente une diminution remarquable par l'augmentation dans la section transversale des poteaux de la zone de transition, ce qui explique l'effet important des poteaux dans cette zone sur le comportement dynamique linéaire des bâtiments.

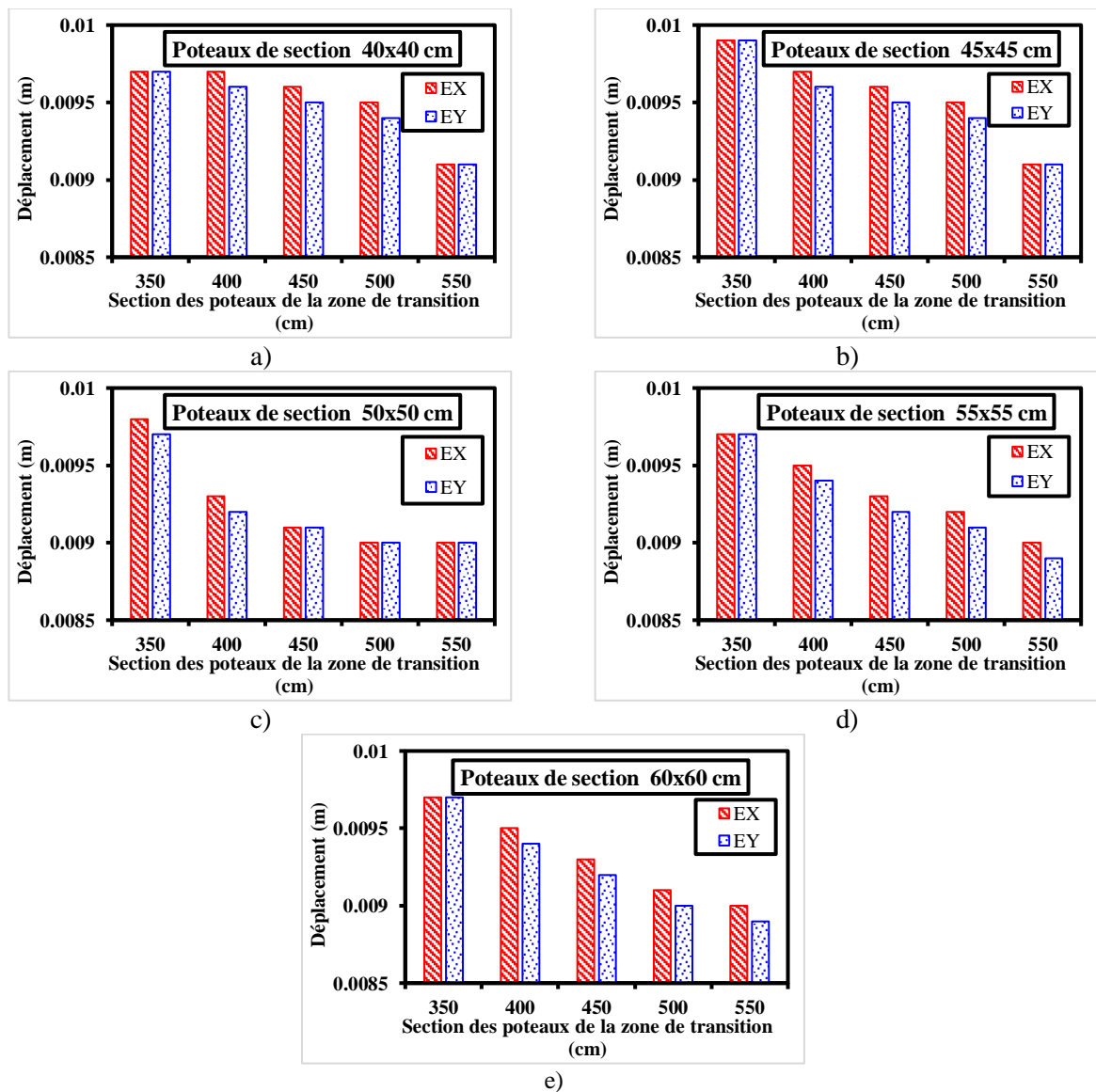
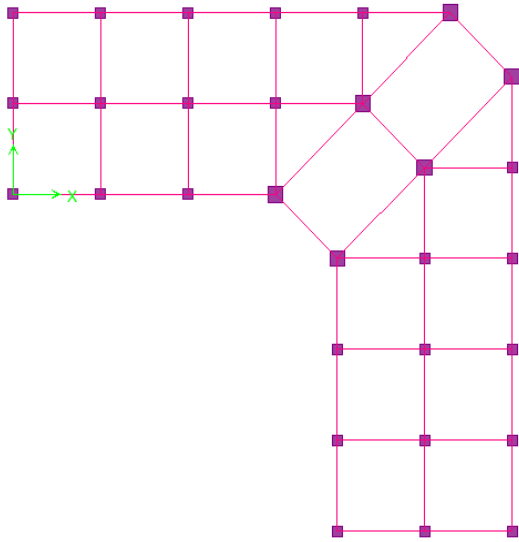
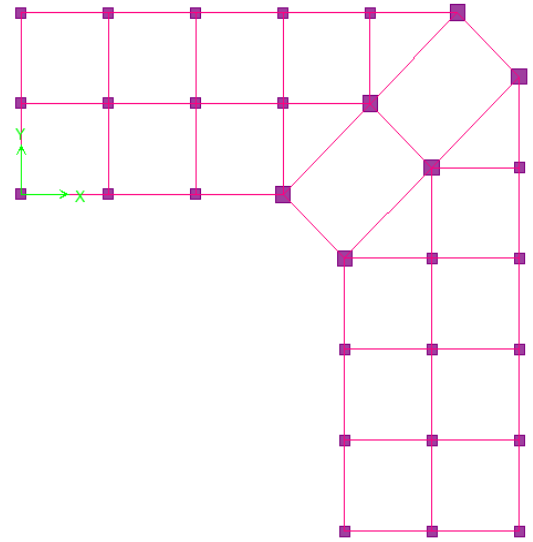


Figure IV.8 : Déplacement selon l'augmentation dans la section transversale des poteaux dans la zone de transition

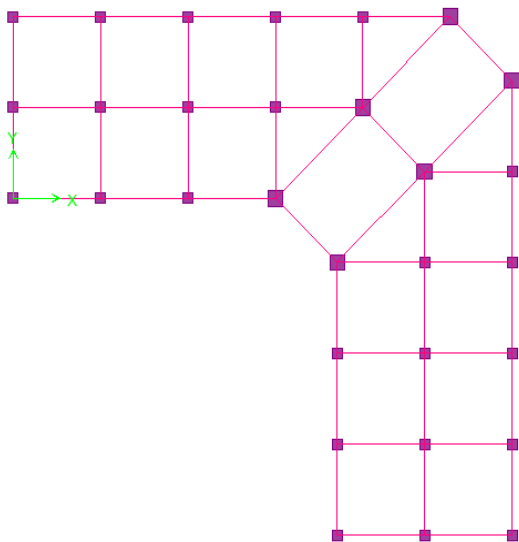
IV.5. Effet de l'augmentation dans la section des poutres et poteaux dans la zone de transition



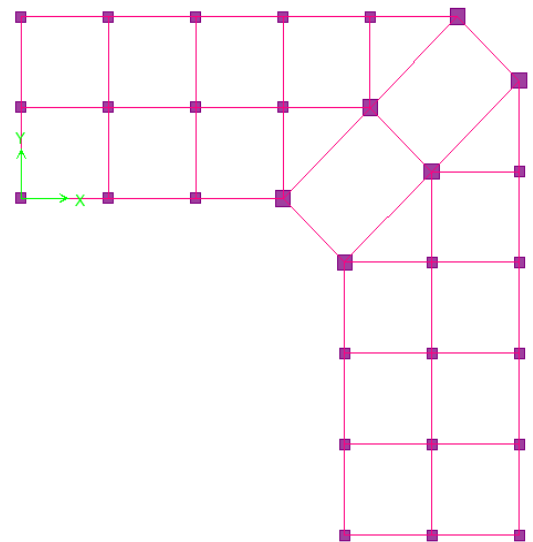
Poutres de transition avec des poutres de section (30x40) cm² et poteaux de section (40x40) cm²



Poutres de transition avec des poutres de section (30x60) cm² et poteaux de section (40x40) cm²



Poutres de transition avec des poutres de section (30x40) cm² et poteaux de section (60x60) cm²



Poutres de transition avec des poutres de section (30x60) cm² et poteaux de section (60x60) cm²

IV.5.1. Modes Propres

L'histogramme illustré dans la Figure 4.10 montre les périodes propres de vibration obtenues pour la structure de référence et les variantes **PP 30x60 ;Pot 40x40**, **PP 30x40 ;Pot 60x60**, de l'étape précédente, qui ont été considérée comme les variantes qui fournit le meilleur comportement dans les structures avec des angles rentrants et la variante **PP 30x60 ;Pot 60x60** qui comporte des modification dans la section transversal des poteaux et la section h des poutres de la zone de transition des angles-rentrants. Selon les résultats obtenus, on distingue que la condition du règlement parasismique Algérien RPA99/v2003 Art 4.2.4.4 [6] est bien respectée pour l'ensemble des variantes car la période règlementaire reste bien supérieure aux périodes obtenues pour toutes les structures. Selon la **Figure IV.10**, il est à noter que la variante **PP 30x60 ; Pot 60x60** attribue la période propre de vibration la plus petite qui est égale à 0,54 s, par ailleurs, on remarque que les variantes **PP 30x60 ; Pot 40x40**, **PP 30x40 ; Pot 60x60** possède la période la plus important qui est d'une valeur de 0,58 s.

Ce résultat est bien favorable pour assurer la flexibilité et la ductilité de la structure. En conséquence, en gardant une transition brisée avec une section de (30x60) cm² et des poteaux (60x60) cm² dans la zone de transition des angles-rentrants

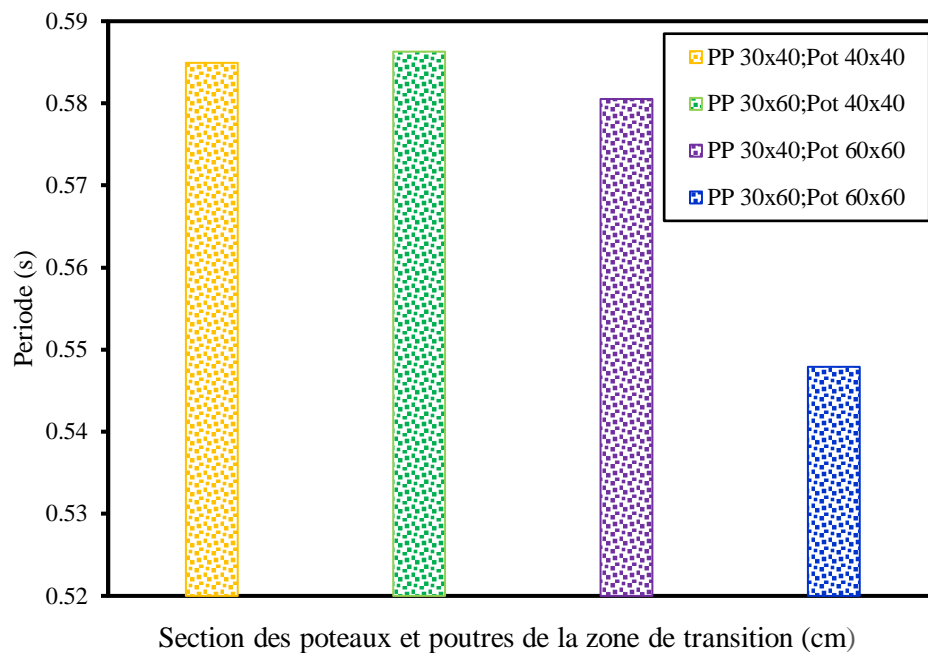


Figure IV.10 : Période selon l'augmentation dans la section transversale des poteaux et la partie h des poutres dans la zone de transition

IV.5.2. Efforts sismiques à la base de la structure

Les résultats obtenus par le logiciel ETABS 9 sont récapitulés dans l'histogramme de la **Figure IV.11** qui représente les différents efforts tranchants obtenus pour la structure de référence et les variantes **PP 30x60 ;Pot 40x40**, **PP 30x40 ;Pot 60x60** de l'étape précédente, qui ont été considérées comme les variantes qui fournissent le meilleur comportement dans les structures avec des angles rentrants et la variante **PP 30x60 ;Pot 60x60** qui comporte des modifications dans la section transversale des poteaux et la section h des poutres de la zone de transition des angles-rentrants. Selon les résultats obtenus, on distingue que la condition du règlement parasismique Algérien RPA99/v2003 Art 4.2.6 [6] est bien respectée car la force sismique réglementaire reste bien inférieure aux cisaillements obtenus à la base des différents modèles. Selon la **Figure IV.11**, on distingue que la variante **PP 30x40 ; Pot 40x40**, fournit l'effort de cisaillement le plus petit qui est égale à 840 kN. Par ailleurs, on remarque que la variante **PP 30x60 ; Pot 60x60** possède la résistance au cisaillement la plus importante.

D'après les résultats trouvés, on constate que l'effort tranchant à la base diminue lorsque l'angle rentrant est adouci par une transition brisée de (30x40) cm² et des poteaux de (40x40) cm²

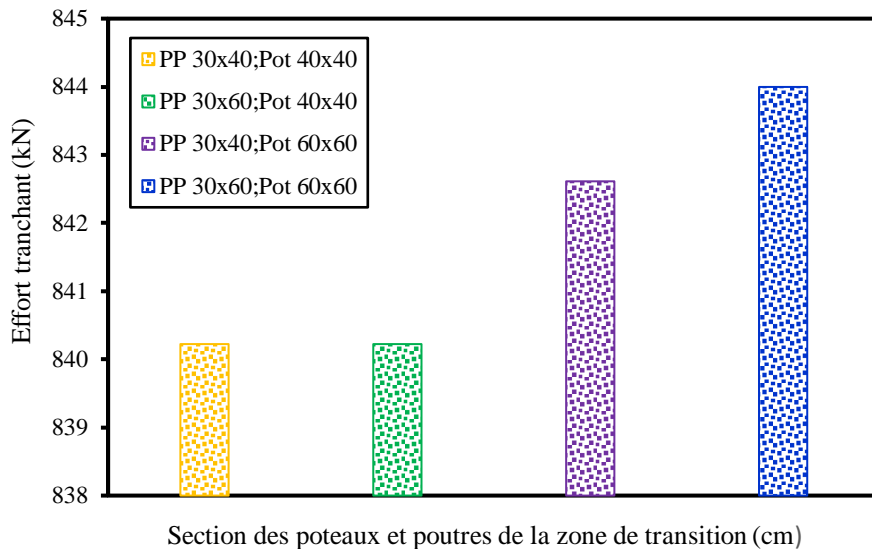


Figure IV.11 : Effort sismique à la base selon l'augmentation dans la section transversale des poteaux et la partie h des poutres dans la zone de transition

IV.5.3 Déplacement

Les résultats des déplacements globaux pour chaque étage, obtenus avec la modélisation des structures proposées par le logiciel ETABS, sont récapitulés dans la **Figure IV.12**.

Dans le même contexte, selon le RPA99/v2003 Art 5.10 [6], le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport à l'autre qui lui est adjacent, ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h). Selon ces Figures, les résultats trouvés montrent que, comme il est identifié par la variante **PP 30x40 ;Pot 40x40** augmente la valeur du déplacement global des étages. En conséquence, lorsque l'angle rentrant est adouci par une transition brisée de $(30 \times 60) \text{cm}^2$ et des poteaux de $(60 \times 60) \text{cm}^2$ la déformabilité de la structure est bien améliorée, donc cette configuration géométrique autorise un important intervalle de déformation.

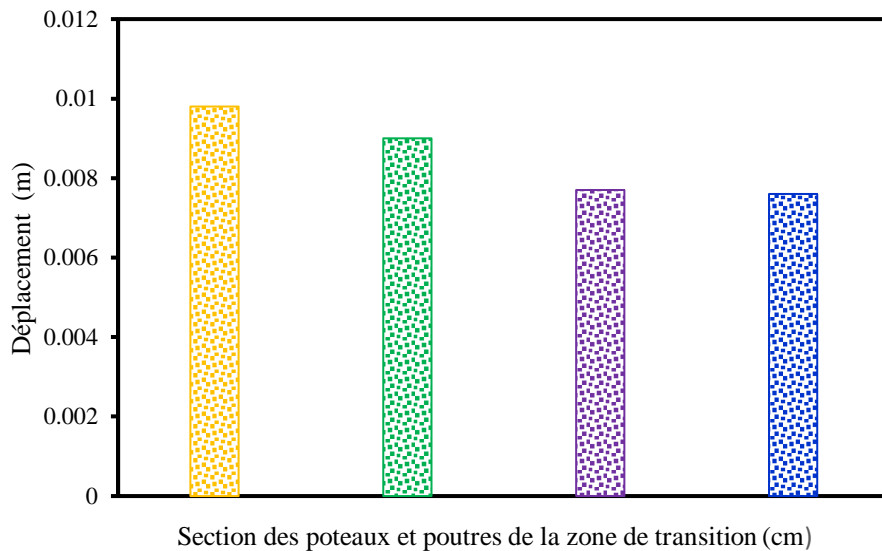


Figure IV.12 : Déplacement selon l'augmentation dans la section transversale des poteaux dans la zone de transition

IV.6 Conclusion

Dans ce chapitre, l'optimisation de la meilleure configuration géométrique de la transition afin d'adoucir l'angle rentrant d'un bâtiment autostable en béton armé en forme de L a été effectuée. L'objectif était de déterminer la réponse dynamique la plus favorable de la structure en termes de période propre de vibration, effort tranchant à la base, déplacement global. Cette étude est composée de trois étapes en considérant plusieurs modèles tout en variant la partie h dans les poutres et la section transversale des poteaux, au niveau de l'angle rentrant. Selon les résultats obtenus, il a été conclu que l'augmentation dans la partie h des poutres et la section transversale des poteaux au niveau des angles rentrants améliore considérablement le comportement dynamique des structures de forme.

Conclusion générale

Conclusion et recommandations

Dans le cadre de cette étude menée à l'aide de l'analyse numérique, les sollicitations et les déformations calculées dans les structures de forme angulaire ont pour objet d'appréhender l'effet de la transition des angles rentrant sur le comportement sismique des structures de forme angulaire en béton armé. Par ailleurs, nous avons pris, en considération, tous les paramètres influant directement sur la rigidité de ce type de structures lors d'un tremblement de terre majeur : longueurs des transitions au niveau des deux angles rentrants, Effet de la transition et la géométrie des extrémités des parties saillantes et l'augmentation dans la section des poutres et poteaux dans la zone de transition, d'après l'analyse des résultats trouvés, nous avons émis les observations suivantes :

- Les résultats montrent que la transition augmente la valeur de la période et diminue l'effort sismique à la base avec l'augmentation de la longueur de la transition formée entre les deux ailes de la structure. En outre, les résultats trouvés montrent que l'augmentation de la transition stabilise la valeur du déplacement global des étages.
- Les résultats montrent que la période augmente par l'augmentation du nombre des transitions. En outre, l'effort tranchant à la base augmente lorsque le nombre de la transition augmente successivement dans les deux angles rentrants. En outre, l'augmentation dans le nombre des transitions des deux angles rentrants stabilise le déplacement global des étages.
- L'effet des extrémités des parties saillantes pour les structures avec une transition présente une augmentation de 30% dans la valeur de la période par rapport à la structure de référence. De même, Les résultats confirment une baisse notable de l'effort sismique à la base lorsque les dimensions de la transition et des extrémités saillantes sont accrues, pour les deux composantes sismiques étudiées. Contrairement à son impact sur les efforts, l'augmentation de la longueur de la transition et des extrémités saillantes n'a pas d'influence significative sur les déplacements de la structure
- L'augmentation dans la section des poutres par (30×60) cm² dans la zone de transition des angles rentrants augmente la valeur de la période par 3% par rapport à la structure de référence. De même, la variante 30x60 fournit l'effort de cisaillement le plus petit qui est égal à, qui est inférieur d'un taux de 7% par rapport à l'effort tranchant de la structure de référence.

- La période la plus important est enregistré dans la structure avec des section de (45x45) Au-delà les autres structures, présente une légère diminution avec l'augmentation dans la section transversale des poteaux. De plus l'effort le plus important est enregistré dans la variante avec des section de (60x60) cm² avec un taux d'augmentation de 3% par rapport à la variante témoins. Le déplacement des étages des structures présente une diminution remarquable par l'augmentation dans la section transversale des poteaux de la zone de transition, ce qui explique l'effet important des poteaux dans cette zone sur le comportement dynamique linéaire des bâtiments.
- La variante **PP 30x40 ; Pot 40x40**, fournie l'effort de cisaillement le plus petit qui est égale à 840 kN. Par ailleurs, on remarque que la variante **PP 30x60 ; Pot 60x60** possède la résistance au cisaillement la plus importante.

Recommandations

En achevant ce travail, il sera souhaitable de poursuivre les recherches de l'Effet de la transition formé entre les ailes d'un bâtiment en béton armé de forme angulaire sur son comportement dynamique. D'autres travaux comme le calcul de l'effort normal N, et le moment fléchissant. Utiliser d'autre type de structure (structure en charpente métallique) et d'autre hauteur plus élevée (R+50).

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] VU Thanh kien, Incidence de la torsion sur la résistance sismique de bâtiments courants avec diaphragmes horizontaux rigides – Application aux structures en bois – thèse doctorant, Université Blaise Pascal - CLERMONT II, 2011.
- [2] Khodja. S, Torki.D ; Comparaison du code RPA avec des codes étrangers (Focalisée sur certains points importants), Mémoire de fin d'études présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur en génie civil, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA, 2021.
- [3] Kaabeche.T., Mebrak.A. Contribution à l'étude des risques naturels (sismiques et mouvements de terrain) dans la Wilaya de Sétif, Mémoire de fin d'études présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Géologie, Université Ferhat Abbas-Setif, 2010.
- [4] Giorgio giovanniniivano s. la construction parasismique appliquée à la terre crue.
- [5] Kebaili B., Redjel B., Analyse du séisme de Boumerdes juin 2003 et règles parasismiques Algériennes, 1st international conférence on sustainable built environment infrastructures in developing countries, ENSET Oran (Algeria), 2009.
- [6] RPA-99/V2003. Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003. DTR-BC 2 48, - Centre National de recherche Appliquée en Génie parasismique, Alger, 2003, 117p.
- [7] BERRAG, Boulanouar et SULTAN, Mohammed Hamood Ahmed. Effet de l'isolation à la base sur les structures à plusieurs degrés de liberté. 2020. Thèse de doctorat. Univ M'sila.
- [8] Apps : Gide de conception parasismique des bâtiments. Association Française du Génie parasismique. ISBN 2-212-11347-1. eyrolles, Paris, 2004.
- [9] <https://www.univ-chlef.dz/FGCA/wpcontent/uploads/2017/03/CHAPITRE3-contreventements-2016.pdf>
- [10] Hamidi.K, Derkaoui.R, Etude de l'influence de l'angle formé dans les structures en béton armé de forme angulaire sur son comportement sismique, Mémoire de fin d'études présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Géologie, Université Hassiba Ben Bouali-Chlef, 2010.
- [11] Kassoul A., Pathologie et réhabilitation des structures- Faculté de génie civil-Université Hassiba Ben Bouali-Chlef. cours vulnérabilité et réhabilitation des structures, 2014.
- [12] Zacek M., conception parasismique niveau avant-projet. Cahier numéro. Collection conception parasismique, 2004.
- [13] Kassoul A., pathologie des bâtiments endommagés par les séismes, cours vulnérabilité et réhabilitation des structures, UHBC Algérie, 2014.
- [14] Fausse idée reçue n°8 : les constructions en béton armé résistent mieux-conception parasismique.
- [15] Y. AOUES CM3 : Introduction au Génie Parasismique \ GCCD4.
- [16] Davidovici-analyse sismique de bâtiments existants.
- [17] Allel. M, Ayad. A. Paramètres influençant la largeur du joint sismique pour les structures en béton armé- Juin 2015 Guelma.

- [18] Fajari M. A and Sumarsono R. A. Seismic Performance of Disjointed Horizontally Irregular Building by Remodeling the Column and Beam, E3S Web of Conferences ICCEE, (2018) ,65, 08004. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20186508004>
- [19] Ilerisoy. Z .Y. Discussion of the Structural Irregularities in the Plan for Architectural Design within the Scope of Earthquake Codes, Periodica Polytechnica Architecture, **2019**, 50 (1) pp. 50-62.
- [20] Dhanyashree. A. S, Akash. R, Ashok. M, Premasai .S. R, Bhavyashree. B. N. To Study the Effect of Re-entrant Corner RC Framed Building under Seismic Load and Strengthening it by Bracing, International Journal of Research in Engineering, Science and Management, 2019,2(6), 615-619.
- [21] Arnold, C., FAIA, RIBA (2001) "Architectural Considerations",In: Naeim, F. (ed.) The Seismic Design Handbook, 2nd ed.,Springer, Boston, MA, USA, pp. 275-326.
- [22] Sidahmed Kosseir, Atsamnia Fouad, Khatib Mohammed Akram Ismail, Etude d'une structure en R+1 contreventée par des portiques auto-stables en béton armé, Projet de Fin de Cycle pour l'obtention du diplôme de Licence (LMD) en Génie Civil, Université YAHIA FARES DE MEDEA, 2017.
- [23] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [24] KECILI Youssouf, KASSOUL Younes, étude d'un bâtiment d'habitation et commerce R+5, Mémoire de fin d'études présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur en génie civil, Université Hassiba BEN BOUALI –CHLEF, 2019
- [25] Etude d'une construction R+1 en béton armé, Projet de Fin de Cycle pour l'obtention du diplôme de Licence (LMD) en Génie Civil, Université Hassiba BEN BOUALI – CHLEF ,2023