

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie
Civil
Option : Structure

Thème

*Simulation numérique de l'effet de la suppression
du poteau sur le comportement des portiques en
béton armé-Approche globale-*

Présenté par :

M^r HAMMAD Samir

Devant le jury :

Président Dr. DAHMOUS Hocine

- Université Mouloud Mammeri -

Examinatrice Mme. KAHIL Ferroudja

- Université Mouloud Mammeri -

Encadreur Dr. KAHIL Amar

- Université Mouloud Mammeri -

Année universitaire : 2019/2020

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

**A l'hommage de ma chère mère (qu'elle repose en paix) et
mon père**

**Pour leur patience, leur amour, leur soutien et leur
encouragement**

A Malika mes frères et ma sœur et toute ma famille

A mes amies et mes camarades.

**A tous les gens qui ont participé de loin ou de près à la
réalisation de ce travail**

Samir



Remerciements

Avec l'aide de Dieu tout puissant, j'ai pu accomplir ce modeste travail.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon encadreur Mr Kahil Amar pour son aide et ses conseils le long de ce travail.

Un grand remerciement à tous les enseignants du département de Génie civil et tous mes amis.

Je tiens également à remercier les membres de jury pour avoir examiné mon travail.



Résumé

Dans notre étude menée sur le comportement des structures en béton armé sous sollicitation horizontale avec un chargement triangulaire ou bien sismique et un chargement vertical avec la suppression d'un poteau centrale montrent bien que la réponse de la structure dépend du modèle de comportement et le type de chargement et l'influence de l'absence de poteau central sur les résultats. Notre travail consiste à déduire l'influence de la suppression de poteau central d'un portique de trois niveaux et quatre travées en béton armé par une simulation numérique réalisée par le code de calcul CASTEM2000. En comparant le modèle soumis deux chargements différents (vertical et horizontal). Les résultats montrent que la loi de comportement tri linéaire et les types de chargements influents sur le comportement de la structure ; dans la même loi de comportement le chargement horizontal ou bien sismique sous estime des déformations plus que le chargement vertical, les résultats montrent les zones les plus sollicitées.

Mots clés

Simulation numérique, portique en béton arme, loi de comportement, suppression du poteau, chargement horizontal et vertical, analyse push over,

Abstract

In our study conducted on the behavior of reinforced concrete structures under horizontal loading with triangular or seismic loading and vertical loading with the removal of a central column, we show that the response of the structure depends on the behavior model and the type of loading and the influence of the absence of a central column on the results. Our work consists in inferring the influence of the removal of the central column of a three-level, four-span reinforced concrete gantry crane by a numerical simulation performed by the CASTEM2000 calculation code. By comparing the model subjected to two different loads (vertical and horizontal). The results show that the law of linear sorting behavior and the types of loads influence the behavior of the structure; in the same law of behavior the horizontal or seismic loading underestimates the deformations more than the vertical loading, on the results show the most stressed areas.

Keywords

Numerical simulation, reinforced concrete gantry, behavior law, column removal, horizontal and vertical loading, push over analysis,

Sommaire

1. Introduction générale	Erreur ! Signet non défini.
<u>Chapitre I : Généralités sur les séismes</u>	
I.1. Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
I.2. Généralités sur les séismes.....	Erreur ! Signet non défini.
I.2.1. Définition de séisme.....	Erreur ! Signet non défini.
I.2.2. Le fonctionnement de séisme.....	Erreur ! Signet non défini.
I.2.3. Les différents mouvements des plaques tectoniques.....	Erreur ! Signet non défini.
I.2.4. Caractérisation et mesure de séisme	Erreur ! Signet non défini.
I.2.5. Les différents séismes selon leurs origines	Erreur ! Signet non défini.
a) Les séismes d'origine tectonique.....	Erreur ! Signet non défini.
b) Les séismes d'origine volcanique	Erreur ! Signet non défini.
c) Les séismes d'effondrement	Erreur ! Signet non défini.
d) Les séismes d'origine anthropique	Erreur ! Signet non défini.
I.3. Types des failles.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1. Failles normales	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2. Failles inverses.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.3. Failles de décrochement.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4. Les différents séismes selon leurs profondeurs.....	Erreur ! Signet non défini.
) Les séismes superficiels :	Erreur ! Signet non défini.
) Les séismes intermédiaires :	Erreur ! Signet non défini.
) Les séismes profonds :	Erreur ! Signet non défini.
I.4.1. Les paramètres d'un séisme	Erreur ! Signet non défini.
I.4.1.1. Hypocentre et épicentre.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.1.2. Les ondes sismiques	Erreur ! Signet non défini.
I.4.1.2.1. Les ondes "P"	Erreur ! Signet non défini.
I.4.1.2.2. Les ondes de surface	Erreur ! Signet non défini.
a. Les ondes de Love (L ou LQ).....	Erreur ! Signet non défini.
b. Les ondes de Rayleigh (LR)	Erreur ! Signet non défini.
I.4.2. Effets particuliers des séismes	Erreur ! Signet non défini.
I.4.3. Influence du sol.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.5. Comportement des structures durant un séisme	Erreur ! Signet non défini.
I.5. Mécanismes de rupture	Erreur ! Signet non défini.
I.5.1. Définition des failles	Erreur ! Signet non défini.
I.6. La sismicité en Algérie du nord	Erreur ! Signet non défini.
I.6.1. Historique de séisme en Algérie	Erreur ! Signet non défini.
I.6.2. Classification des zones sismique en Algérie selon le RPA 2003	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre II : Travaux antérieures

II.1. Introduction..... **Erreur ! Signet non défini.**
 II.2. Travaux antérieures par apport à la suppression d'un poteau **Erreur ! Signet non défini.**
 II.3. Facteur d'augmentation dynamique pour châssis RC avec colonnes de forme spéciale contre l'effondrement progressif..... **Erreur ! Signet non défini.**
 II.4. scénario d'effondrement progressif..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE III: Analyse Push over

III.1. Introduction **Erreur ! Signet non défini.**
 III.2. Définition de l'analyse Pushover..... **Erreur ! Signet non défini.**
 III.3. Origine de l'analyse Pushover..... **Erreur ! Signet non défini.**
 III.4. But de l'analyse Pushover **Erreur ! Signet non défini.**
 III.5. Principes théoriques du calcul Pushover **Erreur ! Signet non défini.**
 III.6. Courbe de capacité **Erreur ! Signet non défini.**
 Conclusion..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre IV : Simulation numérique

IV.1. Introduction..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.2.Présentation de CASTEM..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.2.1. Le langage de Castem 2000 Gibian..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.3. Règles syntaxiques générales..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.3.1. Système d'unité..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.4. Eléments et lois de comportement globales et semi globales **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.4.1. Les éléments finis de barre et de poutre..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.4.1.1. Éléments finis de barre **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.4.1.2. Éléments finis de poutre **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.4.1.2.1. Généralités **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.4.1.2.2. L'élément POUT **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.4.1.2.3. L'élément TIMO..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.4.2. Description des lois de comportement globales..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.4.2.1. Les lois bilinéaires BILIN_MOMY et BILIN_EFFZ..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.4.2.2. Les lois tri linéaires de Takeda TAKEMO_MOMY et TAKEMO_EFFZ..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.4.2.3. Le modèle GLOBAL..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.5.Procédure de résolution d'un problème avec CASTEM..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.5.1. Définition de l'espace du travail et du type d'éléments **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.5.2.Description de la géométrie et du maillage **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.5.3 .modèle du comportement du matériau et élément finis..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.6.Présentation des résultats moments-courbures (poteaux et poutre) sous RESPONSE-2000 **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.6.1.Poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**
 IV.6.2.POUTRES **Erreur ! Signet non défini.**

IV.7.Caractéristiques du matériau	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.1 Les conditions aux limites et chargements	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.1.1 Résolution	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.1.2 Post traitement.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.8.Présentation des modèles étudiés	Erreur ! Signet non défini.
IV.8.1. Définition de la géométrie.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre V : Résultats et interprétation

V.1 Evolution des courbures dans les poutres centrales.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2 Evolutions des courbures dans les poutres centrales.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3 Evolution des courbures en fonction des déplacements horizontaux et verticaux sous chargement vertical.....	Erreur ! Signet non défini.
V.4 Evolution des courbures dans les poutres centrale (chargement horizontal)....	Erreur ! Signet non défini.
V.5 Evolution des courbures dans les poutres centrale	Erreur ! Signet non défini.
V.6 Evolution des courbures en fonction du déplacement horizontal et vertical sous chargement horizontal.....	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion générale	Erreur ! Signet non défini.
Références bibliographiques.....	Erreur ! Signet non défini.

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les séismes

- Figure I.1. Répartition planétaire des plaques lithosphériques. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2. Coupe schématique montrant plusieurs types de frontières possibles entre les plaques **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.3. Accélérogramme du séisme de Boumerdès (composante N-S)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.4. Déformation cassante –Régimes extensif..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.5. Déformation cassante –Régimes coulissant **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.6. Déformation cassante –Régimes compressif..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.7. Localisation des frontières des plaques mondiale **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.8. Hypocentre et zone épacentrale d’un séisme **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.9. Caractéristique d’un séisme..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.10. Représentation schématique des ondes sismiques..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.11. Propagation des ondes ‘‘P’’ **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.12. Propagation des ondes de Love **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.13. Propagation des ondes de Rayleigh..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.14. Effondrement sous l’effet de tassements différentes **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.15. Influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.16. Comportement des structures durant un séisme. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.17. Schéma des caractéristiques relatives d’une faille et d’une flexure . **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.18. Caractéristiques d’une faille **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.19. Carte de la sismicité du nord Algérien. **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre II : Pathologies des structures

- Figure II.1 Le modèle de Ghada Hekal **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.2 L’expérience de Ghada..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.3 Le comportement en compression et en tension à charge statiquement dynamique**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.4 Relation verticale charge déformation au niveau de la colonne du milieu **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.5 Montage expérimental **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.6 Plan du premier étage **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.7 Matériel de chargement **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.8 Illustration du DIF **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.9 Historique des temps de déplacement pour le scénario de suppression de la colonne A1 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.10 Plan et élévation du bâtiment **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.11 Configuration de test réelle **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.12 Charge par rapport à la déformation centrale du portique..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.13 Schéma de défaillance de la connexion monolithique..... **Erreur ! Signet non défini.**

- Figure II.14 Schéma de défaillance de la connexion humide préfabriquée.. **Erreur ! Signet non défini.**
Figure II.15 Modélisation du spécimen par le code Abaqus **Erreur ! Signet non défini.**
Figure II.16 Dégradation de l'rigidité.....**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre III: Analyse Push over

- Figure III.1. Signification physique de la courbe de capacité.....**Erreur ! Signet non défini.**
Figure III.2. signification physique de la courbe de capacité [28].....**Erreur ! Signet non défini.**
Figure III.3. Endommagement correspondant [28].....**Erreur ! Signet non défini.**
Figure III.4. Calcul pushover et courbe de capacité**Erreur ! Signet non défini.**
Figure III.5. Courbe de capacité**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre IV : Simulation numérique

- Figure IV.1. Orientation, convention et position des point de gausse des éléments de poutre **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV.2. Modèles bilinéaires et Takeda pour la flexion et l'effort **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV.3. Organigramme de résolution d'un problème avec CASTEM **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV.4. Loi moment- courbure bilinéaire sans écrouissage /avec écrouissage. ... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV.5. Loi moment-courbure simplifiée. **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV.6. Loi moment courbure pour les poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV.7. Loi moment courbure pour les poteaux simplifiée **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV.8. Représentation tri-linéaire de la loi moment courbure (poteaux)..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV.9. Loi moment courbure pour les poutres..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV.10. Représentation tri-linéaire de la loi moment courbure (poutres).. **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV.11. Représentation du portique simulé **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV.12. Section transversale et ferrailage des éléments **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre V : Résultats et interprétations

- Figure V.1. Localisation des poutres centrales et les nœuds **Erreur ! Signet non défini.**
Figure V.2. Courbe force-déplacement..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure V.3. Evolution de la courbure le long de la poutre BA2 **Erreur ! Signet non défini.**
Figure V.4. Evolution de la courbure le long de la poutre BB2 **Erreur ! Signet non défini.**
Figure V.5. Evolution de la courbure le long de la poutre BC2 **Erreur ! Signet non défini.**
Figure V.6. Evolution de la courbure le long de la poutre BA3 **Erreur ! Signet non défini.**
Figure V.7. Evolution de la courbure le long de la poutre BB3 **Erreur ! Signet non défini.**
Figure V.8. évolution de la courbure le long de la poutre BC3 **Erreur ! Signet non défini.**
Figure V.9. Localisation des nœuds sur les poutres intermédiaire de la structure..... **Erreur ! Signet non défini.**

- Figure V.10. Détail (A) file 3 et niveau 2..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.11. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P6E) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.12. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P11E) .. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.13. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P16E) ... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.14. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P7E et P7W) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.15. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P12E et P12W) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.16. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P17E et P17W) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.17. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P8W).... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.18. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P13W).. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.19. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P18W).. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.20. Maximum Des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 1. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.21. Maximum Des déplacements verticaux aux nœuds des poutres du niveau 1 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.22. Maximum Des déplacements courbures aux nœuds des poutres du niveau 1 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.23. Maximum Des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 2. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.24. Maximum Des déplacements verticaux aux nœuds des poutres du niveau 2 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.25. Maximum Des déplacements courbures aux nœuds des poutres du niveau 2 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.26. Maximum Des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 3. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.27. Maximum Des déplacements verticaux aux nœuds des poutres du niveau 3 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.28. Maximum Des déplacements courbures aux nœuds des poutres du niveau 3 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.29. déformation des poutres centrales sous chargement vertical **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.30. Localisation des poutres dans le portique étudié **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.31. Evolution de la courbure le long de la poutre BA2 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.32. Evolution de la courbure le long de la poutre BA3 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.33. Evolution de la courbure le long de la poutre BB2 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.34. Evolution de la courbure le long de la poutre BB3 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.35. Evolution de la courbure le long de la poutre BC2 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.36. Evolution de la courbure le long de la poutre BC3 **Erreur ! Signet non défini.**

- Figure V.37. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P6E) . **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.38. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P11E) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.39. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P16E) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.40. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P7W et P7E) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.41. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P12W et P12E) ... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.42. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P17W et P17E) ... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.43. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P8W) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.44. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P13W)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.45. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P18W)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.46. Maximum des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 1. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.47. Maximum des déplacements verticaux aux nœuds des poutres du niveau 1 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.48. Maximum des courbures des poutres du niveau 1..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.49. Maximum des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 2. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.50. Maximum des déplacements verticaux aux nœuds des poutres du niveau 2..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.51. Maximum des courbures des poutres du niveau 2..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.52. Maximum des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 3. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.53. Maximum des déplacements verticaux aux nœuds des poutres du niveau 3..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.54. Maximum des courbures des poutres du niveau 3..... **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités sur les séismes

Tableau.I.1 Les séismes les plus déserteurs en Algérie..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.I.2 Classification de zones sismiques en Algérie..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre IV : Simulation numérique

Tableau IV.1 Système d'unité. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.2 Définition des pointes utilisant sous CASTEM..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.3 Valeur numériques des états limites **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.4 Valeur numériques des états limites **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre V : Résultats et interprétations

Tableau V.1. Valeurs numériques maximales des déplacements et des courbures ...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.2. Valeurs numériques des déplacements et des courbures maximaux**Erreur ! Signet non défini.**

Introduction générale

1. Introduction générale

Parmi les risques naturels, les tremblements de terre sont toujours en raison des bilans de dommages et l'une des principales causes de défaillance de nombreuses structures, aussi bien des pertes humaines pouvant être enregistrés après un séisme.

Comme le cas de l'Algérie, des séismes ont frappé au long des périodes passées causant de très grandes pertes tant humaines que matérielles, le niveau de performance de certaines constructions au cours de ces séismes était faible, et delà le niveau des dommages structurels très grand. et comment réagir face à cette calamité.

Les méthodes linéaires élastiques classiques insuffisantes, ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelle génération de méthodes de conception sismiques, parmi lesquelles, l'analyse pushover, ont été développées au cours des vingt dernières années et qui est devenue la procédure d'analyse privilégiée pour la conception et l'évaluation des performances sismiques. La procédure implique certaines approximations et simplifications de la demande sismique de l'analyse pushover.

2. Problématique

L'effondrement d'une structure se produit lorsque les éléments porteurs sont déformés et que les éléments structurels ne peuvent pas résister aux forces redistribuées et échouent par la suite. Les chercheurs utilisent les modèles globaux pour reproduire le comportement expérimental, plusieurs modèles présentés dans la littérature, dans cette étude le choix du modèle le plus performant est le modèle bilinéaire qui est implémenté dans le code éléments CASTEM2000.

3. Objectif du mémoire

Notre travail consiste en l'étude de l'influence de la suppression du poteau central de la structure qui est constituée de 04 travées de 3.50m et 03 niveaux de 4.50m et 3.06m en béton armé de comportement tri-linéaire (TAKEDA) avec le type de chargement de portique vertical et horizontal appliquent un chargement triangulaire (sismique), préconisé par L'EUROCODE8.

4. Plan du mémoire

En commençant par une introduction générale qui a pour but de détailler la problématique, et de définir les principaux buts visés, afin de permettre aux lecteurs de s'imprégner rapidement du sujet et suivre sans aucune difficulté les développements intervenant dans les différents chapitres.

Chapitre (I) : « généralité sur le séisme » débuté par une introduction sur les séismes et leur origine comprend un aperçu sur les mouvements sismiques, ensuite on cite quelques de ces généralités et en particulier son effet et son historique en Algérie.

Chapitre (II) : « travaux antérieurs » ce chapitre est consacré aux travaux antérieurs et des expériences qui sont déjà faites.

Chapitre (III) : « analyse pushover » présente la définition de l'analyse pushover, en suite donne un aperçu sur la méthode non linéaire 'pushover.

Chapitre (IV) : « Simulation numérique » cette partie est destinée à la présentation de logiciel utilisé et la procédure de résolution de problème avec CASTEM2000, ensuite présentation le portique étudié.

Chapitre (V) : « résultats et interprétation » présentent l'ensemble de tous les résultats de l'analyse.

Le travail est clôturé par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités sur les séismes

I.1. Introduction.....	3
I.2. Généralités sur les séismes.....	4
I.2.1. Définition de séisme.....	4
I.2.2. Le fonctionnement de séisme.....	4
I.2.3. Les différents mouvements des plaques tectoniques.....	4
I.2.4. Caractérisation et mesure de séisme.....	5
I.2.5. Les différents séismes selon leurs origines.....	6
a) Les séismes d'origine tectonique.....	6
b) Les séismes d'origine volcanique.....	7
c) Les séismes d'effondrement.....	7
d) Les séismes d'origine anthropique.....	7
I.3. Types des failles.....	7
I.3.1. Failles normales.....	7
I.3.2. Failles inverses.....	8
I.3.3. Failles de décrochement.....	8
I.4. Les différents séismes selon leurs profondeurs.....	9
) Les séismes superficiels :.....	9
) Les séismes intermédiaires :.....	9
) Les séismes profonds :.....	9
I.4.1. Les paramètres d'un séisme.....	10
I.4.1.1. Hypocentre et épicentre.....	10
I.4.1.2. Les ondes sismiques.....	11
I.4.1.2.1. Les ondes 'P'.....	12
I.4.1.2.2. Les ondes de surface.....	13
a. Les ondes de Love (L ou LQ).....	13
b. Les ondes de Rayleigh (LR).....	14
I.4.2. Effets particuliers des séismes.....	14
I.4.3. Influence du sol.....	15
I.4.5. Comportement des structures durant un séisme.....	16
I.5. Mécanismes de rupture.....	17
I.5.1. Définition des failles.....	17
I.6. La sismicité en Algérie du nord.....	18
I.6.1. Historique de séisme en Algérie.....	19
I.6.2. Classification des zones sismique en Algérie selon le RPA 2003.....	20

I.1. Introduction

Le manteau terrestre n'est pas homogène, il est constitué de plaques qui flottent à la surface et qui se déplacent en se frottant les unes contre les autres. La convection mantellique qui comme son nom l'indique se situe dans le manteau est à l'origine de ces mouvements. Les tremblements de terre ou séismes ont de tout temps terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones sismiques où le séisme est l'inconvénient majeur des structures, ils peuvent dévaster une région entière et sinistrés des dizaines voire des centaines de milliers de personnes. Ils représentent ainsi le risque naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts.

La lithosphère rigide et cassante, est morcelée en plusieurs fragments appelés plaques

Lithosphériques . Selon les géologues et géophysiciens, sept plaques majeures recouvrent la surface terrestre. Des mouvements de convection au sein de l'asthénosphère rendent mobiles ces plaques, avec des vitesses de quelques centimètres par an. Ce phénomène, communément appelé la dérive des continents, A cause de leur mouvement, les plaques se tamponnent les unes contre les autres. Les "chocs" des plaques les unes contre les autres sont l'origine des tremblements de Terre (ou séismes). Une des conséquences très importante de ce qui précède est que ces séismes ne se produisent pas n'importe où mais uniquement le long des frontières entre les plaques. C'est d'ailleurs comme cela que l'on définit la notion de plaque. Figure I.1 et Figure I.2

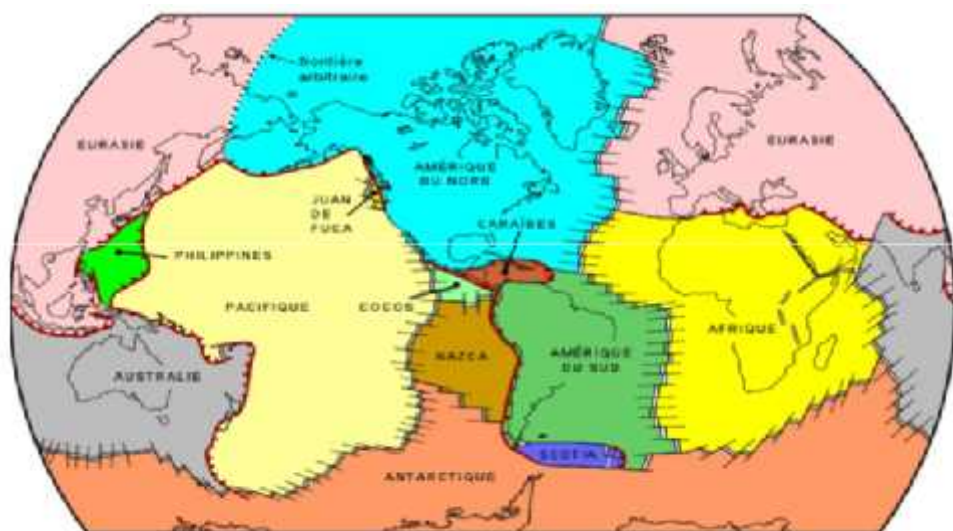


Figure I.1. Répartition planétaire des plaques lithosphériques. (Victor D., 2008).

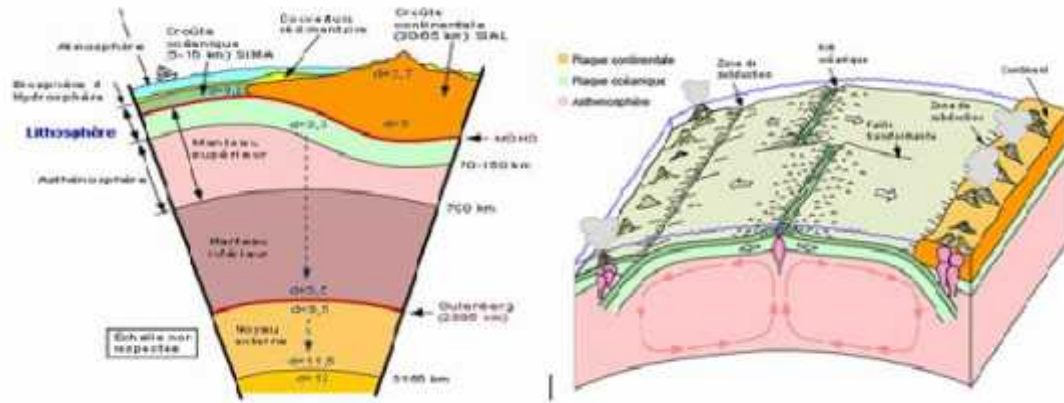


Figure I.2. Coupe schématique montrant plusieurs types de frontières possibles entre les plaques (Victor D., 2008).

I.2. Généralités sur les séismes

I.2.1. Définition de séisme

Un séisme ou tremblement de terre est la libération brusque d'énergie dans la croûte terrestre, lorsque le seuil de rupture mécanique des roches en profondeur est atteint. C'est la conséquence d'une accumulation d'énergie le long de failles, zones de faiblesse de la croûte où se libère cette énergie (François Michel., 2005).

Ce phénomène d'accumulation est cyclique et résulte directement du mouvement des plaques à la surface de l'asthénosphère, considérée comme ductile. Le séisme génère à la surface du sol des vibrations pouvant atteindre des amplitudes centimétriques à décimétriques et des accélérations de quelques centièmes à plusieurs dixièmes de l'accélération de la pesanteur g , sur des durées qui varient de quelques secondes à plusieurs minutes. Le choc principal représente la secousse sismique dont la magnitude est la plus élevée sur une série d'enregistrement et les répliques sont de faibles secousses qui suivent généralement un choc principal. Elles peuvent durer quelques jours à quelques mois (Victor D., 2008).

I.2.2. Le fonctionnement de séisme

L'explication la plus récente est fournie par la théorie de la tectonique des plaques. Chaque plaque est épaisse d'environ 80 km et se déplace horizontalement par rapport aux plaques voisines certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres couissent, sur une couche de roches plus ductiles située au niveau du manteau.

I.2.3. Les différents mouvements des plaques tectoniques

La divergence: se dit d'un mouvement éloignant deux plaques l'une de l'autre, laissant le manteau remonter entre elles. Ce principe est à la base de la création de la croûte océanique.

Les zones de divergence de plaques sont marquées sur le fond des océans par les dorsales océaniques, qui sont les plus importants systèmes volcaniques de la Terre. Elles correspondent à des remontées de magma qui, lorsqu'il arrive en surface, durcit et forme alors la croûte océanique. La croûte nouvellement formée s'éloigne de part et d'autre de la dorsale ; c'est la divergence.

La convergence: se dit d'un mouvement rapprochant deux plaques l'une de l'autre, compensant ainsi l'expansion océanique en d'autres zones du globe. C'est la cause principale de la formation des chaînes de montagnes, du volcanisme et des séismes. Lorsque deux plaques convergent, la quantité de matière qui disparaît sous le manteau est égale à celle formée au niveau des dorsales.

I.2.4. Caractérisation et mesure de séisme

Plusieurs paramètres interviennent quant à la quantification de la taille des séismes (F. Abdelhamid., 2012) :

L'intensité I :

L'intensité d'un séisme dépend non seulement de la taille de celui-ci mais aussi de la vulnérabilité des constructions. En effet, il se peut qu'on ait pour des structures similaires un comportement totalement différent lors d'un même séisme, ce qui constitue un problème majeur pour l'estimation de l'intensité.

La magnitude M : contrairement à l'intensité, la magnitude est une évaluation de l'énergie libérée au niveau du foyer. Cette notion a été introduite en 1935 par Richter pour devenir ensuite un paramètre universel pour caractériser la taille des séismes. L'échelle qui en résulte porte le même nom que son auteur et comporte 9 degrés.

Plusieurs formulations empiriques ont pu être établies à partir d'une étude statistique pour évaluer l'énergie libérée en fonction de la magnitude, cette dernière peut à son tour être déterminée en faisant intervenir d'autres paramètres tels que l'amplitude maximale du séisme enregistré et la distance du foyer aux points d'observation.

L'énergie libérée E (en ergs) peut être évaluée en utilisant la relation empirique suivante : il est à noter que l'énergie est à multiplier par 32 si la magnitude augmente d'une unité, c'est à dire qu'une magnitude de 7 libère 1,000 fois plus d'énergie qu'une magnitude de 5.

La durée : lors d'un tremblement de terre, les constructions se fissurent et se dégradent progressivement et de manière proportionnelle avec la durée de celui-ci. Contrairement à ce qu'on peut imaginer, un séisme de magnitude moindre mais de longue durée peut entraîner de graves conséquences qu'un séisme de magnitude supérieure mais de courte durée. Cette

dernière est de l'ordre de quelques secondes dans les zones peu sismiques et peut atteindre l'ordre de 60 secondes dans les zones à haute sismicité.

D'autres paramètres comme le déplacement maximal d_g et l'accélération maximale a_g peuvent être très utiles pour l'évaluation des effets d'un séisme. Ces paramètres sont tirés des enregistrements effectués lors des tremblements de terre et permettent d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à sa base et de la résultante des forces F appliquée à ce niveau.

Les enregistrements sont réalisés à l'aide de deux principaux instruments :

Les sismographes : ils permettent de mesurer et d'enregistrer l'amplitude des mouvements dans un site donné en fonction du temps. Ces appareils sont très sensibles même aux faibles mouvements causés par des séismes lointains, leurs enregistrements intéressent en particulier les sismologues puisqu'ils leur permettent de localiser les séismes et de caractériser leurs sources.

Les accélérogrammes : ils permettent d'enregistrer les accélérations du sol durant un séisme en fonction du temps. Ces enregistrements, appelés accélérogrammes, constituent le principal type de mesure utilisé par la dynamique des structures pour l'évaluation des actions sismiques exemple du séisme de Boumerdès dans la figure I.3.

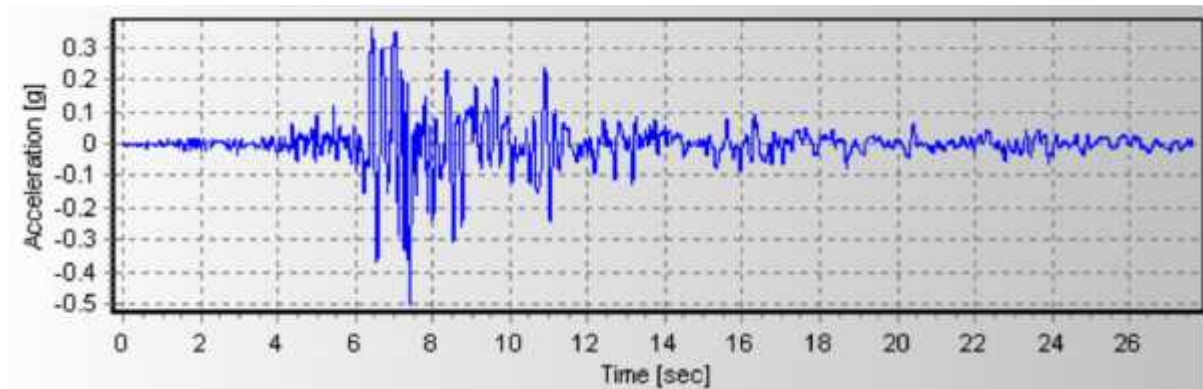


Figure I.3. Accélérogramme du séisme de Boumerdès (composante N-S)

I.2.5. Les différents séismes selon leurs origines

Il est commode de classer les séismes selon leur origine. On distingue ainsi quatre types de séismes : les séismes d'origine tectonique, ceux engendrés par une activité volcanique, les séismes d'effondrement et ceux d'origine humaine (Victor D.2003).

a) Les séismes d'origine tectonique

Les séismes tectoniques sont de beaucoup les plus communs. Ils se produisent lors de la rupture soudaine des roches sous l'influence de différentes forces géologiques. Les séismes

tectoniques sont scientifiquement importants parce qu'ils permettent d'étudier l'intérieur de la terre ; ils ont une importance redoutable, parce que se sont eux qui présentent le plus de risques.

b) Les séismes d'origine volcanique

Les séismes volcaniques, sont ceux qui se produisent en même temps qu'une activité volcanique, séismes et éruptions volcaniques résultent alors tous deux des forces tectoniques agissant sur les roches et qu'ils ne se produisent pas forcément ensemble.

Le mécanisme de production des ondes sismiques est probablement le même au cours des séismes volcaniques et au cours des séismes tectoniques, seule la radiation de ces ondes sismiques est souvent différente.

c) Les séismes d'effondrement

Les séismes d'effondrement forment une troisième catégorie. Ce sont de petits séismes qui se produisent dans des régions au sous-sol troué de cavernes et de mines. La cause immédiate de la secousse est l'effondrement du toit de la caverne ou de la mine. Une forme particulière de ce phénomène s'appelle « coup de toit ». Cela arrive quand les contraintes en jeu près des mines en activité amènent de grandes masses de roches à se détacher du front de mine de façon explosive, ce qui produit des ondes sismiques.

d) Les séismes d'origine anthropique

La dernière catégorie de séismes est d'origine humaine : ce sont les tremblements de terre engendrés par des explosions programmées (dynamitage, explosion nucléaire, ...). Si l'énergie des ondes sismiques associées à une explosion est suffisamment forte, il y a projection en l'air des roches superficielles et formation d'un cratère. Certaines explosions atomiques ont été assez puissantes pour créer des ondes sismiques enregistrées dans des stations sismologiques éloignées, avec des amplitudes équivalentes à des séismes de magnitude 7 sur l'échelle de Richter (LAOUDJ Sid-Ali., 2014).

I.3. Types des failles

I.3.1. Failles normales

La composante horizontale du glissement correspond à un écartement qui s'accompagne de l'affaissement d'un des blocs par rapport à l'autre. Ces failles se rencontrent dans les régions étirées et amincies comme les dorsales médio-océaniques et les rifts continentaux. Sur le terrain, l'escarpement de faille est un bel exemple du jeu d'une faille normale. Cet

escarpement déchire la steppe et correspond à un affaissement de plusieurs mètres du bloc avale par rapport au bloc amont (Denis DAVI., 2013).

I.3.2. Failles inverses

La composante horizontale du glissement correspond cette fois à un rapprochement qui s'accompagne du chevauchement d'un des blocs sur l'autre. Ces failles se rencontrent dans les régions raccourcies et épaissies comme au front des chaînes de montagne.

I.3.3. Failles de décrochement

Le troisième type de faille correspond à un plan vertical sur lequel se produit un glissement horizontal. Ces failles que l'on appelle décrochements ne créent généralement pas de reliefs car les déplacements se font parallèlement à la surface de la terre. Pour un observateur arbitrairement placé sur l'un des blocs, on parle de décrochement dextre lorsque l'autre bloc auquel il fait face, se déplace vers sa droite, et de décrochement sénestre lorsqu'il se déplace vers sa gauche. Voir les figures (Figure I.4, Figure I.5, Figure I.6) (Denis DAVI, septembre 2013)

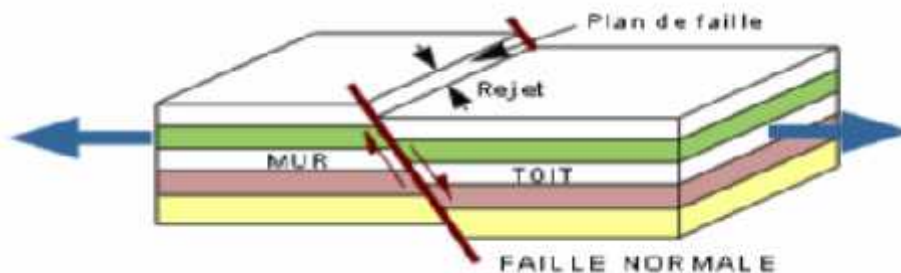


Figure I.4. Déformation cassante – Régimes extensif

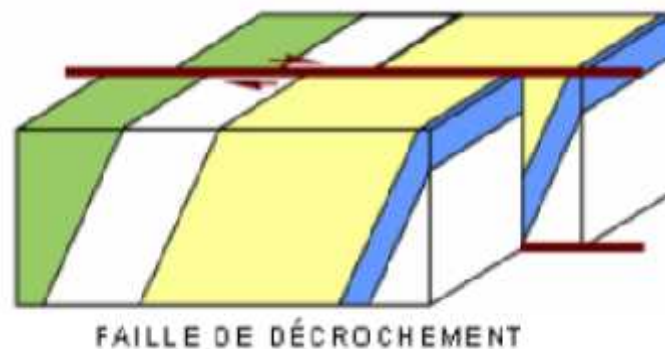


Figure I.5. Déformation cassante – Régimes coulissant

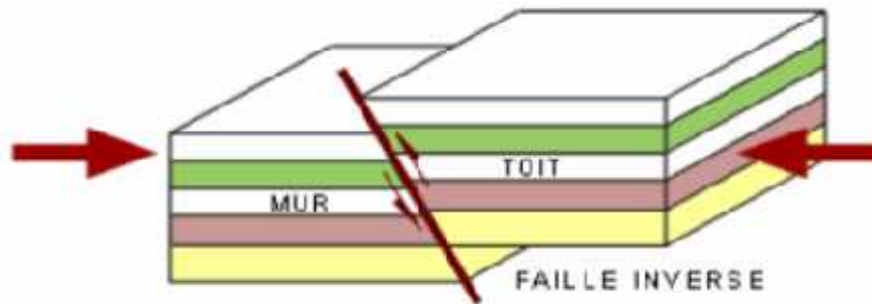


Figure I.6. Déformation cassante – Régimes compressif

I.4. Les différents séismes selon leurs profondeurs

Les séismes n'ont pas une répartition aléatoire à la surface de la planète, mais sont répartis selon un patron bien défini. Cette répartition ordonnée vient appuyer la théorie de la tectonique des plaques, (figure I.7) particulièrement, en ce qui concerne l'existence de zones de subduction. On retrouve ainsi la majorité des séismes aux frontières des plaques lithosphériques. Trois classes de séismes se distinguent en fonction de la profondeur où ils se produisent :

-) **Les séismes superficiels** : Se produisent en faible profondeur, partout au niveau des intersections entre les plaques (dorsales médio-océaniques et fosses océaniques),
-) **Les séismes intermédiaires** : Qui se produisent entre quelques dizaines et quelques centaines de kilomètres de profondeur et se concentrent uniquement au voisinage des limites convergentes;
-) **Les séismes profonds** : Qui se produisent à des profondeurs pouvant atteindre les 700 km, soit en pratique la base de l'asthénosphère, et qui se trouvent exclusivement au voisinage de limites convergentes.

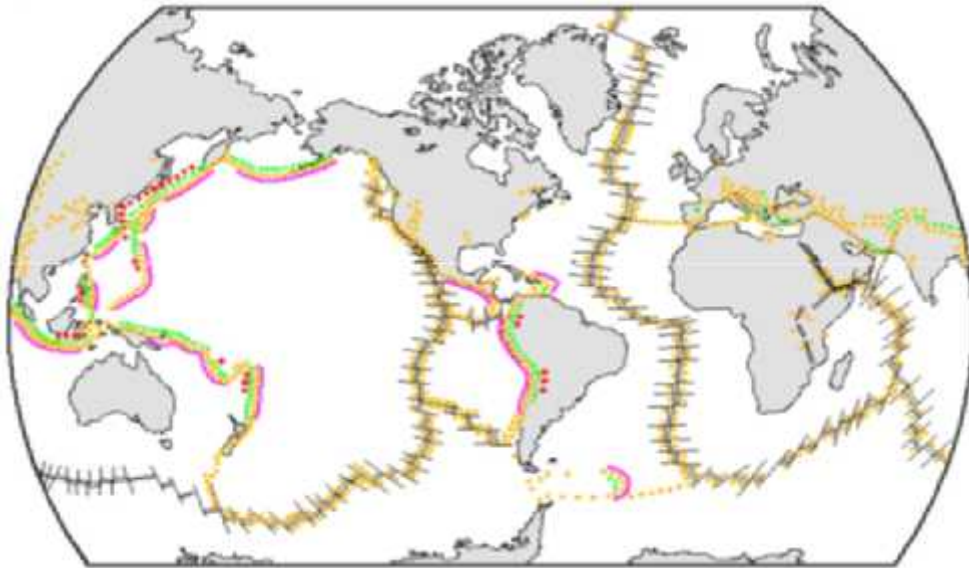


Figure I.7. Localisation des frontières des plaques mondiale

I.4.1. Les paramètres d'un séisme

I.4.1.1. Hypocentre et épicerentre

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre (Rapport risque sismique. 2008).

On nomme foyer ou hypocentre, le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que la zone épicerentre désigne la portion de surface terrestre à la verticale du foyer. Il s'agit généralement de la zone géographique où le maximum des effets du séisme est observé. (Figure I.8 et I.9)

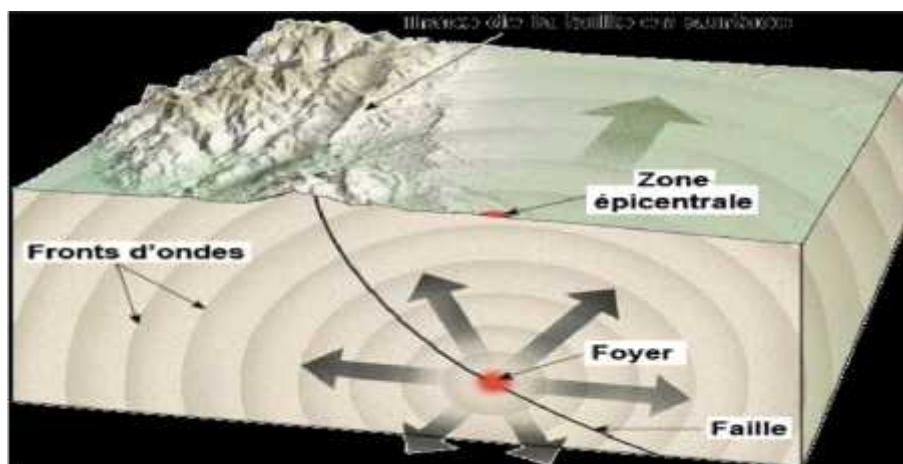


Figure I.8. Hypocentre et zone épicerentre d'un séisme

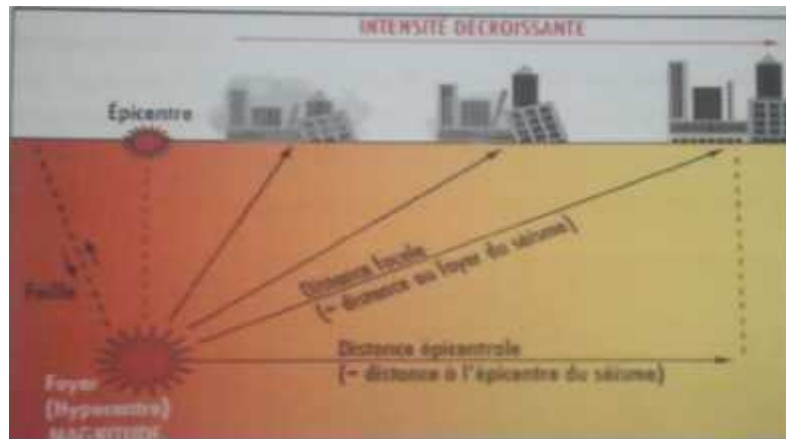


Figure I.9. Caractéristiques d'un séisme

I.4.1.2. Les ondes sismiques

Les ondes sismiques sont des ondes élastiques qui traversent un milieu sans pour autant modifier durablement ce milieu. L'impulsion de départ va "pousser" des particules élémentaires, qui vont "pousser" d'autres particules et reprendre leur place. Ces nouvelles particules vont "pousser" les particules suivantes et reprendre leur place et ainsi de suite.

Les vibrations engendrées par un séisme se propagent dans toutes les directions. Selon leur nature, on distingue deux grands types d'ondes émises par un tremblement de terre : les ondes de volume appelées également ondes de fond qui traversent la Terre et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface. Elles se succèdent et se superposent sur les enregistrements des sismomètres. Leur vitesse de propagation et leur amplitude sont modifiées par les structures géologiques traversées, c'est pourquoi, les signaux enregistrés sont la combinaison d'effets liés à la source, aux milieux traversés et aux instruments de mesure.

Selon leur nature, on distingue deux grands types d'ondes émises par un tremblement de terre

Les ondes de fonds "S" (Figure I.10.b) et "P" (Figure I.10.a) Elles se propagent à l'intérieur de la terre.

Les ondes de surface, qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh (Figure I.10.c et Figure I.10.d).

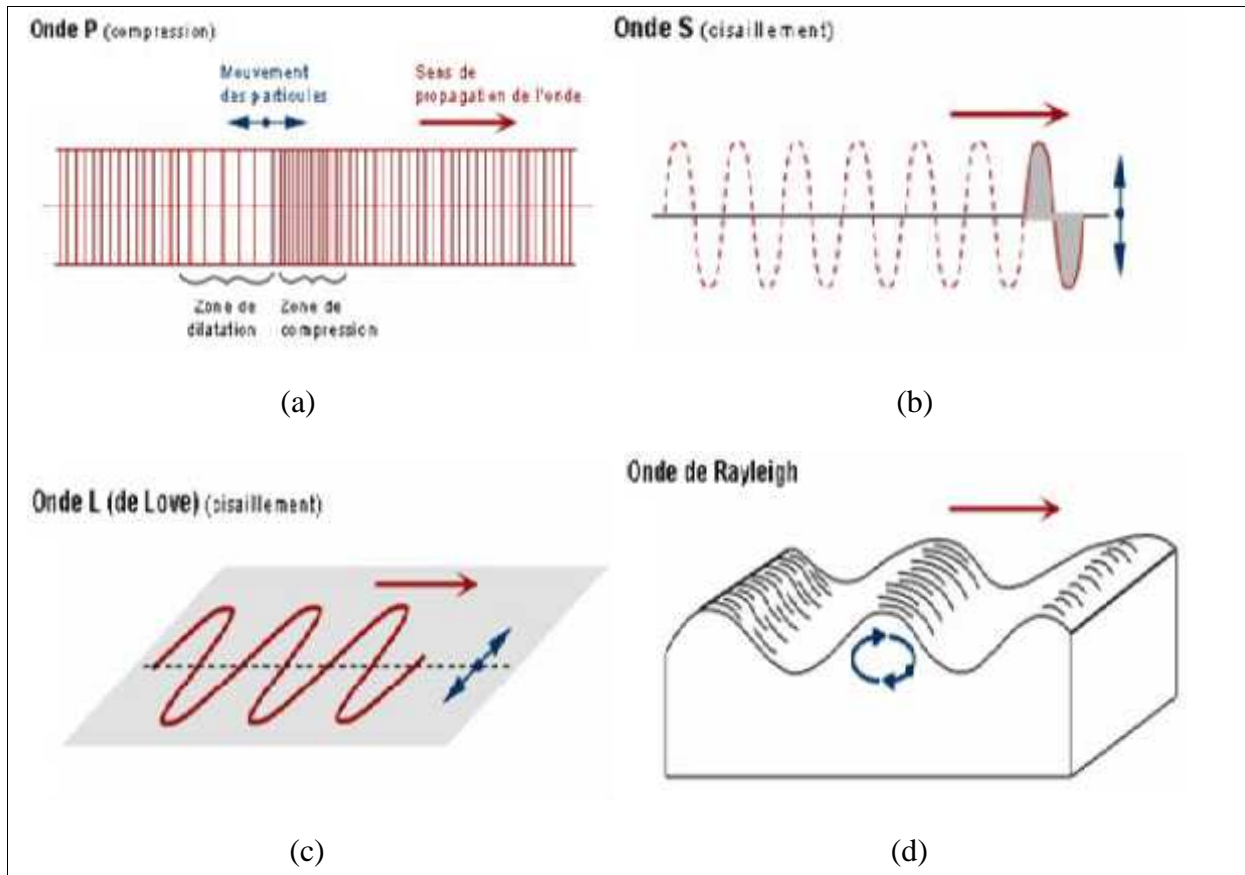


Figure I.10. Représentation schématique des ondes sismiques

I.4.1.2.1. Les ondes "P"

Les ondes "P" ou ondes primaires appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales. Elles se matérialisent par un mouvement préférentiel d'une particule parallèlement à la direction de propagation. Le déplacement du sol qui accompagne leur passage se fait par dilatation et compression successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde. Ce sont les plus rapides (6 km.s⁻¹ près de la surface) et sont enregistrées en premier sur un sismogramme. Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre. (Figure I.11)

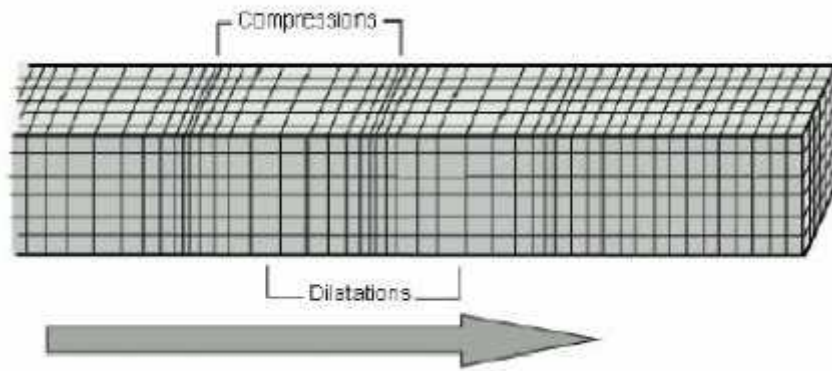


Figure I.11. Propagation des ondes "P".

I.4.1.2.2. Les ondes de surface

Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Leur effet est comparable à celui des rides qui se forment à la surface d'un plan d'eau. Leur vitesse de propagation est inférieure à celle des ondes de volume, mais leur amplitude est généralement plus forte. Deux types d'ondes de surface sont à définir : les ondes dites de Love et les ondes de Rayleigh

a. Les ondes de Love (L ou LQ)

Résultant d'interférences constructives entre les ondes PH et SH horizontales, les ondes de Love ont un déplacement similaire à celui des ondes S sans mouvement vertical. Les particules du sol sont déplacées d'un côté à l'autre dans un plan horizontal perpendiculairement à sa direction de propagation engendrant ainsi un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices. La vitesse moyenne de propagation des ondes de Love $V_L = 4\text{km/s}$. (Figure I.12)

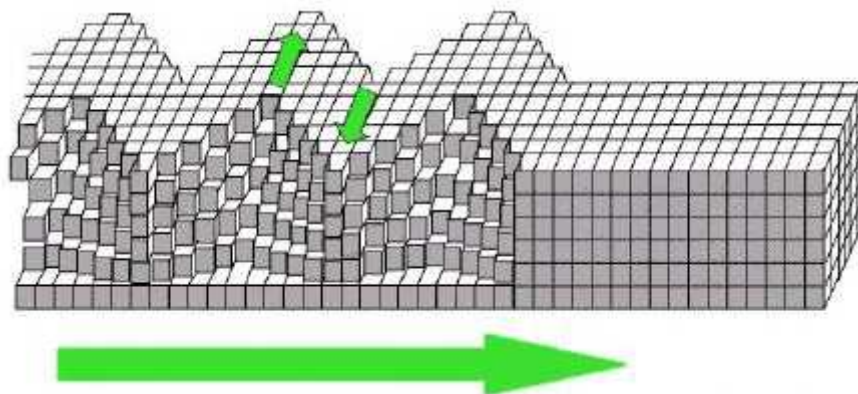


Figure I.12. Propagation des ondes de Love

b. Les ondes de Rayleigh (LR)

Résultant d'interférences constructives entre les ondes PV et SV verticales, les ondes de Rayleigh ont un déplacement complexe, assez semblable à celui d'une poussière portée par une vague, un mouvement elliptique à la fois horizontal et vertical, rétrograde à faible profondeur

R et prograde pour une profondeur supérieure au cinquième de la longueur d'onde (). Les vibrations engendrées par cette onde durent plusieurs minutes. (Figure I.13)

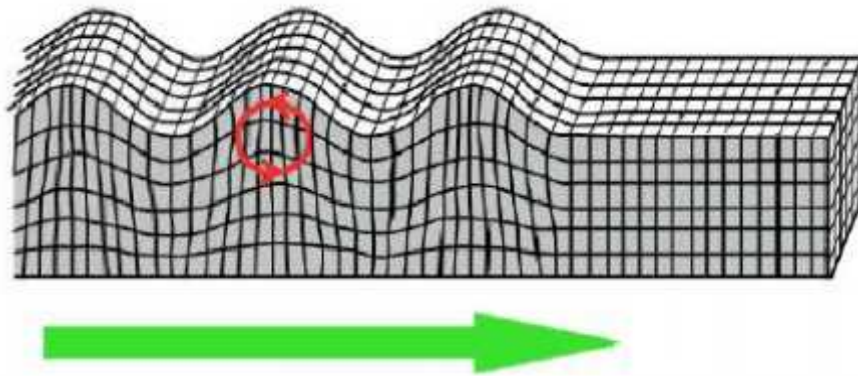


Figure I.13. Propagation des ondes de Rayleigh

I.4.2. Effets particuliers des séismes

Outre les pertes matérielles et humaines que provoquent les tremblements de terre, de nombreux phénomènes peuvent surgir entraînant le plus souvent de graves conséquences. Ces phénomènes dépendent de plusieurs facteurs tels que l'emplacement géographique, la nature du sol, l'endroit du séisme ...etc. Parmi ces phénomènes on peut citer :

Les tassements : sous l'effet des vibrations, certains sites peuvent subir d'importants tassements différentiels pouvant atteindre plusieurs dizaines de centimètres, provoquant ainsi des décrochements significatifs dans le sol et parfois même des glissements de terrain (Figure I.14).

La liquéfaction : la mise en mouvement du sol sous l'effet d'un séisme entraîne une augmentation de la pression interstitielle U et qui a pour effet de réduire progressivement la résistance au cisaillement du sol jusqu'à son annulation. Arrivé à ce stade, le sol perd sa capacité portante et commence à se comporter comme un liquide, ce qui entraîne l'inclinaison, voire même le renversement des constructions et des glissements de terrain qui peuvent s'étendre sur plusieurs kilomètres. Ce phénomène touche en particulier les sols composés essentiellement de sable fin saturé en eau et nécessite une énergie de vibration capable d'élever significativement la pression interstitielle.

Le tsunami : ce phénomène est visible uniquement si le séisme se produit au fond de la mer.

Ce dernier provoque une formation de vague en surface de l'eau qui se propage sur des centaines de kilomètres depuis le foyer et qui peut atteindre une dizaine de mètres de hauteur pour des séismes majeurs. Arrivée sur la côte, cette vague dévaste tout sur son passage entraînant ainsi les bateaux hors de l'eau et causant la destruction des constructions adjacentes.

I.4.3. Influence du sol

La logique des choses voudrait que plus on s'éloigne de l'épicentre et plus les dommages diminuent, ceci n'est pas toujours vrai puisque le sol joue parfois un rôle d'amplificateur de mouvements dans certaines régions. En effet, on a souvent constaté lors des séismes destructeurs que les dommages sont nettement plus élevés dans les zones à formation sédimentaire ou alluvionnaire que dans les zones rocheuses voisines. Les mouvements sismiques sont donc influencés par la nature du sol et par le relief topographique des sites. (Figure I.15)



Figure I.14. Effondrement sous l'effet de tassements différents

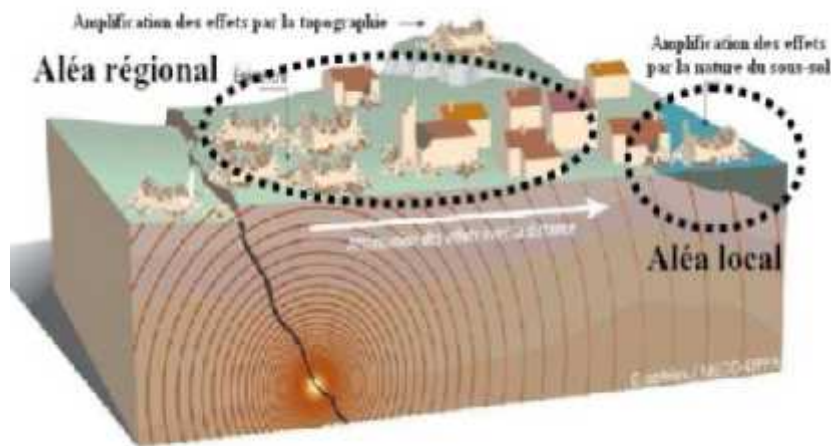


Figure I.15. Influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques.

I.4.5. Comportement des structures durant un séisme

Il est clair que le comportement des structures lors d'un séisme est un problème qui reflète de la dynamique. Contrairement au vent qui génère des forces de pression qui s'appliquent de manière directe sur l'ouvrage, les mouvements sismiques eux produisent des forces inertielles internes causées par la vibration des masses des différents éléments qui constituent la structure (F. Abdelhamid., 2012).

L'expérience montre que chaque structure a son propre comportement et pour cause celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique, la nature du site, l'emplacement géographique, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période de vibration, la rigidité, l'amortissement, la masse totale ...etc. (figure I.16). (F. Abdelhamid)

Afin d'améliorer le comportement des structures dans les zones sismiques, il est nécessaire de prévoir des éléments de contreventement qui ont pour rôle de s'opposer aux actions horizontales générées par le mouvement du sol, et d'assurer la stabilité latérale des constructions. Le type de contreventement à mettre en place doit ainsi être choisi de manière judicieuse, et disposé suivant les directions principales.

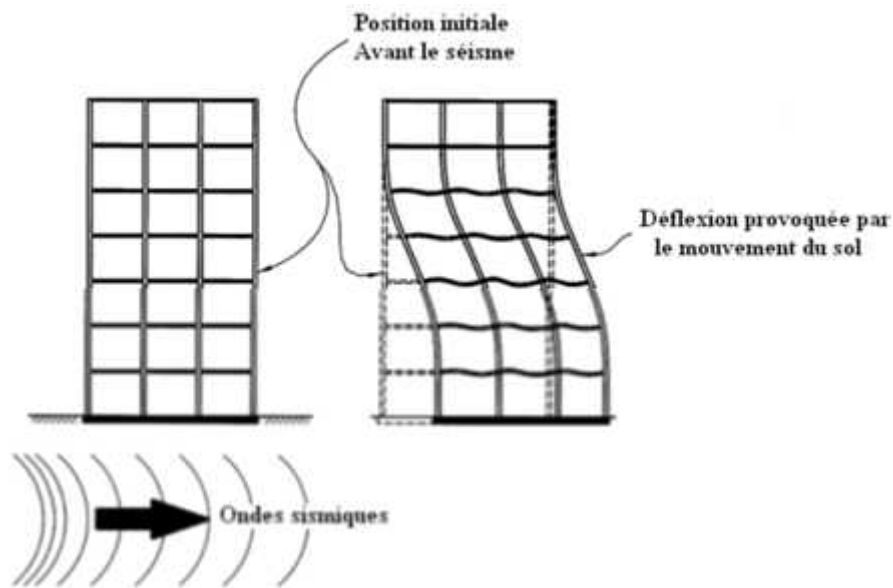


Figure I.16. Comportement des structures durant un séisme.

I.5. Mécanismes de rupture

I.5.1. Définition des failles

Une faille est une cassure accompagnée d'un mouvement relatif de deux compartiments qu'elle détermine dans les terrains qu'elle affecte. On distingue (Guy BESACIER., 2002)

Les diaclases: qui sont des cassures sans déplacement visible.

Les flexures: qui sont de brusques changements de pendages selon une surface déterminée mais sans rupture : il arrive souvent qu'une flexure résulte de l'amortissement d'une faille dans les couches sédimentaires (Figure I.17).

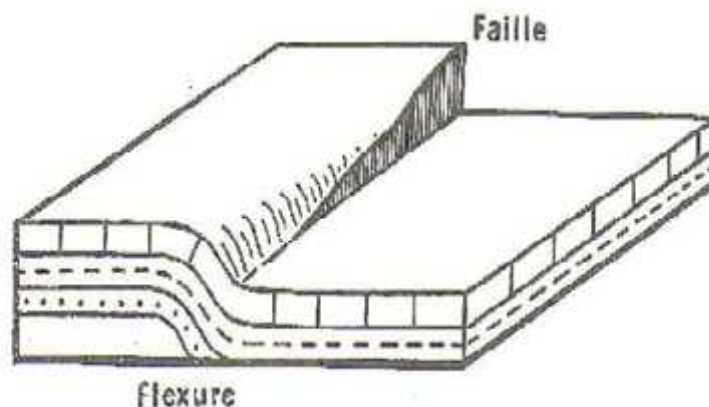


Figure I.17. Schéma des caractéristiques relatives d'une faille et d'une flexure

Comme l'indique la Figure I.18, le mouvement d'une faille donne naissance à : un plan de faille, qui est une surface le long de laquelle s'est fait le déplacement, un toit de faille, qui est le compartiment situé au-dessus du plan de faille, un mur de faille, qui est le compartiment situé sous le plan de faille (CHERTOUT ABLA, 2010)

Un rejet est une distance qui sépare deux points situés de part et d'autre du plan de faille, et qui étaient en contact avant la cassure. On en mesure surtout les composantes verticale et horizontale (Figure I.18).

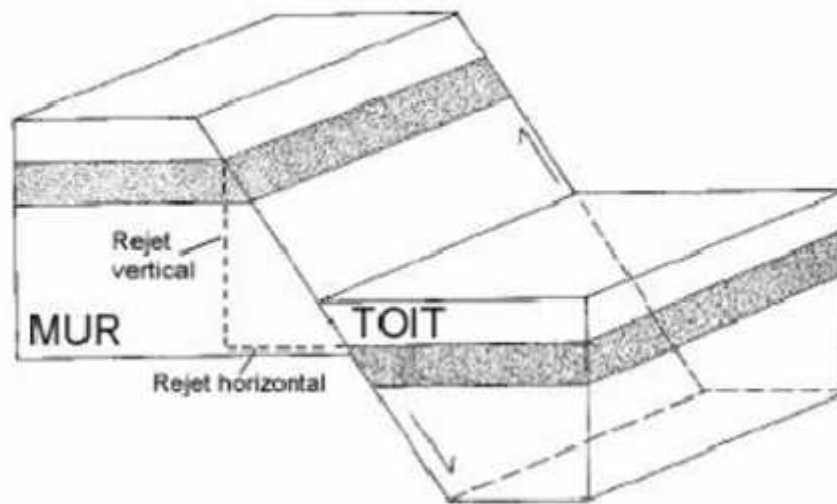


Figure I.18. Caractéristiques d'une faille

I.6. La sismicité en Algérie du nord

L'Algérie du Nord est frappée régulièrement par des séismes parfois importants mais souvent modérés à faibles (Figure I.19). Les séismes modérés à fort génèrent bien souvent des catastrophes (El Asnam, 10.10.1980, Boumerdès, 21.05.2003). Difficiles à surmonter car notre pays, à l'instar de beaucoup d'autres, reste encore mal préparé pour affronter de tels cataclysmes.

S'il n'est vrai qu'avant la catastrophe d'El Asnam (10 octobre 1980, $M=7.3$), (Benhallou., 1985) (Maghraoui., 1988) peu de choses étaient connues de la sismicité algérienne, les leçons données par ce séisme furent multiples et eurent un impact important. Ce séisme a permis de démontrer scientifiquement que de violents séismes pouvaient se produire en Algérie du Nord, que cette région subissait le rapprochement de la plaque européenne, qu'il fallait renforcer la surveillance sismique du territoire, qu'il fallait se munir de normes de construction parasismiques, qu'il fallait à tout prix se doter d'un plan de réduction du risque. (A.K.Yelles-Chaouche)

D'autre part, l'étude de quelques séismes récents (El Asnam, 1980, Boumerdes, 2003) a permis de préciser les caractéristiques des séismes qui se produisent en Algérie. Ces séismes sont produits généralement par des plis, plis-failles ou failles inverses de direction NNE-SSW témoignant du raccourcissement, comme l'indiquent les différents mécanismes au foyer, calculés dans le Nord algérien. Dans la région Est, les séismes semblent plutôt décrochant du fait d'une réorientation du champ de contraintes (Bezzoughed et al., 1994).

Les séismes algériens sont d'autre part superficiels ne dépassant pas en profondeur les 15 km, ce qui les rend plus dangereux et perceptibles par la population. (H. Beljoudi, 2011).

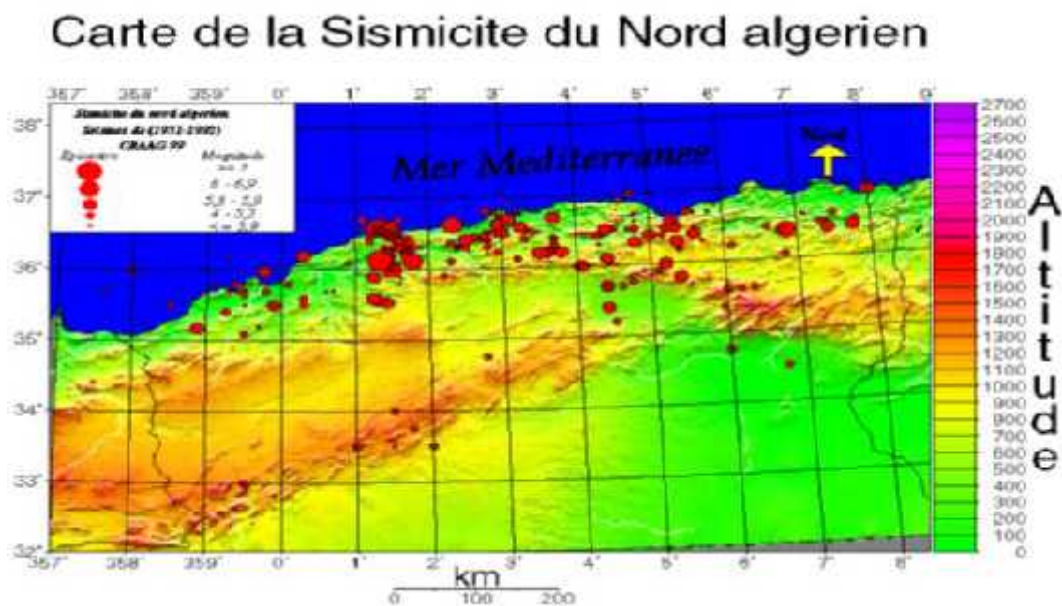


Figure I.19. Carte de la sismicité du nord Algérien.

I.6.1. Historique de séisme en Algérie

Le nord de l'Algérie est situé dans une zone critique qui est l'intersection de deux plaques, la plaque africaine et l'eurasienne, il est susceptible d'être soumis à d'importantes secousses sismiques. Au cours de son histoire, on peut les résumer dans le (Tableau I.1). L'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, parmi les plus désastreux. (A.K. Yelles-Chaouche)

Le catalogue de Mokrane et al. (1994) a complété les précédents en incluant tous les événements survenus entre 1365 et 1992. Benouar en 1996 a publié un catalogue de la période entre 1900 et 1990, en utilisant toutes les sources sismiques, en donnant des détails sur tous les grands événements. (Mokrane et al., 1994)

Tableau.I.1 Les séismes les plus désastreux en Algérie.

Lieu	Date	Magnitude	Observations.
Alger	1365	/	Destructeur : Alger complètement détruite. Une partie d'Alger fut inondée.
Gouraya	1891	7.5	Destructeurs, dégâts importants : Gouraya et Villebourg ont été complètement détruites.
Orléans ville (chelef)	1964	6.7	20 000 habitations détruites.
Al Asnam (chelef)	1980	7.3	70% des habitations détruites.
Tipasa	1989	6.0	Dégâts importants à Sidi-Moussa et Nador.
Ain T'émouchent	1999	5.8	Dégâts importants à Ain Temouchent, Ain-Tolba, Ain-Kihal et Sidi-Ben-Adda.
Boumerdés	2003	6.8	100 000 habitations touchées.

I.6.2. Classification des zones sismique en Algérie selon le RPA 2003

D'après le Règlement Parasismique Algérien, (RPA. 2003) l'Algérie est divisée en cinq (05) zones sismiques dont le degré de sismicité est croissant. (Tableau I.2)

Tableau.I.2 Classification de zones sismiques en Algérie.

Zone sismique	Degré de la sismicité
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone IIa et IIb	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

Chapitre II

Travaux antérieurs

II.1. Introduction.....	21
II.2. Travaux antérieures par apport à la suppression d'un poteau	21
II.3. Facteur d'augmentation dynamique pour châssis RC avec colonnes de forme spéciale contre l'effondrement progressif.....	23
II.4. scénario d'effondrement progressif.....	27

Introduction

La section suivante résume quelques études réalisées dans la même thématique qui est l'influence de la suppression des poteaux sur le comportement des structures en béton armé.

Travaux antérieures par apport à la suppression d'un poteau

Une expérience était faite par Ghada Mousa Hekal, en supprimant un poteau d'un portique et la charge de ce poteau est appliquée verticalement sur la face supérieure pour évaluer le comportement du bâti jusqu'à la rupture.

Dans l'étude faite par Ghada Mousa Hekal, le comportement de cette ossature est réévalué sous l'effet de la suppression instantanée de la colonne médiane due aux charges d'explosion comme indiqué sur la figure II.1.

L'analyse a été réalisée à l'aide du logiciel Abaqus où la capacité de la trame et le mode de défaillance ont été surveillés en tenant compte de différents emplacements d'application de l'onde incidente sur la colonne cible. La comparaison des résultats obtenus avec le modèle original a indiqué que la capacité et le mode de défaillance diffèrent considérablement en changeant l'emplacement d'application de l'onde incidente (Ghada Mousa Hekal., 2018). Le comportement de ce bâti est réévalué sous l'effet d'une suppression instantanée de la colonne médiane dû aux charges d'explosion voir la figure II.2

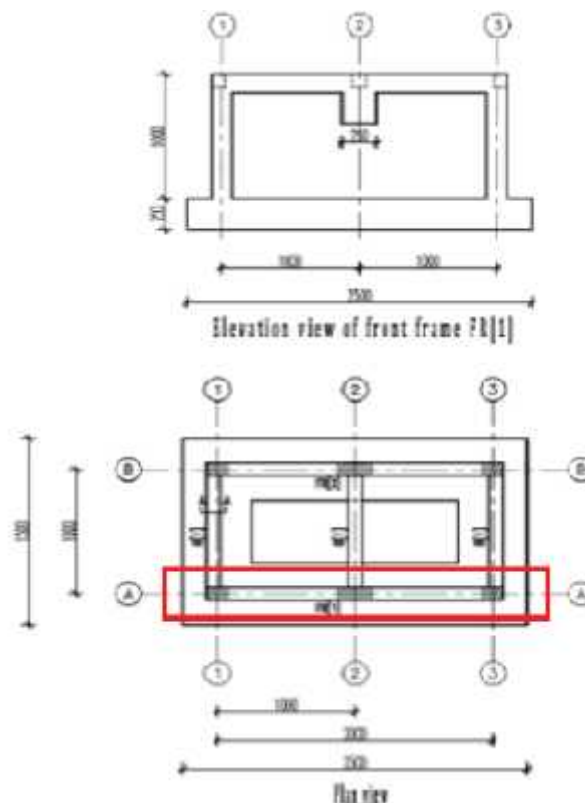
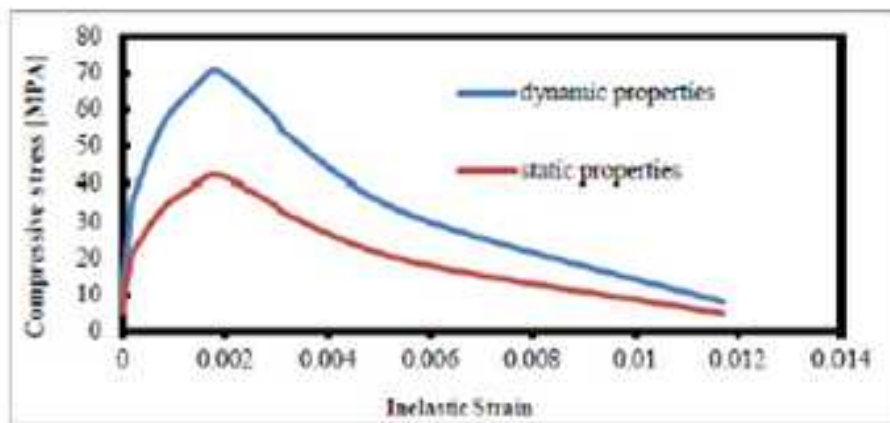


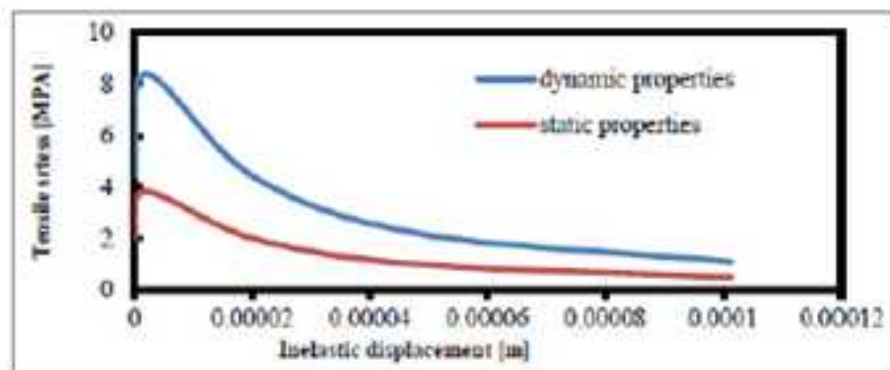
Figure II.1 Le modèle de Ghada Hekal



Figure II.2 Modèle expérimental



a) Compressive stress-strain behavior



b) Tensile stress- displacement behavior

Figure II.3 Le comportement en compression et en tension à charge statiquement dynamique

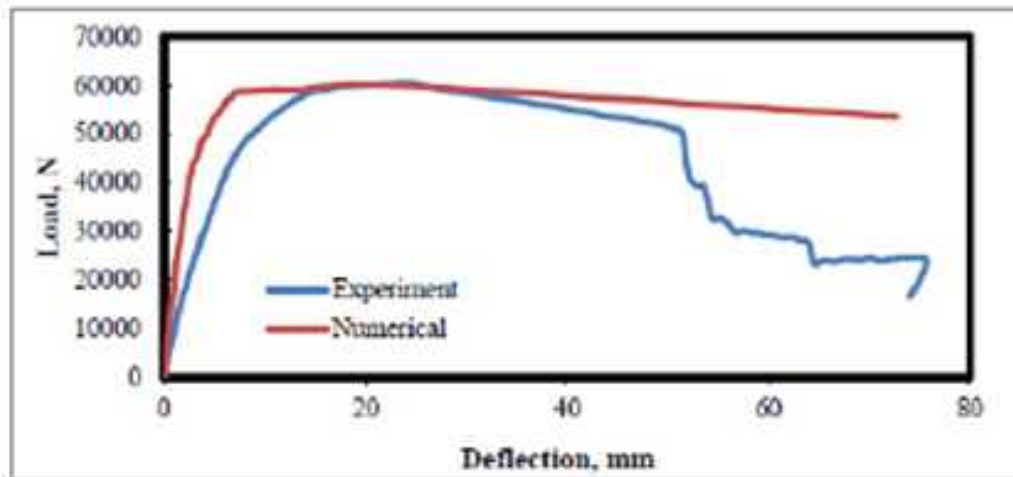


Figure II.4 Relation verticale charge déformation au niveau de la colonne du milieu

Selon comportement total et modèle de défaillance du portique, voir figure II.3 et la figure II.4 est considérablement influencé par la nature et la position des applications de la charge d'explosion, de sorte que les méthodes courantes suivies pour étudier l'effondrement progressif en supprimant certains éléments ne représentant pas le comportement réel car elles ignorent la principale raison de l'effondrement Outre les dommages qui ont été observées dans la poutre transversale et donc la colonne B-2 a participé à la capacité totale de la structure, cela indique que considérer uniquement les structures 2D ne suffit pas pour exprimer le comportement réel d'une structure (Ghada Mousa Hekal, 2018).

Facteur d'augmentation dynamique pour châssis RC avec colonnes de forme spéciale contre l'effondrement progressif

Lei Zhang, Hailong Zhao, Tiecheng Wang, Qingwei Chen se sont faites une analyse pour étudier le facteur d'augmentation dynamique (DIF) pour l'analyse de chemin alternatif statique non linéaire (NS), l'analyse dynamique non linéaire (ND) et statique d'un cadre en béton armé comme indique la figure II.5, (RC) de 6 étages avec des colonnes de forme spéciale avec le code de calcul Open-Sees, le côté ou la colonne intérieure sont respectivement supprimés, voir figures II.6 et II.7. (Lei Zhang, all., 2017).



Figure II.5 Montage expérimental

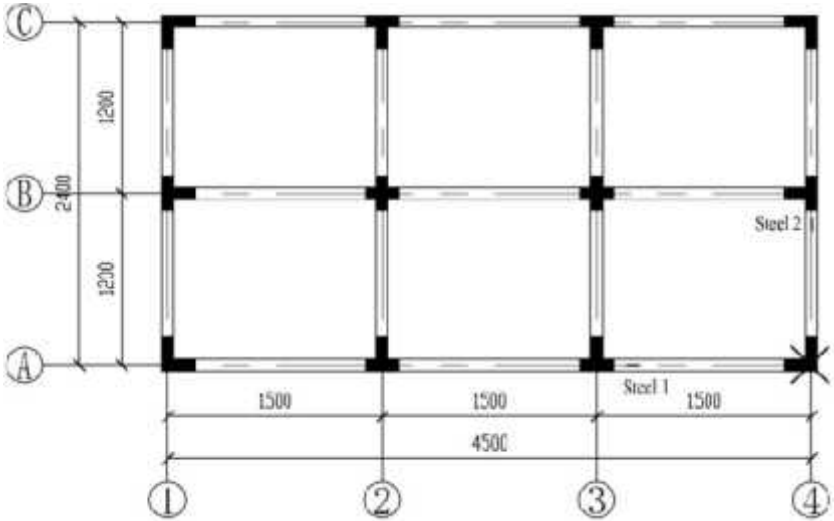


Figure II.6 Plan du premier étage

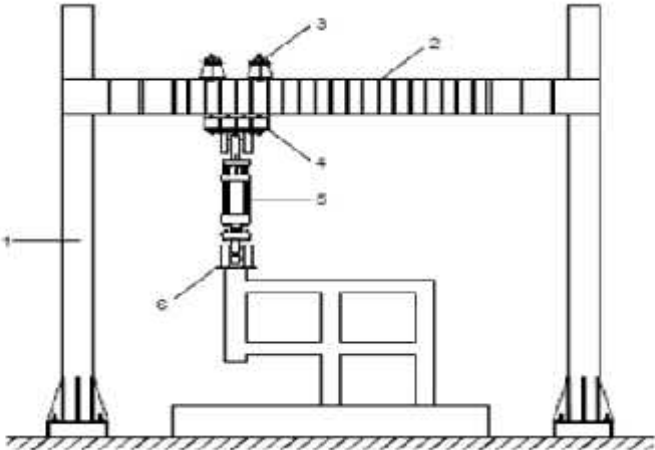


Figure II.7 Matériel de chargement

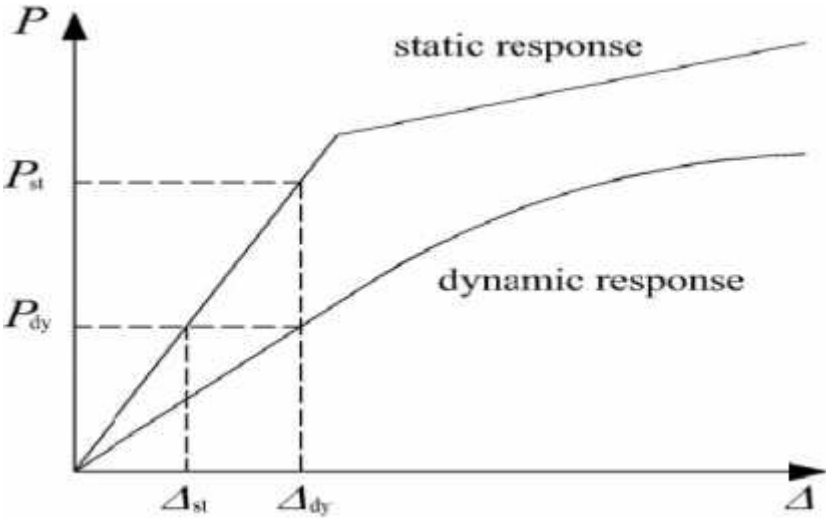


Figure II.8 Illustration du DIF

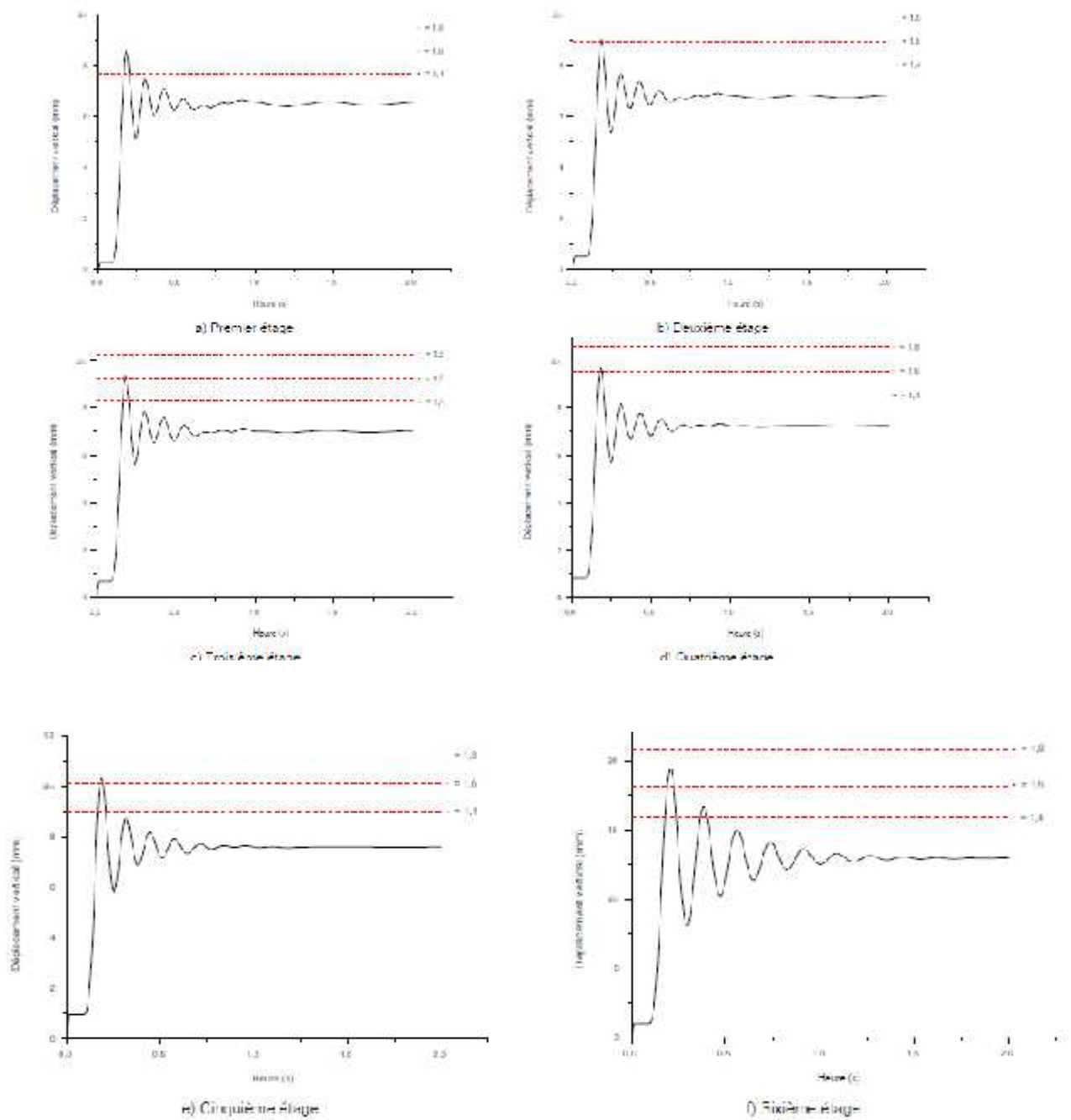


Figure II.9 Historique des temps de déplacement pour le scénario de suppression de la colonne A1

Afin d'examiner l'influence des renforts sur le facteur d'augmentation dynamique (Figure II.8), la structure est conçue pour des intensités sismiques de 7 et 8 degrés respectivement. Dans lesquelles le renfort augmente d'environ 17% et 87% par rapport au cadre conçu de 6 degrés.

La figure II.9 montre que le facteur d'augmentation dynamique pour le cadre conçu de 7 degrés est complètement identique à celui de 6 degrés et le facteur d'augmentation dynamique pour le cadre conçu de 8 degrés dans les scénarisons de suppression de poteaux d'angle.

Il est indiqué que les renforts du cadre avec des colonnes de forme spéciale ont relativement peu d'effet sur le facteur d'augmentation dynamique

scénario d'effondrement progressif

Digesh D. Joshi et Paresh V. Patel, Husain M. Rangwala b et Bhautik G. Patoliya se sont fait une analyse expérimentale et numérique des assemblages préfabriqués dans un scénario d'effondrement progressif.

L'une des principales causes de défaillance de nombreuses structures de haut niveau est les effets de charge extrêmes générés par les tremblements de terre. Généralement, les éléments des bâtiments ne sont pas capables de résister à ce type de charge anormale et aboutissent à une défaillance. L'un des mécanismes d'échec lors d'un tel événement est appelé «effondrement progressif». L'effondrement progressif est une situation dans laquelle la défaillance locale d'un composant structurel conduit à l'effondrement des éléments adjacents, ce qui conduit à son tour à la propagation de l'effondrement voire figure II.10.

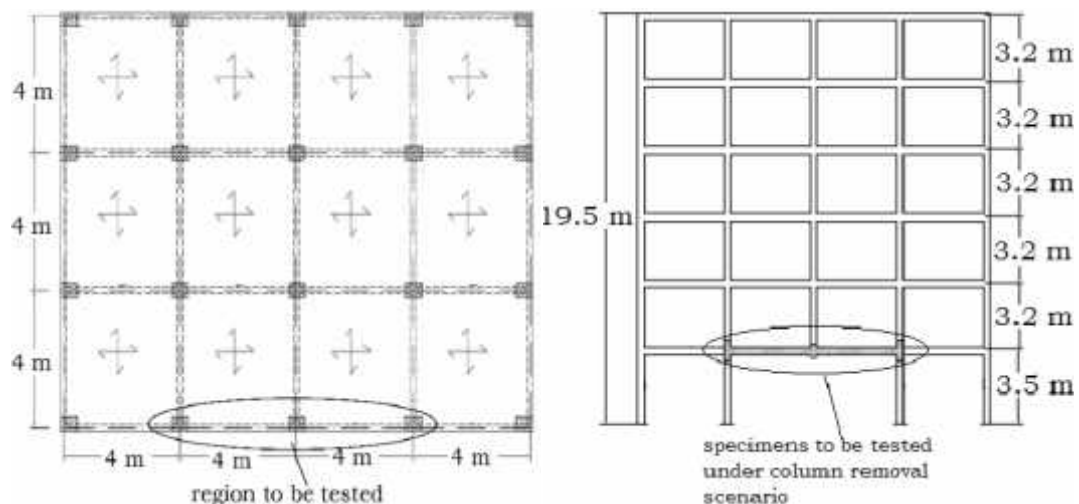


Figure II.10 Plan et élévation du bâtiment

La configuration de test est illustrée à la figure II.11, le spécimen considéré dans cette étude est un portique, de sous structure avec deux poutres de portée et trois colonnes au niveau du premier étage du bâtiment prototype. Afin de tenir compte de l'effet de continuité de la poutre dans le spécimen, les armatures de la poutre sont intégrées dans deux colonnes d'extrémité et l'extrémité des colonnes est empêchée de tout mouvement horizontal et vertical. L'espace entre le vérin hydraulique et le dessus de l'éprouvette est rempli de plaques d'espacement. La charge est appliquée en haut de la colonne centrale retirée à l'aide d'un vérin

hydraulique d'une capacité de 250 kN jusqu'à ce que la rupture complète de spécimen se produise.



Figure II.11 Configuration de test réelle

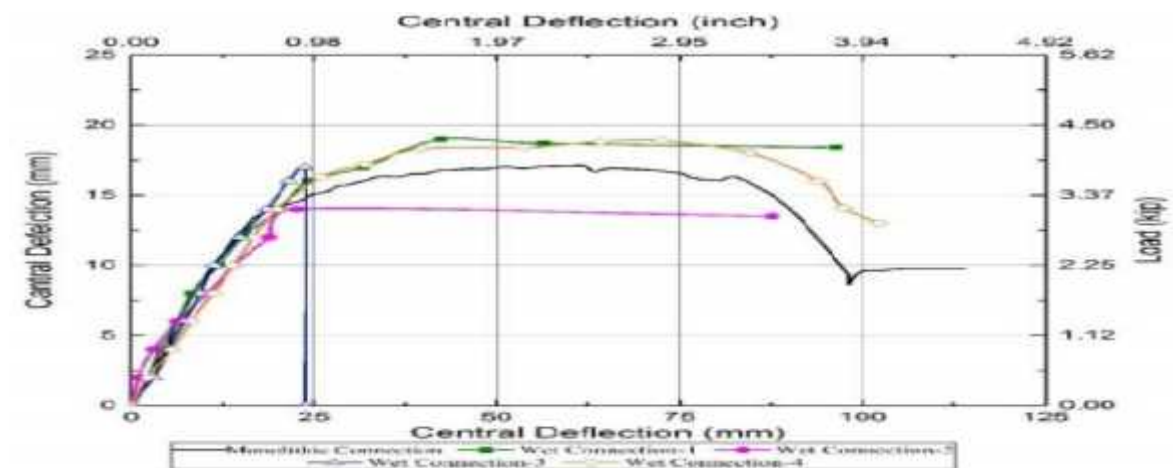


Figure II.12 Charge par rapport à la déformation centrale du portique



Figure II.13 Schéma de défaillance de la connexion monolithique



Figure II.14 Schéma de défaillance de la connexion humide préfabriquée

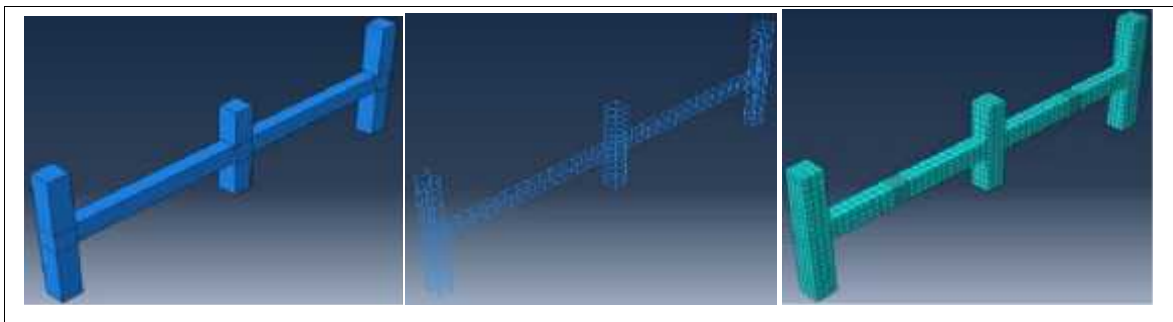


Figure II.15 Modélisation du spécimen par le code Abaqus

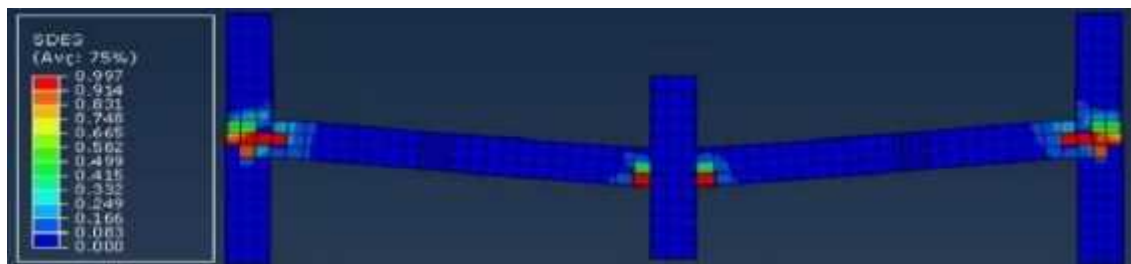


Figure II.16 Dégradation de la rigidité

Selon la simulation numérique d'investigation expérimentale (figures II.15 et II.16) de quatre connexions préfabriquées différentes dans le scénario d'effondrement progressif discuté et leur performance sont comparées à une connexion monolithique. Pour les éprouvettes préfabriquées, les connexions sont effectuées à la jonction du poteau de poutre et loin de la jonction du poteau de poutre comme indiquent les figures II.13 et II.14.

D'après les résultats de l'étude, une performance supérieure de la connexion humide préfabriquée-4 est observée lorsque la connexion est fournie loin de la jonction du poteau de poutre par rapport à la connexion fournie à l'intérieur ou à la face de la jonction de poteau de poutre. À partir de la comparaison de la charge maximale, on observe que la connexion

humide pré-fabriquée-4 a une capacité de charge maximale, qui est 10,59% de plus par rapport à la connexion monolithique.

À partir du modèle de rupture de la connexion humide préfabriquée-4, où les connexions sont fournies loin de la jonction du poteau de poutre, on observe que, il se comporte de manière similaire à celle de la connexion monolithique avec formation de fissures de tension de flexion et formation de rotules en forme de l'écrasement du béton. Aucune défaillance significative n'est observée dans la zone de connexion, pour une connexion humide. 4, qui indiquent que les forces sont effectivement transférées d'un élément préfabriqué à un autre par connexion.

Pour la connexion humide-3, un effondrement soudain de l'élément de forme cruciforme est observé en raison d'une rupture fragile du béton et d'un renforcement de cisaillement insuffisant dans la zone de connexion.

Une bonne concordance est observée entre les résultats obtenus à partir d'études expérimentales et la simulation numérique, ce qui indique que les modèles d'éléments finis adoptés dans cette étude sont sur le point de capturer le comportement des assemblages préfabriqués sous un scénario de suppression d'un poteau jusqu'à la charge maximale.

La simulation numérique peut être mise en œuvre d'avantage pour évaluer le comportement de divers types d'assemblages préfabriqués en tenant compte de différents paramètres, au lieu d'études expérimentales coûteuses et longues. (Digesh D, all., 2020).

CHAPITRE III

Analyse Pushover

III.1. Introduction	31
III.2. Définition de l'analyse Pushover.....	31
III.3. Origine de l'analyse Pushover.....	33
III.4. But de l'analyse Pushover	33
III.5. Principes théoriques du calcul Pushover	34
III.6. Courbe de capacité	35
Conclusion.....	35

III.1. Introduction

Durant les dernières décennies, le monde a connu plusieurs séismes de moyenne à grande magnitude, qui ont touchés plusieurs pays dont l'Algérie, causant de très grandes pertes tant humaines que matérielles, le niveau de performance de certaines constructions au cours de ces séismes était faible, et delà le niveau des dommages structurels très grand. Ce qui a eu pour conséquence, le besoin de détermination et l'évaluation des dommages dans les structures plus que jamais, les méthodes linéaires élastiques classiques insuffisantes, ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelle génération de méthodes de conception sismiques, parmi lesquelles, l'analyse pushover. L'analyse pushover est une analyse statique non linéaire conçue pour étudier la vulnérabilité des structures existantes vis-à-vis du séisme, elle est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à effondrement. Les différents résultats obtenus permettent d'apprécier la vulnérabilité de la structure.

III.2. Définition de l'analyse Push over

L'analyse push over est une analyse statique non-linéaire de la structure permettant de présenter de façon simplifiée le comportement de la structure sous l'effet de différents types de charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure (Hamou Kada Ramdane Kheireddine., 2007).

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure. (Figure. III.1 et III.2)

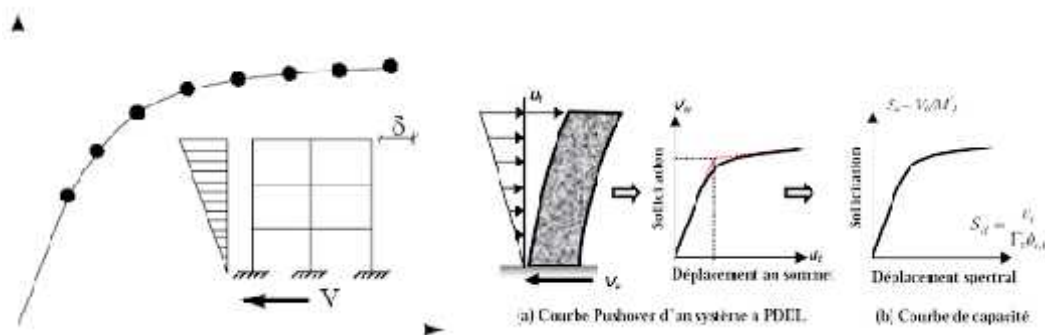


Figure III.1. Signification physique de la courbe de capacité.

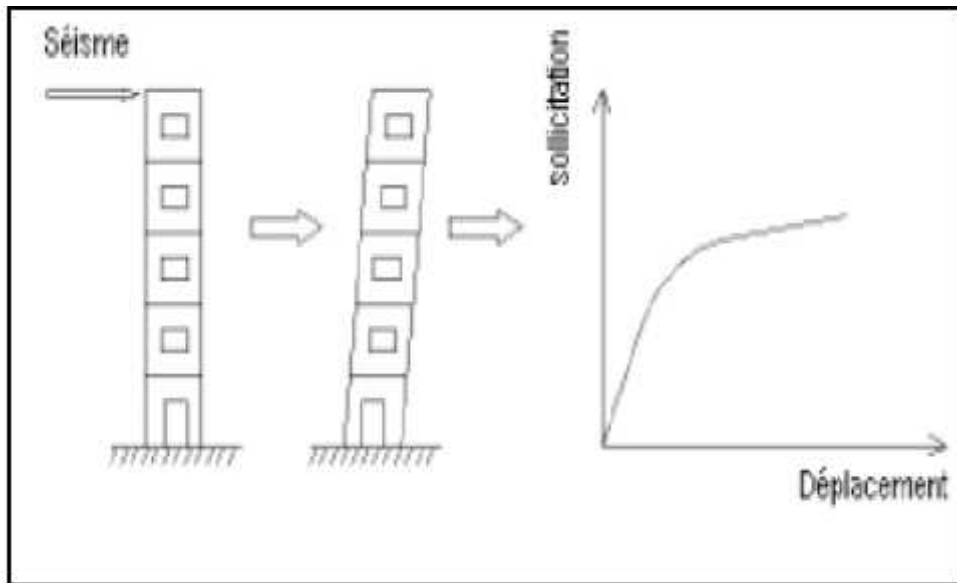


Figure III.2. signification physique de la courbe de capacité

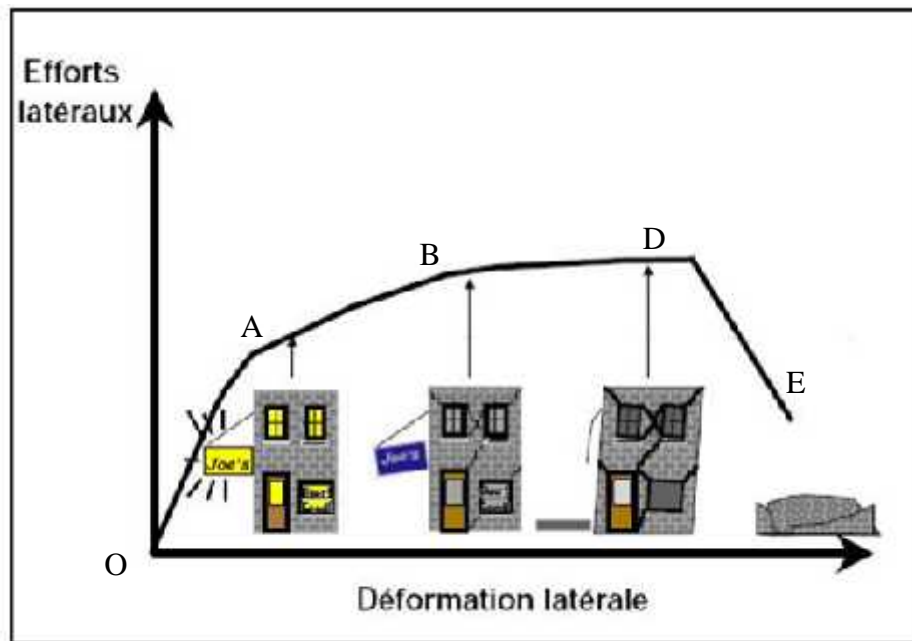


Figure III.3. Endommagement correspondant.

- Premier niveau comportement élastique (non endommagement) ;
- Deuxième niveau un endommagement mineur est susceptible de se développer ;
- Troisième niveau endommagement avancé (aucune capacité de résistance) ;
- Quatrième niveau effondrement de la structure. (Figure III.3)

III.3. Origine de l'analyse Push over

L'analyse statique Push over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent .

III.4. But de l'analyse Push over

Le but de l'analyse Push over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse Push over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- l'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- la détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- l'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- l'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement (Zakaria El alam, all., 2015).

III.5. Principes théoriques du calcul Push over

Push over est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire, sur la structure à analyser.

Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. (A.Mazari., 2014)

Le non linéarité est en effet introduit dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques. Figure.III.4

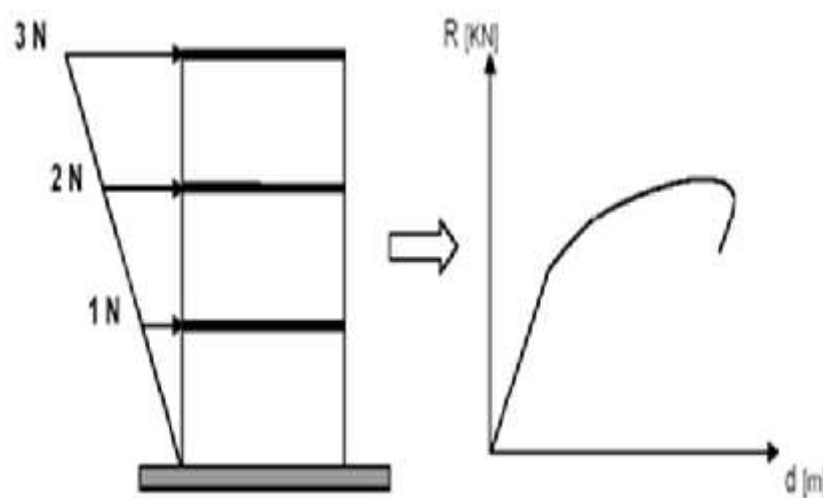


Figure III.4. Calcul pushover et courbe de capacité .

L'exécution d'un calcul Push over a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels. Cette méthode dynamique est plus exacte, car elle permet de définir le comportement réel d'une structure face à un séisme (graphiques déplacement-temps, accélération-temps). Toutefois, dans ce type de méthode, la difficulté se situe dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme. En effet, l'étude doit être basée soit sur un séisme naturel mesuré, soit sur un accélérogramme artificiel. La définition de cette donnée de base pose des problèmes non négligeables et parfois reste très approximative. Malgré ses limites, comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, Pushover représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure.

III.6. Courbe de capacité

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Figure III.5. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

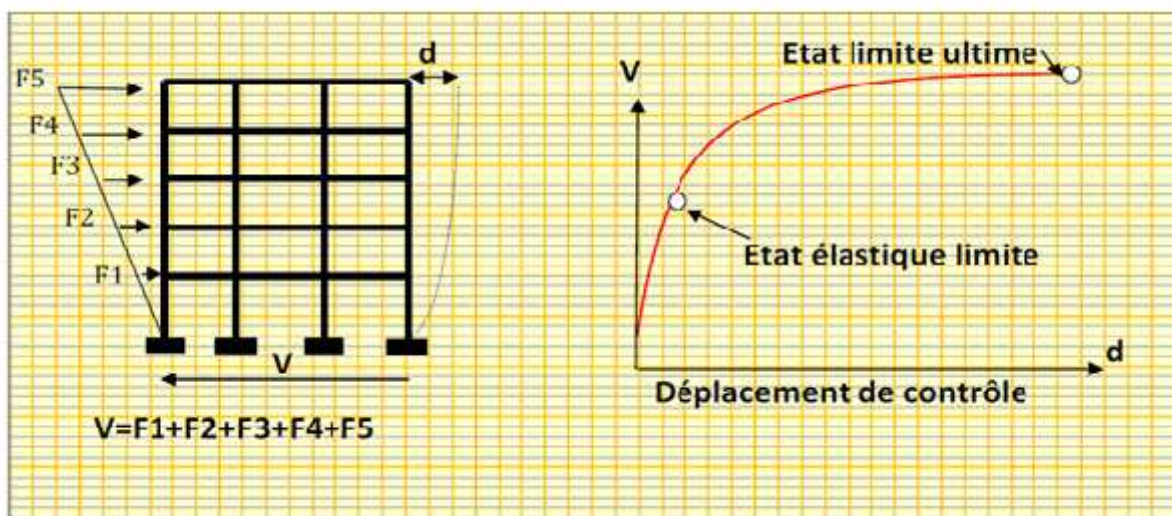


Figure III.5. Courbe de capacité

Conclusion

L'analyse Push over est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

Les résultats obtenus à partir d'une analyse Push over en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donnent un aperçu sur le comportement de la structure.

Chapitre IV

Simulation numérique

IV.1. Introduction	36
IV.2.Présentation de CASTEM	36
IV.2.1. Le langage de Castem 2000 Gibian.....	36
IV.3. Règles syntaxiques générales.....	36
IV.3.1. Système d'unité.....	37
IV.4. Eléments et lois de comportement globales et semi globales	37
IV.4.1. Les éléments finis de barre et de poutre.....	38
IV.4.1.1. Éléments finis de barre	38
IV.4.1.2. Éléments finis de poutre	38
IV.4.1.2.1. Généralités.....	38
IV.4.1.2.2. L'élément POUT.....	39
IV.4.1.2.3. L'élément TIMO	39
IV.4.2. Description des lois de comportement globales	40
IV.4.2.1. Les lois bilinéaires BILIN_MOMY et BILIN_EFFZ.....	41
IV.4.2.2. Les lois tri linéaires de Takeda TAKEMO_MOMY et TAKEMO_EFFZ...41	
IV.4.2.3. Le modèle GLOBAL	43
IV.5.Procédure de résolution d'un problème avec CASTEM	44
IV.5.1. Définition de l'espace du travail et du type d'éléments	45
IV.5.2.Description de la géométrie et du maillage	45
IV.5.3 .modèle du comportement du matériau et élément finis.....	45
IV.6.Présentation des résultats moments-courbures (poteaux et poutre) sous RESPONSE-2000	47
IV.6.1.Poteaux	47
IV.6.2.POUTRES	49
IV.7.Caractéristiques du matériau	50
IV.7.1 Les conditions aux limites et chargements	50
IV.7.1.1 Résolution.....	50
IV.7.1.2 Post traitement	50
IV.8.Présentation des modèles étudiés	50
IV.8.1. Définition de la géométrie.....	50

IV.1. Introduction

Les calculs non linéaires peuvent se révéler particulièrement utiles lors de la réévaluation sismique d'un bâtiment. Ainsi leur utilisation est envisagée dans les guides de réévaluation FEMA 273, 356 et ATC 40. En effet, ils permettent de mieux appréhender le comportement à la ruine de la structure en simulant la succession des phénomènes caractérisant la ruine de chaque élément de structure. Dans le cas de structures irrégulières (en élévation, en plan ...) ou ayant des éléments de structure avec des rigidités et/ou des résistances peu homogènes, les limites des calculs linéaires sont rapidement atteintes et il faut avoir recours à des calculs non linéaires pour pouvoir estimer plus correctement les niveaux de séisme correspondant à la ruine de la structure ainsi que les éléments critiques et le mode de ruine le plus probable. CASTEM 2000 possède de nombreux éléments finis et lois de comportement pouvant être utilisés lors d'une réévaluation sismique.

IV.2. Présentation de CASTEM

Cast3M est développé depuis les années 80 par le Département Mécanique et Technologie (DMT) du Commissariat français à l'Énergie Atomique et aux énergies alternatives (CEA). Originellement désigné CASTEM2000, dans sa version actuelle ce logiciel est appelé Cast3M. Depuis l'été 1999 CASTEM2000 est gratuit pour l'enseignement et à la recherche.

Castem 2000 est un logiciel de calcul de structures par la méthode des éléments finis et plus généralement de résolution d'équations aux dérivées partielles par la méthode des éléments finis. La principale particularité de Castem 2000, est d'être extrêmement adaptable aux multiples applications propres à chaque utilisateur (E. LE FICHOUX., 2011)

IV.2.1. Le langage de Castem 2000 Gibian

Gibian est le langage qui permet de communiquer avec le programme. La syntaxe est basée sur l'utilisation de directives, d'opérateurs et de procédures qui s'appliquent à des opérands (E. LE FICHOUX., 2011)

IV.3. Règles syntaxiques générales

Voici la liste des principales règles syntaxiques à observer lors de l'utilisation du langage GIBIANE :

- Les caractères espace, virgule, égal et deux-points sont des séparateurs. – Le point-virgule termine une instruction.
- Une instruction doit être écrite sur moins de 9 lignes, mais une même ligne peut contenir plusieurs instructions.

- L'interpréteur GIBIANE ignore toute ligne dont le premier caractère est un astérisque, d'où la possibilité pour l'utilisateur d'insérer des commentaires dans ses jeux de données.
- Les opérateurs et les directives sont définis par leurs 4 premiers caractères, les caractères suivants n'étant pas pris en compte.
- L'instruction est interprétée de gauche à droite. Lorsque le programme rencontre le nom d'un opérateur, il lui transmet le contrôle de l'exécution.
- Seuls les 72 premiers caractères d'une ligne sont pris en compte.
- Une instruction peut contenir des parenthèses. Conformément aux règles de l'algèbre, les instructions contenues dans les parenthèses les plus internes sont exécutées avant celles contenues dans les parenthèses les plus externes.
- Les parenthèses sont remplacées par le résultat de leur contenu avant interprétation des instructions externes. Toutefois, ce résultat n'est plus accessible à l'utilisateur puisqu'aucun nom ne lui a été attribué
- Le signe = permet à l'utilisateur de donner un nom au résultat de l'instruction. – La longueur du nom attribué à un objet ne doit pas dépasser 8 caractères.
- Le programme associe un type à chaque chaîne de caractères rencontrée dans une ligne, il lui associe aussi un contenu. L'analyse d'une suite de caractères se fait de la façon suivante : - si elle est encadrée par des guillemets, c'est une chaîne de caractères à prendre telle quelle.

IV.3.1. Système d'unité

CASTEM ne dispose d'aucun système particulier de mesure c'est à l'utilisateur de fournir les données dans un système cohérent (tableau IV.1). Une fois que les unités de mesure utilisées dont les données sont définies, tous les résultats seront exprimés dans ces mêmes unités. Le tableau suivant regroupe quelques exemples de systèmes d'unités de mesure cohérents (E. LE FICHOUX., 2011)

Tableau IV.1 Système d'unité.

Longueur	Force	Contrainte
m	N	Pa
m	MN	MPa
mm	N	MPa

IV.4. Eléments et lois de comportement globales et semi globales

Ce niveau de modélisation est particulièrement bien adapté à l'étude de structures complexes sous chargement sismique. Les lois non linéaires s'appuient sur des éléments de barre ou de poutre (Timoshenko ou Bernoulli). (D.Combrescure., 2001).

IV.4.1. Les éléments finis de barre et de poutre

IV.4.1.1. Éléments finis de barre

L'élément fini de barre à 2 nœuds BARR a pour support géométrique l'élément SEG2 et fonctionne uniquement en traction-compression. La déformation axiale est constante sur l'élément.

Cet élément sert de support à plusieurs lois de comportement d'acier et de béton ainsi qu'à la loi globale INFILL_UNI utilisable pour les murs de remplissage. L'utilisateur doit fournir la section SECT en plus des caractéristiques du matériau (YOUN et NU en élastique). La déformation axiale ϵ_x et l'effort normal N_x sont notés respectivement EPSS et EFFX. (D.Combrescure., 2001).

IV.4.1.2. Éléments finis de poutre

IV.4.1.2.1. Généralités

Castem 2000 possède 2 éléments finis de poutre (Figure IV.1):

l'élément POUT d'Euler-Bernoulli sans déformation de cisaillement et avec une répartition de courbure linéaire sur la hauteur de l'élément,

l'élément TIMO avec déformation de cisaillement et une répartition de courbure constante sur l'élément.

Ces 2 éléments finis de poutre ont pour support géométrique l'élément SEG2 à 2 nœuds et fonctionnent en 3D et en 2D (contraintes planes et déformations planes). Ils servent de support à plusieurs lois de comportement globales et semi globales en traction-compression, flexion et cisaillement.

Pour ces 2 éléments, l'utilisateur doit fournir la section SECT, les inerties de flexion INRY (uniquement en 3D) et INRZ et l'inertie de torsion INRX (uniquement en 3D). Les sections réduites pour le cisaillement SECY et SECZ sont facultatives. Le module de cisaillement G est calculé à partir du module d'Young ($E=YOUN$) et du coefficient de Poisson ($\nu=NU$) : $G=E/2(1+\nu)$.

Dans le repère local, la direction de la poutre est noté Ox. En 3D, l'utilisateur peut fixer l'axe Oy grâce au paramètre facultatif VECT (objet POINT). Par la suite, nous ne présenterons que la formulation 3D. Les déformations et contraintes généralisées sont exprimées dans le repère local de la poutre.

Allongement axial : $\epsilon_x=EPS$, $N_x=EFFX$

Flexion : $\epsilon_y=CY$, $\epsilon_z=CZ$ et $M_y=MOMY$, $M_z=MOMZ$

Torsion : $\theta_x = CX$ et $M_x = MOMX$

Cisaillement : $\gamma_y = GXY$, $\gamma_z = GXZ$ et $T_y = EFFY$, $T_z = EFFZ$

IV.4.1.2.2. L'élément POUT

Cet élément de poutre vérifie les hypothèses d'Euler-Bernoulli : les sections droites restent droites et il n'y a aucune déformation de cisaillement. Les fonctions de forme sont :

de degré 3 pour les déplacements transverses u_y et u_z

de degré 2 pour les rotations de flexion θ_y et θ_z

de degré 1 pour les courbures κ_y et κ_z

de degré 1 pour le déplacement longitudinal u_x

constante pour la déformation axiale ϵ_x

de degré 1 pour la rotation de torsion θ_x

constante pour le gauchissement de torsion f_x

Les contraintes et les déformations généralisées sont données aux 2 extrémités de l'élément. Il faut remarquer que l'allongement axial, le gauchissement de torsion et les contraintes correspondantes sont identiques aux 2 extrémités, seules les courbures diffèrent. Les déformations de cisaillement γ_y et γ_z sont nulles.

En élasticité, cet élément donne une solution exacte pour des forces et des moments appliqués aux nœuds des éléments.

Pour cet élément de poutre, l'utilisateur peut donner les sections réduites en cisaillement. La matrice de rigidité est alors modifiée pour tenir compte de la flexibilité additionnelle. Cette correction est bien évidemment ignorée en plasticité.

IV.4.1.2.3. L'élément TIMO

Cet élément vérifie les hypothèses de Timoshenko : les sections planes restent planes mais pas obligatoirement normales à la fibre moyenne (possibilité de déformations de cisaillement).

Cet élément est sous intégré pour éviter les problèmes de blocage en cisaillement (shear locking). Ce développement a été documenté.

Les fonctions de forme sont donc :

de degré 1 pour les rotations, les déplacements transverses et le déplacement axial,

constante pour les courbures, les déformations de cisaillement et l'allongement axial.

Cet élément a donc une convergence spatiale limitée par rapport à l'élément POUT et son utilisation nécessite une discrétisation plus fine.

Les contraintes et déformations sont données au point de Gauss unique situé au centre de l'élément.

Une des différences par rapport à l'élément POUT est que, pour l'élément TIMO, l'équation d'équilibre locale $T=dM/ds$ est vérifiée grâce à l'équilibre global alors que, pour l'élément POUT, cette relation est directement imposée dans l'élément (les efforts tranchants sont déduits directement des moments fléchissant).

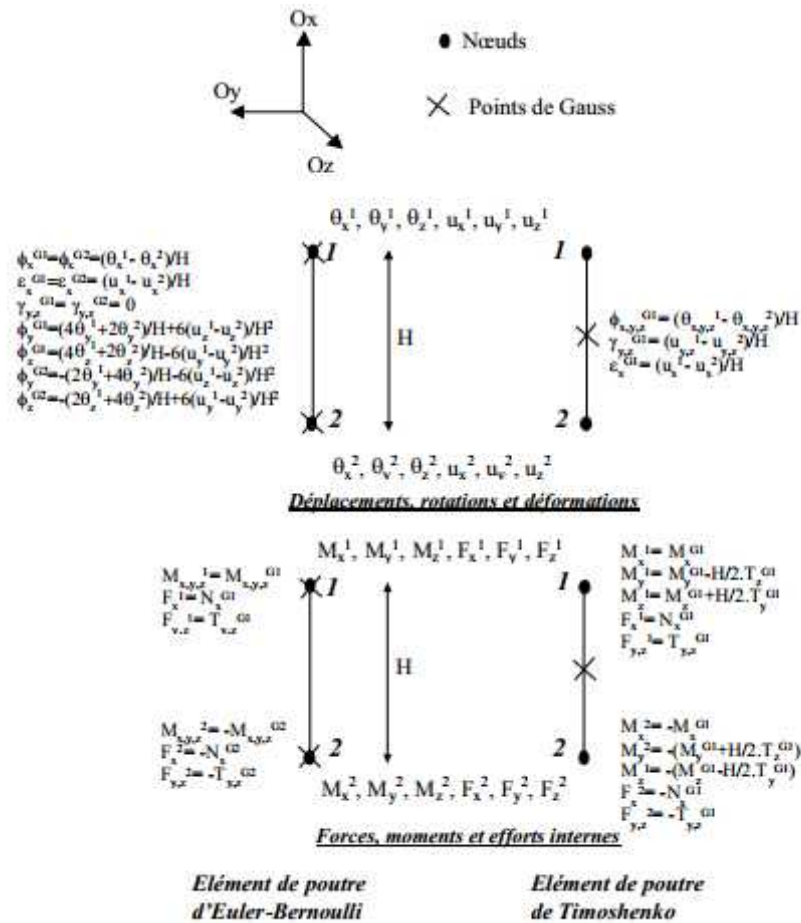


Figure IV.1. Orientation, convention et position des point de gausse des éléments de poutre

IV.4.2. Description des lois de comportement globales

Les lois de comportement globales sont des relations entre une déformation généralisée (x, z, y, y, z ou x) et sa contrainte associée (M_x, M_y, M_z, T_y, T_z ou N_x) sans passage par des lois matériaux locales. Les lois disponibles dans CASTEM 2000 ne comportent aucun couplage entre les différents modes de fonctionnement (par exemple, entre les moments de flexion et l'effort normal)

IV.4.2.1. Les lois bilinéaires BILIN_MOMY et BILIN_EFFZ

La même loi uniaxiale élastoplastique avec écrouissage cinématique est utilisée pour relier la courbure γ au moment de flexion M_Y (loi BILIN_MOMY) et la déformation de cisaillement γ_z à l'effort tranchant T_Z (loi BILIN_EFFZ). La loi BILIN_MOMY fonctionne sur les éléments de poutre de Bernoulli POUT et de Timoshenko TIMO alors que la loi BILIN_EFFZ ne fonctionne évidemment que sur les éléments de Timoshenko TIMO (Figure IV.2).

2 paramètres sont nécessaires pour décrire le comportement non linéaire :

Le moment ou l'effort tranchant résistant (YMOM ou YEFF)

Le module d'Young post plastification EAYI : la pente post-plastification de la relation moment-courbure vaut $INRY \times EAYI$ pour la loi en flexion et $SECZ \times EAYI$ pour la loi en cisaillement

IV.4.2.2. Les lois tri linéaires de Takeda TAKEMO_MOMY et TAKEMO_EFFZ

La loi de Takeda est une des lois simplifiées les plus répandues pour modéliser les structures en béton arm. La loi disponible dans Castem est la loi de Takeda modifiée valable aussi pour le comportement en cisaillement (Figure IV.2).

Le comportement non linéaire nécessite 3 paramètres (ou 6 paramètres pour une section non symétrique) ainsi qu'une courbe de première charge.

La courbe de première charge -qui peut être différente dans les 2 sens de chargement- est trilinéaire : le premier segment passant par l'origine est caractéristique du comportement élastique, le second segment de la fissuration du béton et le troisième segment de la plastification des aciers. Cette courbe est obligatoirement monotone croissante et comporte 4 points dans le cas d'une section symétrique et 9 points dans le cas d'une section non symétrique (le 5^{ème} point étant l'origine). Les points définissant la plastification des aciers ont pour ordonnées M_y^+ et M_y^- .

Les 3 (ou 6) paramètres scalaires décrivent le comportement cyclique régis par 15 règles. Dans la loi Takeda du code IDARC, les paramètres sont les suivants (D.Combrescure., 2001):

μ^+ et μ^- définissent le module de décharge élastique qui est effectuée en visant un point d'ordonnée $-\mu^+ M_y^+$ et $-\mu^- M_y^-$ situé sur la droite passant par l'origine et ayant la

pende de la rigidité initiale (E.I pour la loi en flexion et G.S pour la loi en cisaillement). La loi Takeda de Castem 2000 a pour paramètres $SFDP = \alpha^+$ et $SFDN = \alpha^-$

α^+ et α^- définissent le pincement des courbes sous chargement cyclique. Lorsque l'effort change de signe, le point d'ordonnée $^+My^+$ ou $^-My^-$ situé sur la courbe de décharge opposée est visé jusqu'à atteindre la courbure 1^+ ou 1^- . La loi Takeda de Castem 2000 a pour paramètres $PINP = |\alpha^+ My^+|$ et $PINN = |\alpha^- My^-|$.

α^+ et α^- définissent la dégradation de résistance sous chargement cyclique. Lors d'un cycle décharge- recharge, le dernier point visé n'est pas le point atteint lors du cycle précédent sur la courbe de première charge mais un point situé sur la courbe de première charge mais à une abscisse plus élevée d'un facteur $\beta^+ = \alpha^+ \cdot (E^+/My^+)$ (ou $\beta^- = \alpha^- \cdot (E^-/My^-)$). Ce décalage d'abscisse simule une dégradation de résistance lorsque des cycles à amplitude constante sont réalisés. La loi Takeda de Castem 2000 a pour paramètres $SRDP = |\alpha^+/My^+|$ et $SRDN = |\alpha^-/My^-|$.

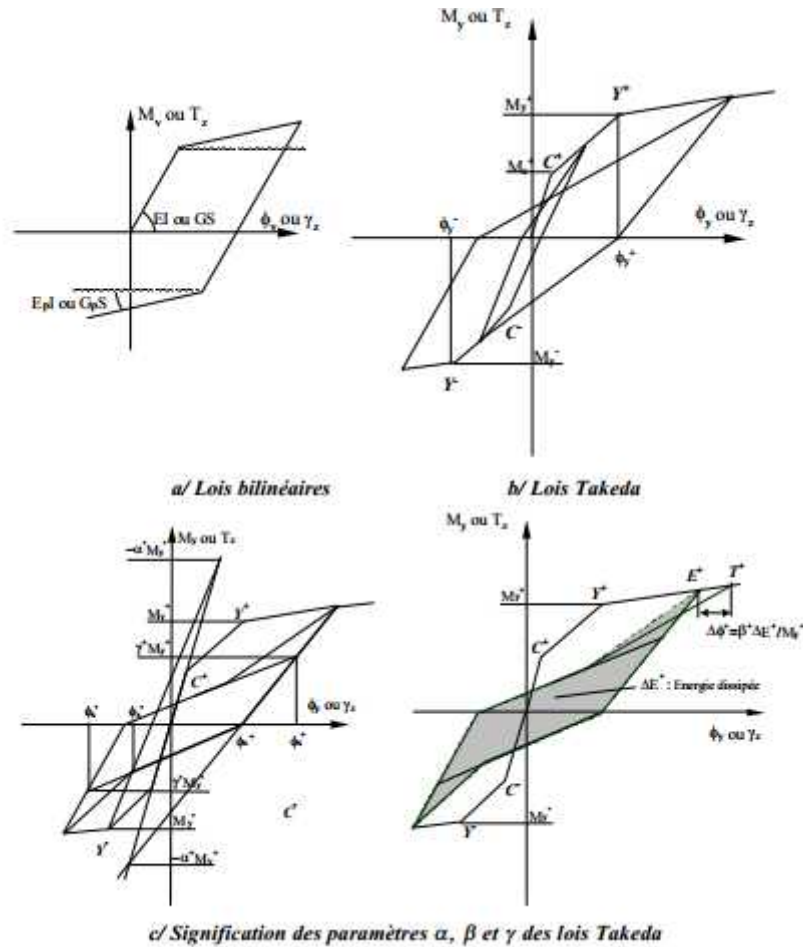


Figure IV.2. Modèles bilinéaires et Takeda pour la flexion et l'effort

IV.4.2.3. Le modèle GLOBAL

Ce modèle global non linéaire regroupe 3 lois de comportement découplées pour respectivement la compression/traction (éléments TIMO et POUT), la flexion (éléments TIMO et POUT) et l'effort tranchant (élément TIMO uniquement) (Figure IV.2). Un même élément peut être non linéaire suivant 1, 2 ou 3 modes de fonctionnement suivant les paramètres considérés (COMP, FLXY ou FLXZ et CISO ou CISZ).

Les 3 lois ont un fonctionnement similaire à celui de la loi Takeda mais seule la courbe de première charge est spécifiée.

En traction-compression, la courbe de première charge comporte un total de 6 points, soient 2 segments en traction et 3 segments en compression. Cette courbe est donnée en déplacement-force axiale avec les conventions génie civil (valeurs négatives en traction).

En flexion, la courbe de première charge donner le moment en fonction de la rotation multipliée par la longueur de l'élément et comporte 7 points, soient 3 segments pour chaque direction de chargement. Les 2 premiers segments sont représentatifs de la fissuration : la

décharge a lieu en visant l'origine et aucune déformation plastique n'est créée. Après le début de la plastification, la rigidité diminue proportionnellement à un facteur (d_{max}/d_{plas}) 0,5 où d_{max} est le déplacement maximal atteint dans la même direction et d_{plas} le déplacement de début de plastification.

La loi en cisaillement est identique à la loi en flexion à l'exception du pincement sous chargement cyclique. La courbe de première charge donne l'effort tranchant en fonction du déplacement différentiel.

IV.5. Procédure de résolution d'un problème avec CASTEM

Tout problème (mécanique, thermique, chimique, ...) résolu avec CASTEM doit être construit de la manière suivante (Figure IV.3) :

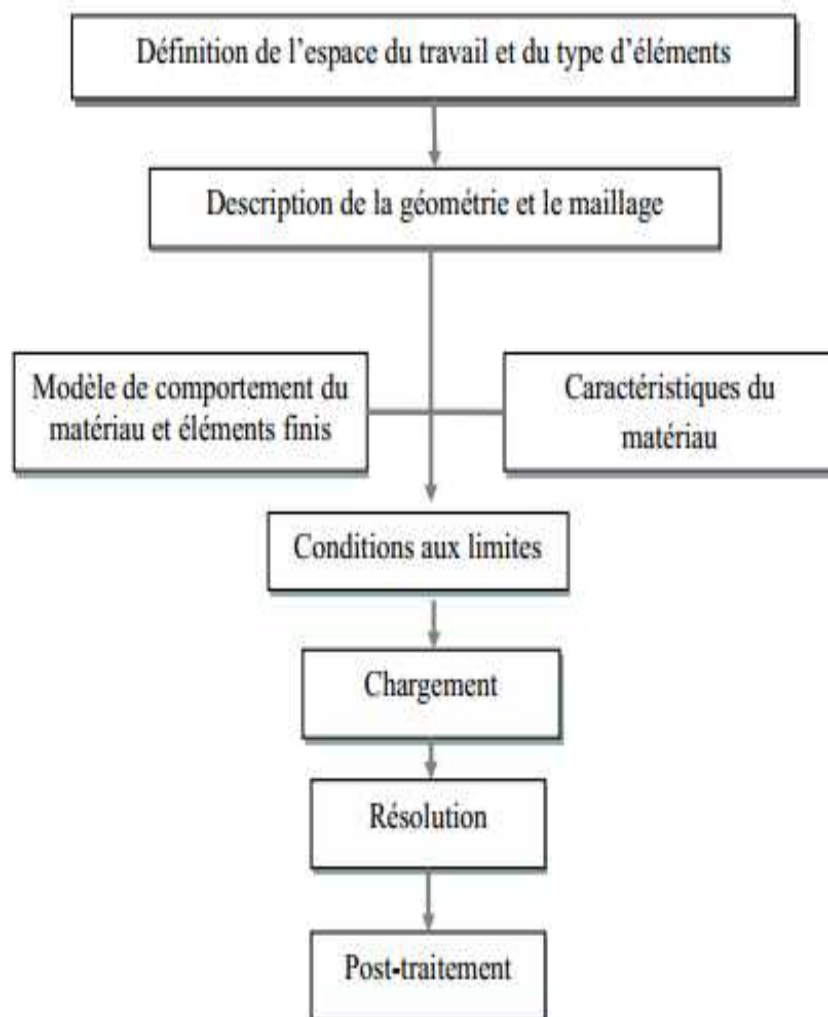


Figure IV.3. Organigramme de résolution d'un problème avec CASTEM

IV.5.1. Définition de l'espace du travail et du type d'éléments

Les principaux paramètres de contrôle du maillage sont déclarés à l'aide de la directive OPTI (on), et de certains mots clés COUL (eur), DIM (ension) de l'espace ELEM Types d'éléments.

OPTI DIME 3 ELEM SEG2;

IV.5.2. Description de la géométrie et du maillage

La géométrie des différents éléments que l'on souhaite calculer se définit selon la démarche suivante des pointes utilisant sous CASTEM (tableau IV.2) :

Construction des points ;

Construction des lignes à partir des points ;

*les points (x, y, z)

P1 = 0.0 0.0 0.0 ;

P2 = 3.5 0.0 0.0;

*éléments poteaux poutres

C1 = P1 **DROI** 10 P4;

B1 = P4 **DROI** 10 P5;

Tableau IV.2

Définition des pointes utilisant sous CASTEM

	Désignations	Définitions
Poteaux(C)	P1	Point de départ
	DROI	Opération droite
	10	Nombre d'éléments
	P4	Point d'arrivé
Poutre (B)	P4	Point de départ
	DROI	Opération droite
	10	Nombre d'éléments
	P5	Point d'arrivé

IV.5.3. Modèle du comportement du matériau

Le code CASTEM permet de gérer des problèmes très variés (mécanique, fluide, thermique,...) il faut donc préciser avant tous calcul le modèle de comportement associé aux différentes géométries définies. Pour notre cas nous avons utilisé comme modèle de comportement le modèle tri linéaire et l'élément finis poutre Timoshenko.

Cas1 : bilinéaire

Les valeurs des moments et des courbures élastiques ainsi que plastiques sont représentés respectivement par (M_e, ϵ) et (M_y, γ) sont extraites à partir de la courbe suivante (Figure I.4) :

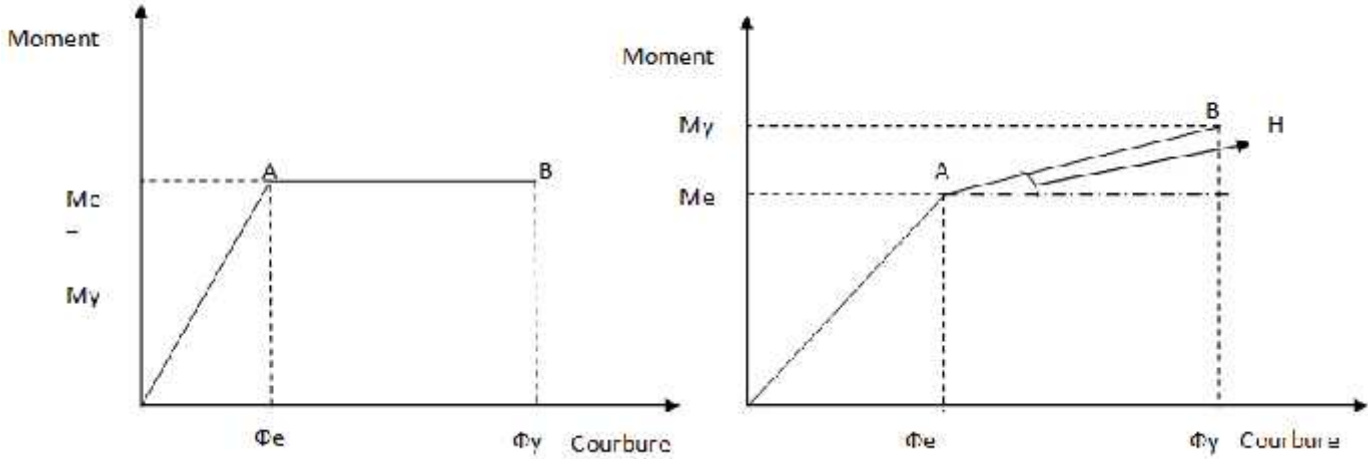


Figure IV.4. Loi moment- courbure bilinéaire sans écrouissage /avec écrouissage.

Cas2: tri linéaire

Les valeurs de A, B et C représentent respectivement les limites élastiques (M_e, ϵ) , plastiques (M_y, γ) et ultimes (M_u, u) , dont les valeurs sont extraites à partir du graphe suivant (Figure IV.5) :

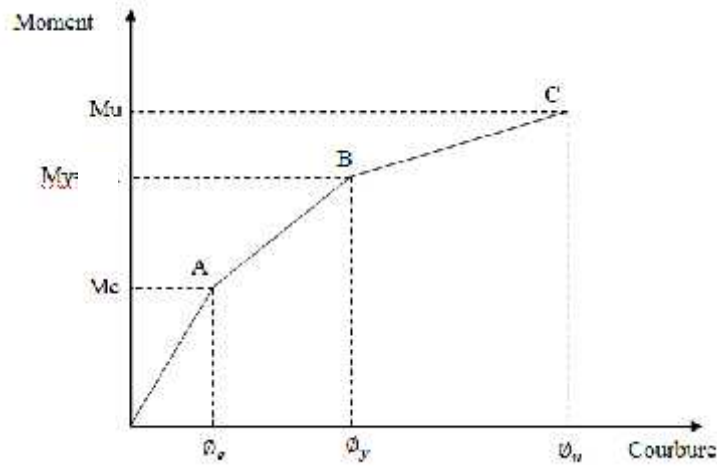


Figure IV.5. Loi moment-courbure simplifiée.

IV.6.Présentation des résultats moments-courbures (poteaux et poutres) sous RESPONSE-2000

IV.6.1.Poteaux

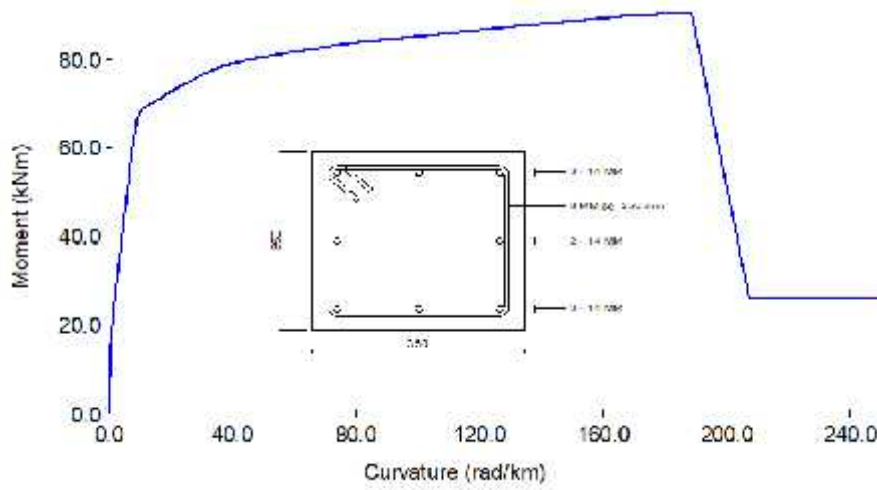


Figure IV.6. Loi moment courbure pour les poteaux

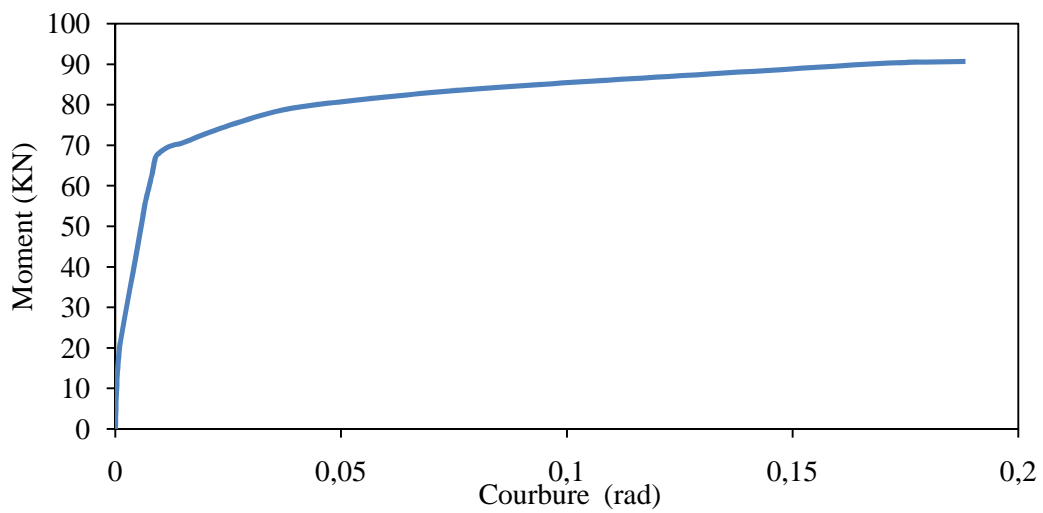


Figure IV.7. Loi moment courbure pour les poteaux simplifiée

Tableau IV.3 Valeur numériques des états limites

Segment	états	(rad)	Moment (KN)
O	0	0	0
A	ELASTIQUE	0.0043	41.592
B	PLASTIQUE	0.0122	78.475
C	ULTIME	0.1882	90.653

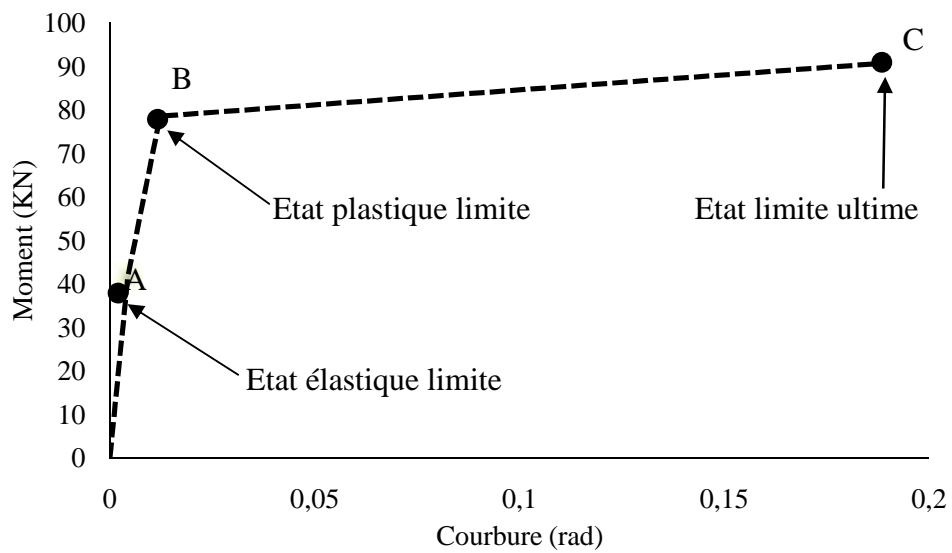


Figure IV.8. Représentation tri-linéaire de la loi moment courbure (poteaux)

IV.6.2.POUTRES

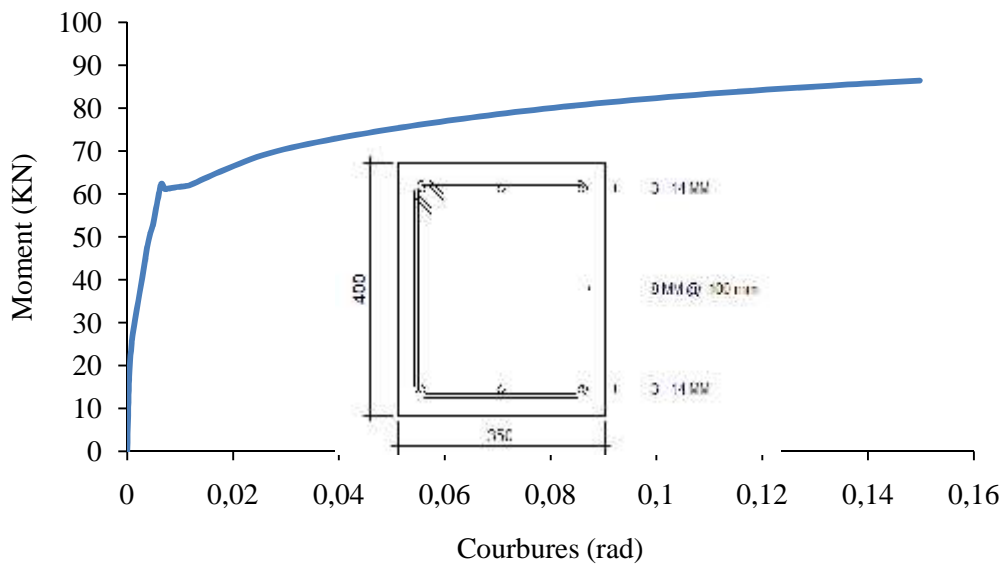


Figure IV.9. Loi moment courbure pour les poutres.

Tableau IV.4 Valeur numériques des états limites

Segment	Etats	(rad)	Moment (KN)
O	0	0	0
A	ELASTIQUE	0.00233	36.829
B	PLASTIQUE	0.01088	71.00346537
C	ULTIME	0.149775	86.451

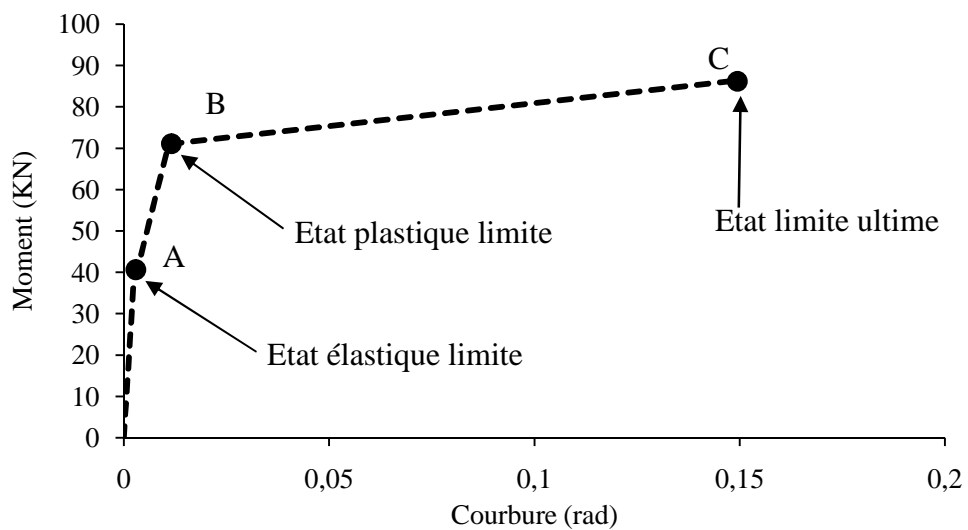


Figure IV.10. Représentation tri-linéaire de la loi moment courbure (poutres)

IV.7. Caractéristiques du matériau

Le modèle du comportement choisi nous indique alors les différentes caractéristiques physiques ou mécaniques à préciser par exemple pour un modèle MECANIQUE ELASTIQUE on devra fournir le module d'Young et le coefficient de Poisson du matériau, poids volumique,...

MAT2=MATE MOD2 YOUN (valeur) NU (valeur) RHO (valeur)

IV.7.1 Les conditions aux limites et chargements

La définition des conditions aux limites et les chargements imposés à l'élément étudié est essentielle à la résolution de tout problème éléments finis.

Par exemple pour un problème mécanique les conditions limites peuvent être des déplacements bloqués et les chargements sont des forces imposés (le poids propre, force ponctuelle,...).

IV.7.1.1 Résolution

L'ensemble des données étant définis on peut constituer le système et le résoudre.

IV.7.1.2 Post traitement

La résolution des problèmes mécanique donne le déplacement aux nœuds de la géométrie, il convient alors d'exploiter le déplacement pour déduire les autres résultats attendus (déformations, contraintes,...).

IV.8. Présentation des modèles étudiés

IV.8.1. Définition de la géométrie

Afin de mettre en évidence notre problème, nous allons étudier un portique en béton armé sujet de suppression d'un poteau intermédiaire sur la fille (3)

Le portique est constitué de 04 travées de 3.50m et 03 niveaux de 4.50m et 3.50m. (Voir la figure IV.11) ;

Pour les sections transversal de poteau et poutre, nous avons étudié un ferrailage préconisé par le RPA (section minimal), le détail des sections est sélectionné dans la figure IV.12.

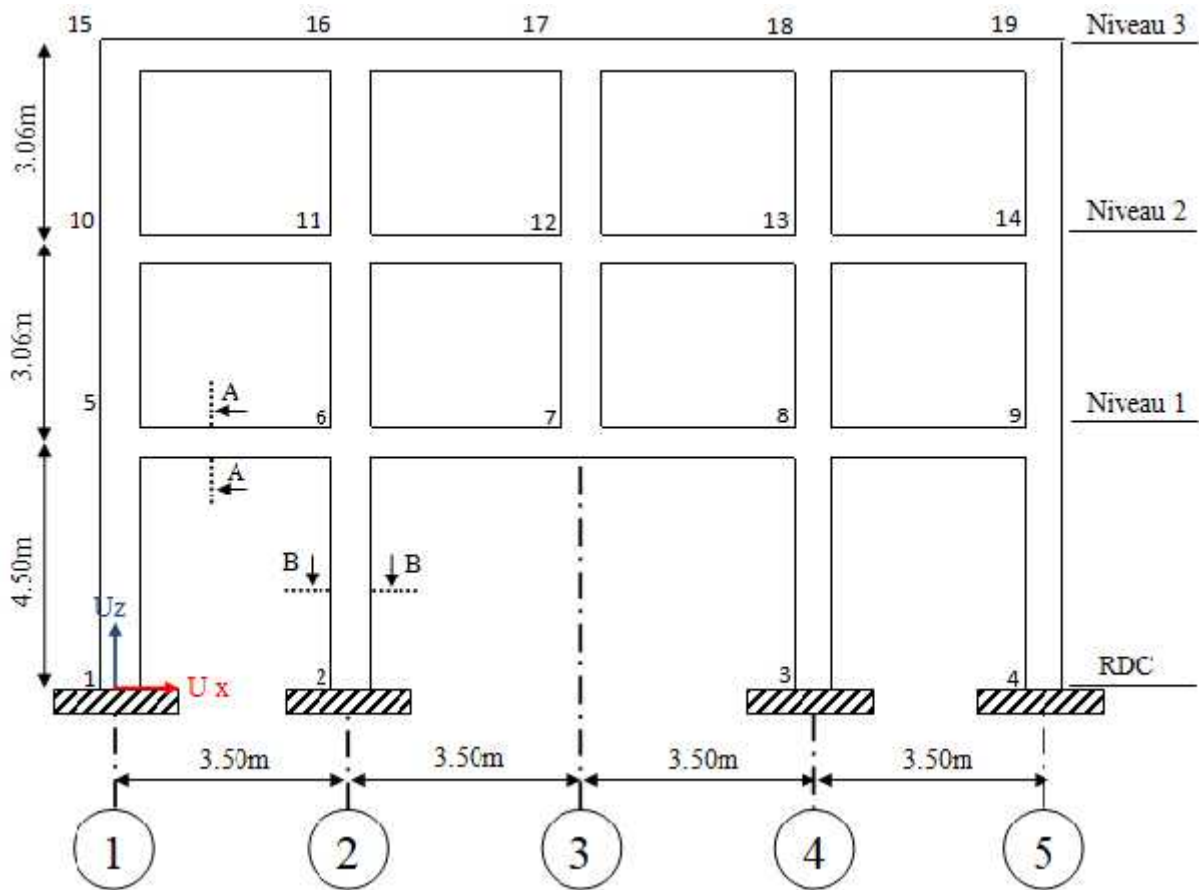


Figure IV.11. Représentation du portique simulé

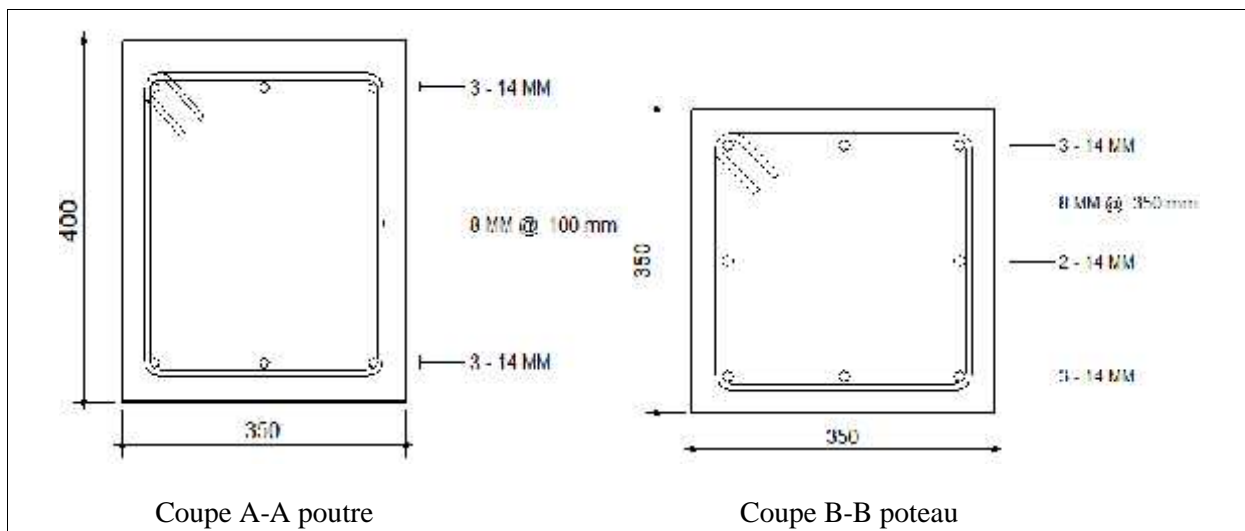


Figure IV.12. Section transversale et ferrailage des éléments

Chapitre V

Résultats et interprétations

V.1	Evolution des courbures dans les poutres centrales.....	52
V.2	Evolutions des courbures dans les poutres centrales.	53
V.3	Evolution des courbures en fonction des déplacements horizontaux et verticaux sous chargement vertical.	56
V.4	Evolution des courbures dans les poutres centrale (chargement horizontal).	67
V.5	Evolution des courbures dans les poutres centrale	67
V.6	Evolution des courbures en fonction du déplacement horizontal et vertical sous chargement horizontal	70

V.1 Evolution des courbures dans les poutres centrales.

Le portique est soumis à un chargement vertical imposé sur le nœud P17, on se focalise dans notre étude sur les nœuds situés dans les poutres centrales et l'influence du poteau supprimé sur le comportement des poutres (BA2, BA3, BB2, BB3, BC2, BC3)

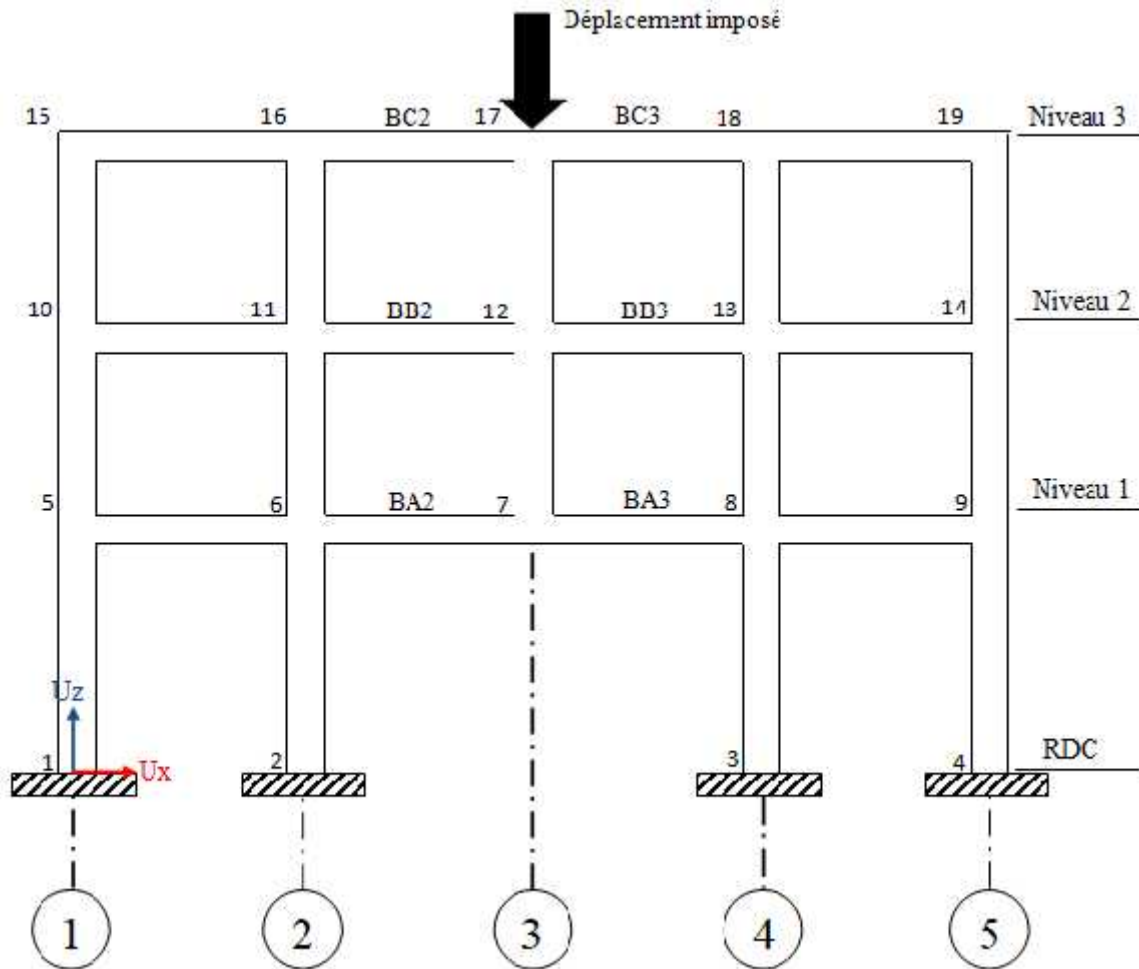


Figure V.1. Localisation des poutres centrales et les nœuds

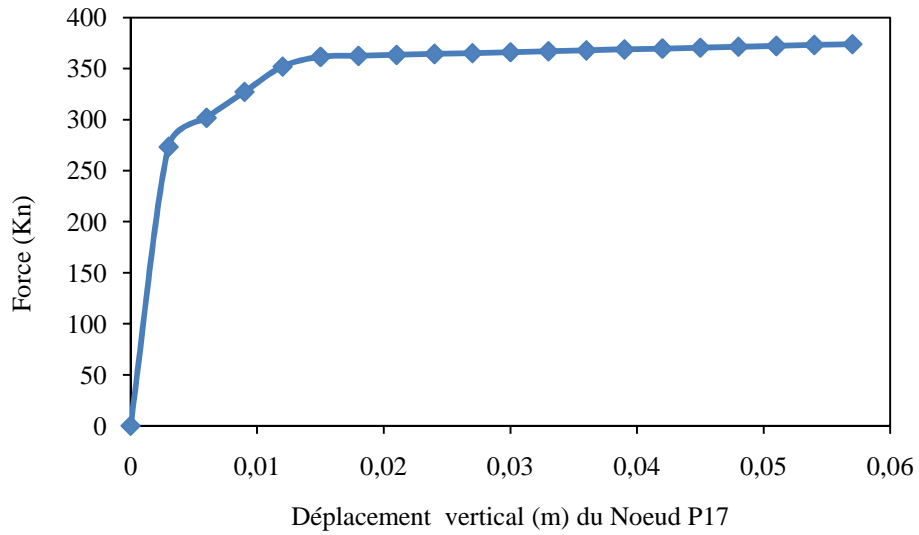


Figure V.2. Courbe force-déplacement

V.2 Evolutions des courbures dans les poutres centrales.

Après l’analyse sous CASTEM nous avons déduit les courbes Cy en radian sur le long des poutres centrales après la suppression de poteau file 3 et niveau RDC (Figure V.1).

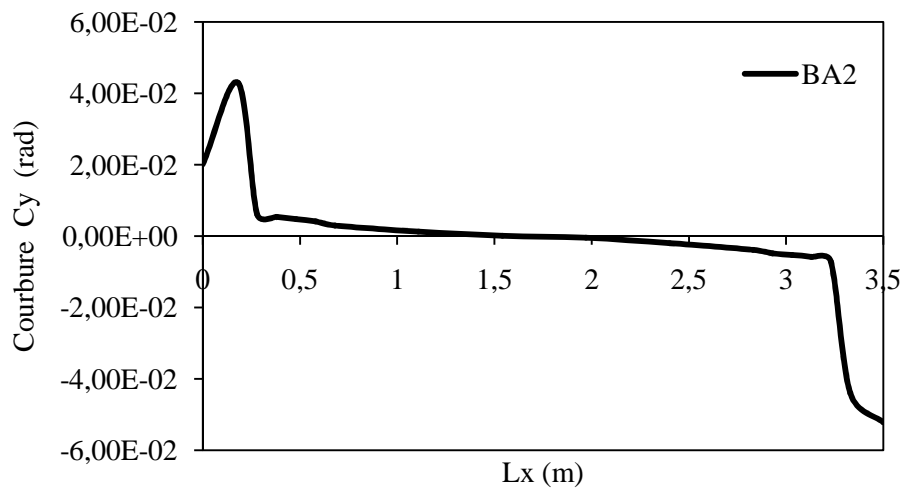


Figure V.3. Evolution de la courbure le long de la poutre BA2

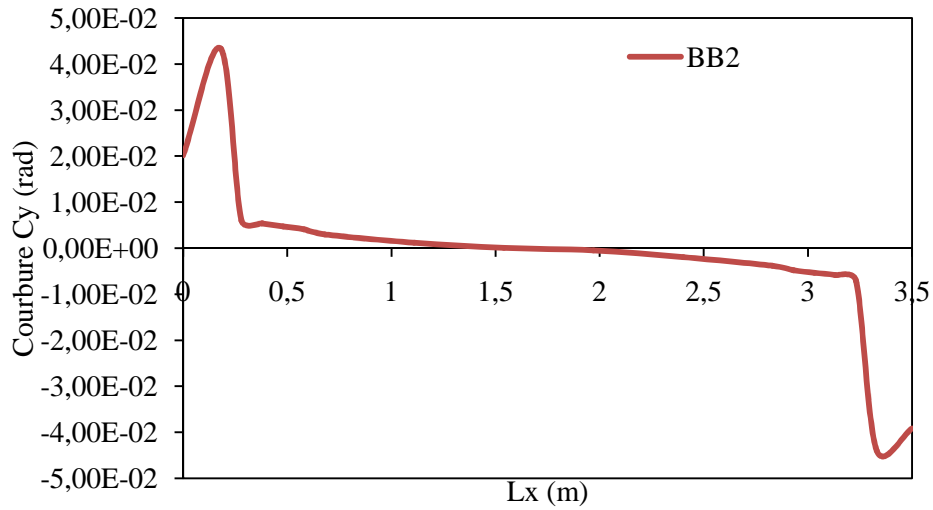


Figure V.4. Evolution de la courbure le long de la poutre BB2

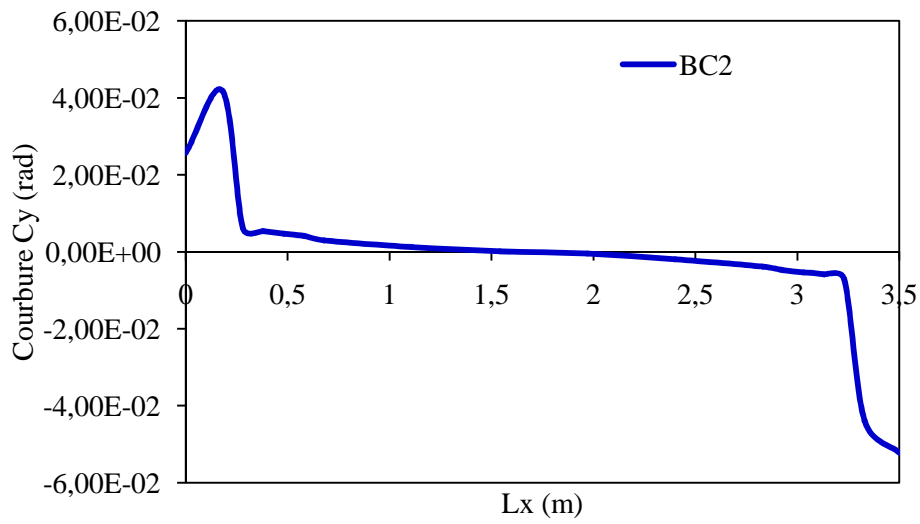


Figure V.5. Evolution de la courbure le long de la poutre BC2

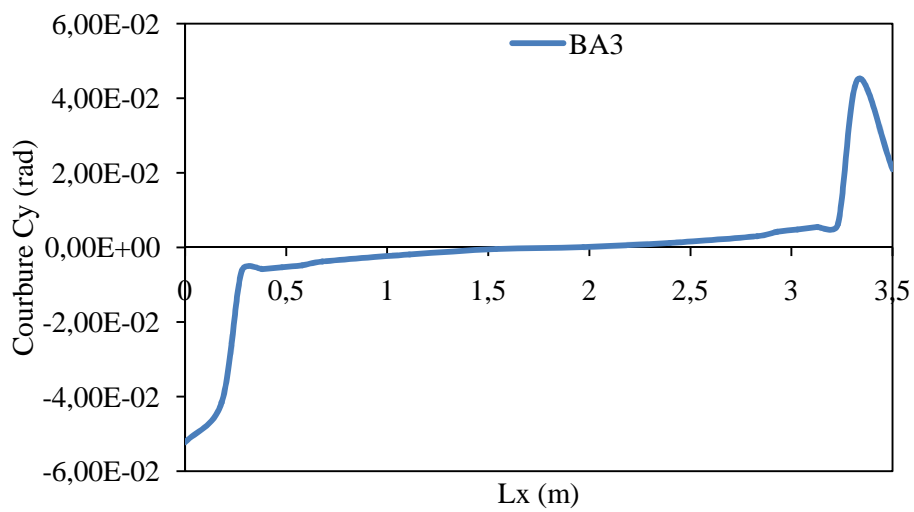


Figure V.6. Evolution de la courbure le long de la poutre BA3

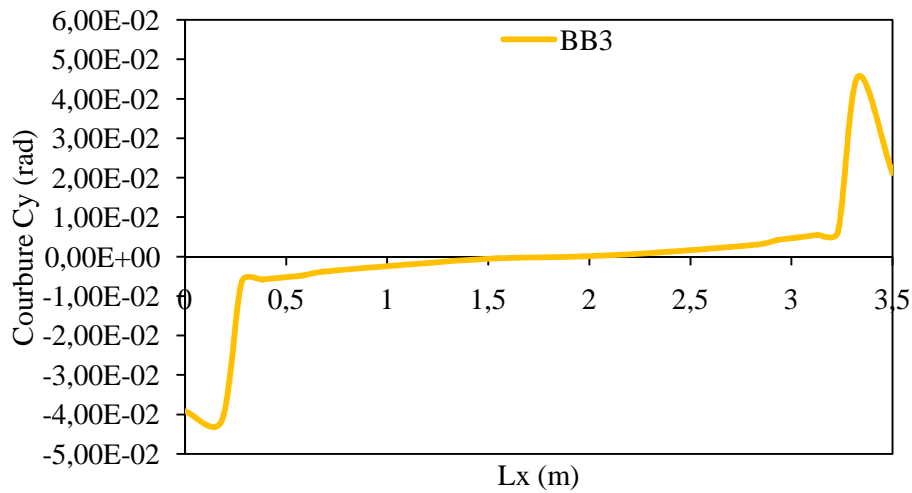


Figure V.7. Evolution de la courbure le long de la poutre BB3

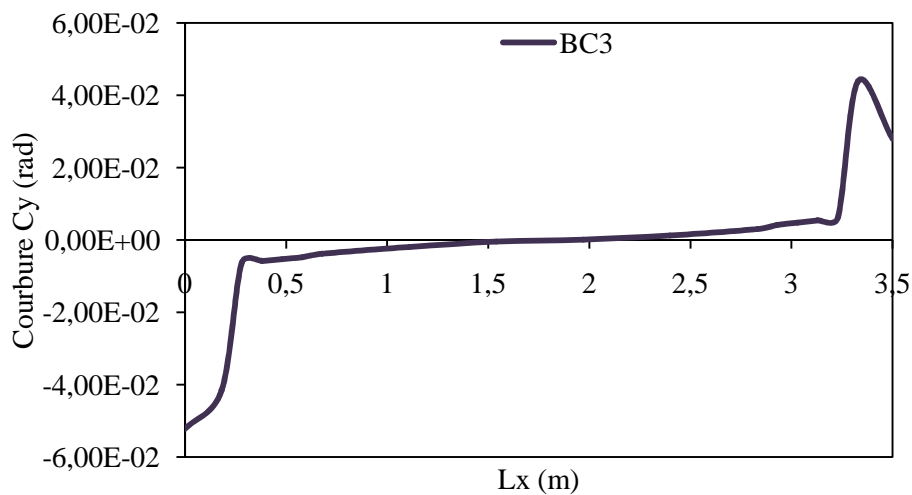


Figure V.8. évolution de la courbure le long de la poutre BC3

Les figures V.3 à V.8 représentent l'évolution des courbures le long des poutres centrales voisine du poteau central sur la file 3 (figure V.1), où on constate la concentration des valeurs maximales au voisinage des extrémités des poutres, ce qui favorise la formation des rotules plastique.

V.3 Evolution des courbures en fonction des déplacements horizontaux et verticaux sous chargement vertical.

Habituellement, sous l'effet des charges gravitaires et si le portique est intact c'est-à-dire avant la suppression du poteau au niveau du rez-de-chaussée, il n'aura pas la formulation de rotule plastique sous les charges gravitaires, mais après la suppression du poteau central sur la file 3 comme indique sur la figure V.9, les courbures maximales se localisent aux extrémités des poutres.

Afin de confirmer les résultats précédents, nous allons tracer la variation des déplacements verticaux et horizontaux en fonction des courbures aux joints des poutres et poteau, (jonction poteau-poutre), où nous nous intéressons aux mêmes poutres centrales. (Figure V.9)

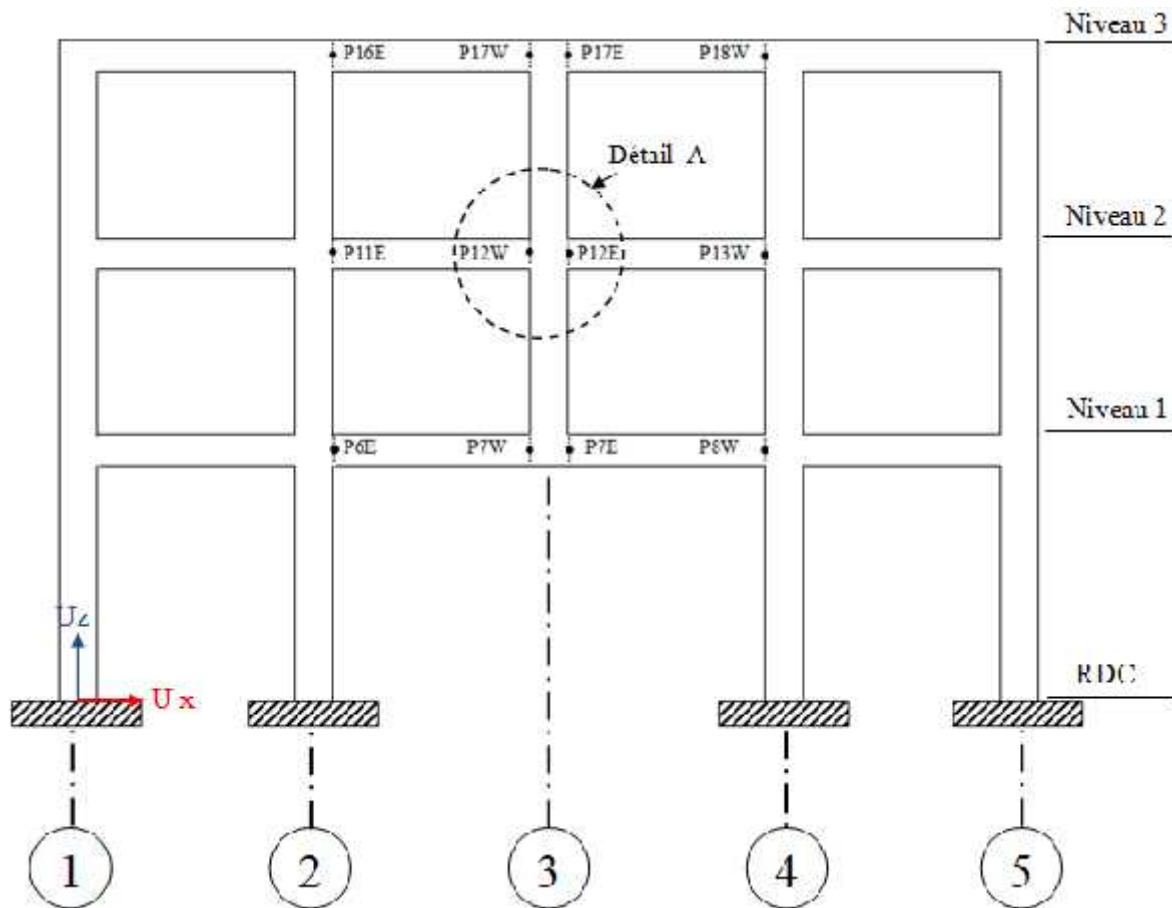


Figure V.9. Localisation des nœuds sur les poutres intermédiaire de la structure

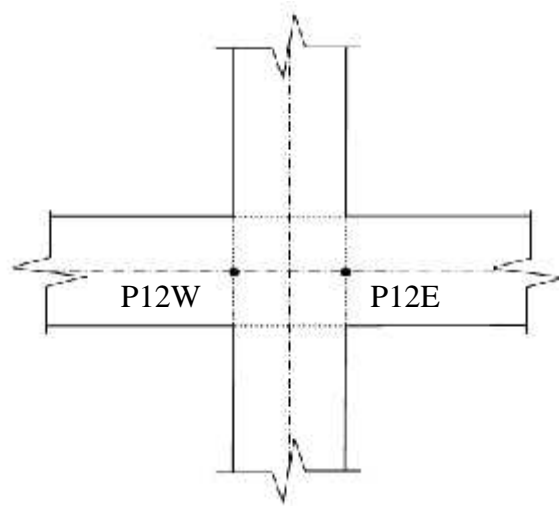


Figure V.10. Détail (A) file 3 et niveau 2

Les figures V.11 à V.20 représentent la variation des courbures en fonction des déplacements verticaux et horizontaux des nœuds des extrémités des poutres centrales.

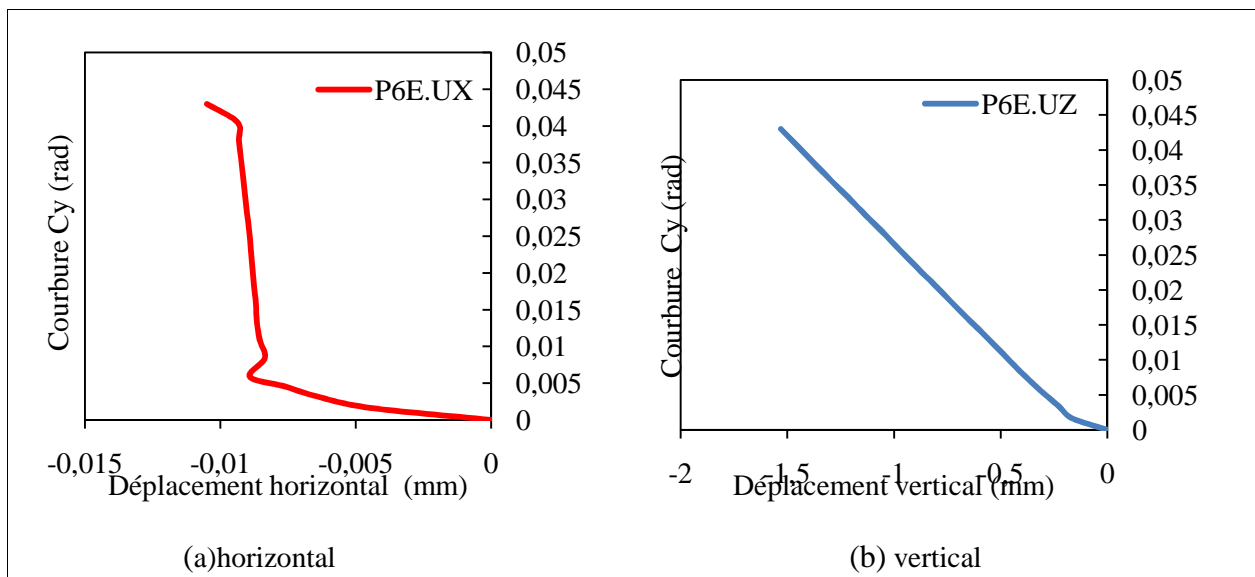


Figure V.11. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P6E)

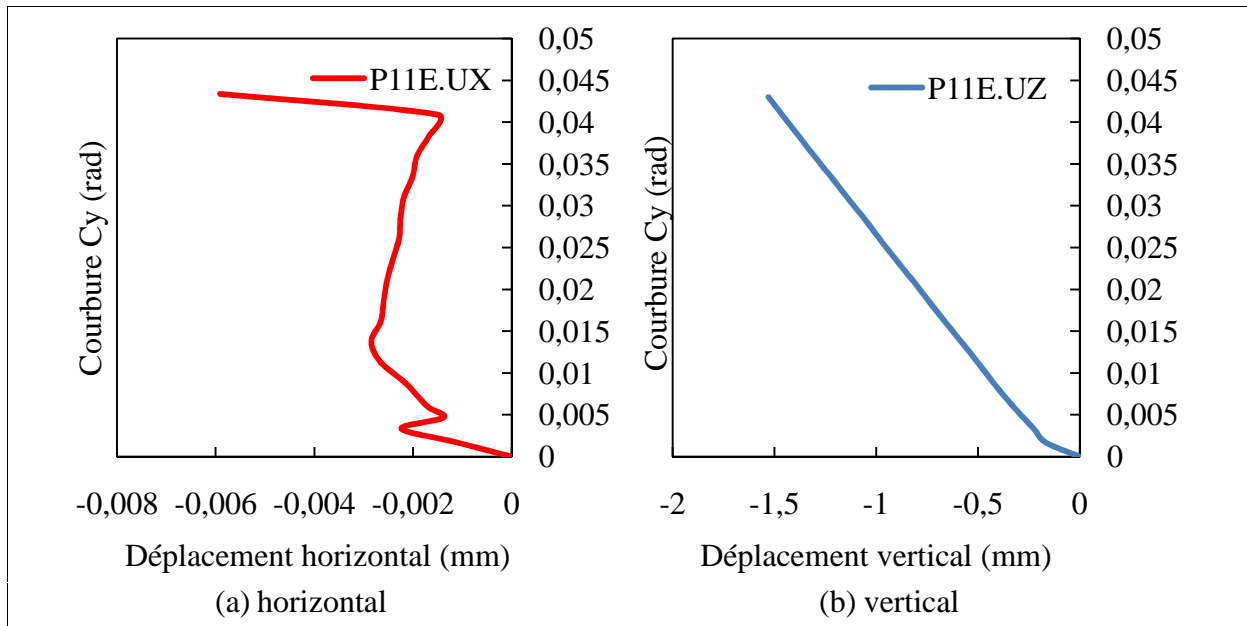


Figure V.12. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P11E)

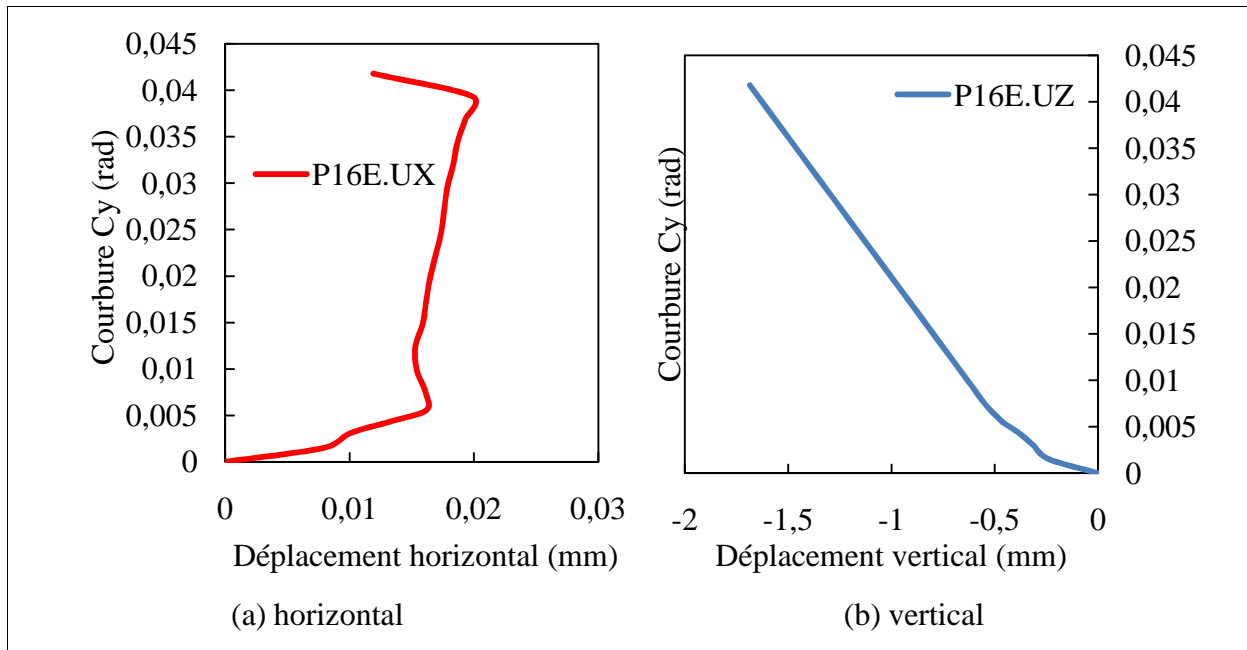


Figure V.13. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P16E)

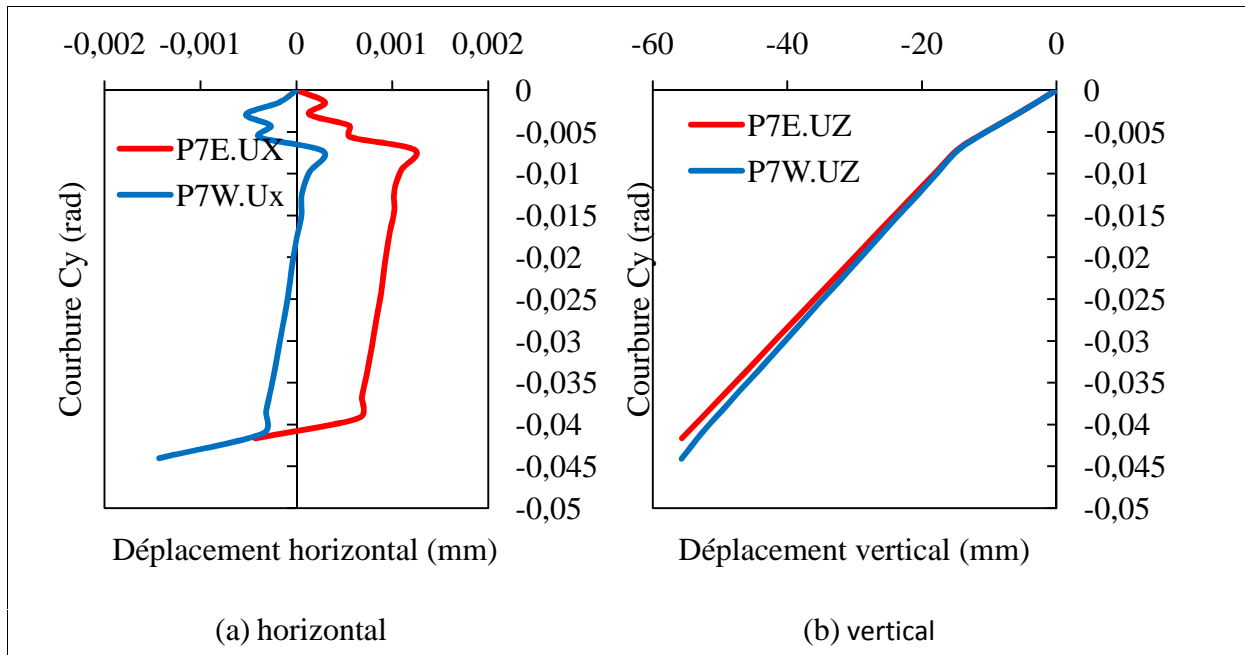


Figure V.14. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P7E et P7W)

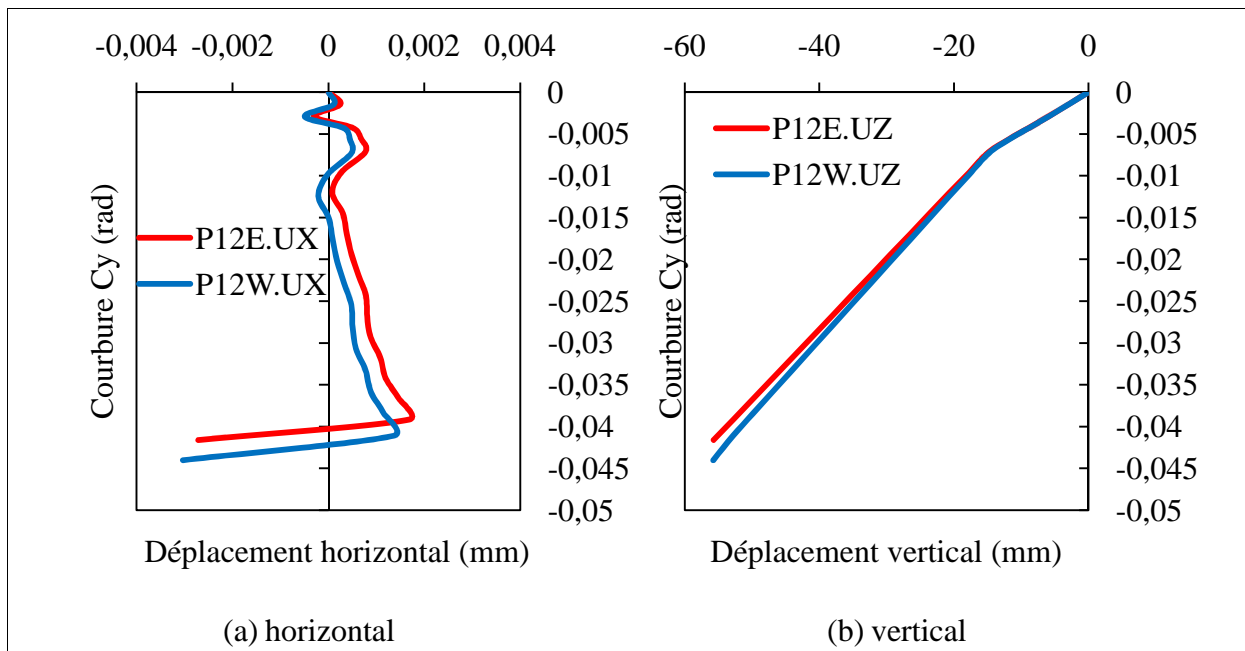


Figure V.15. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P12E et P12W)

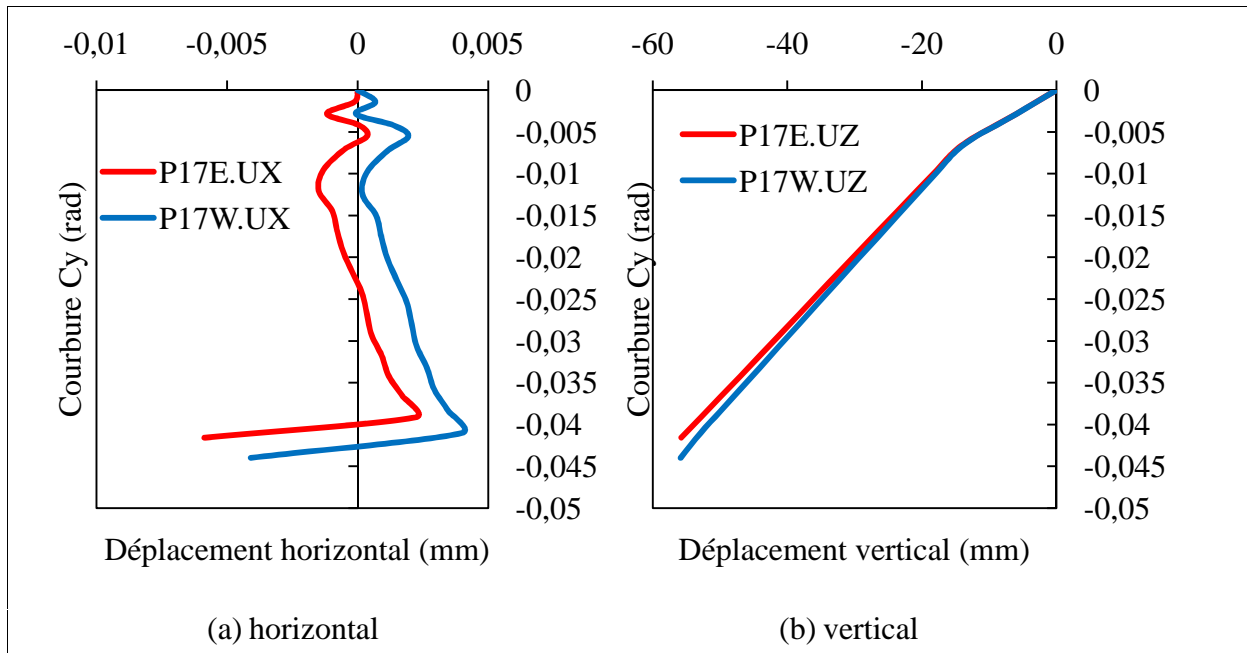


Figure V.16. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P17E et P17W)

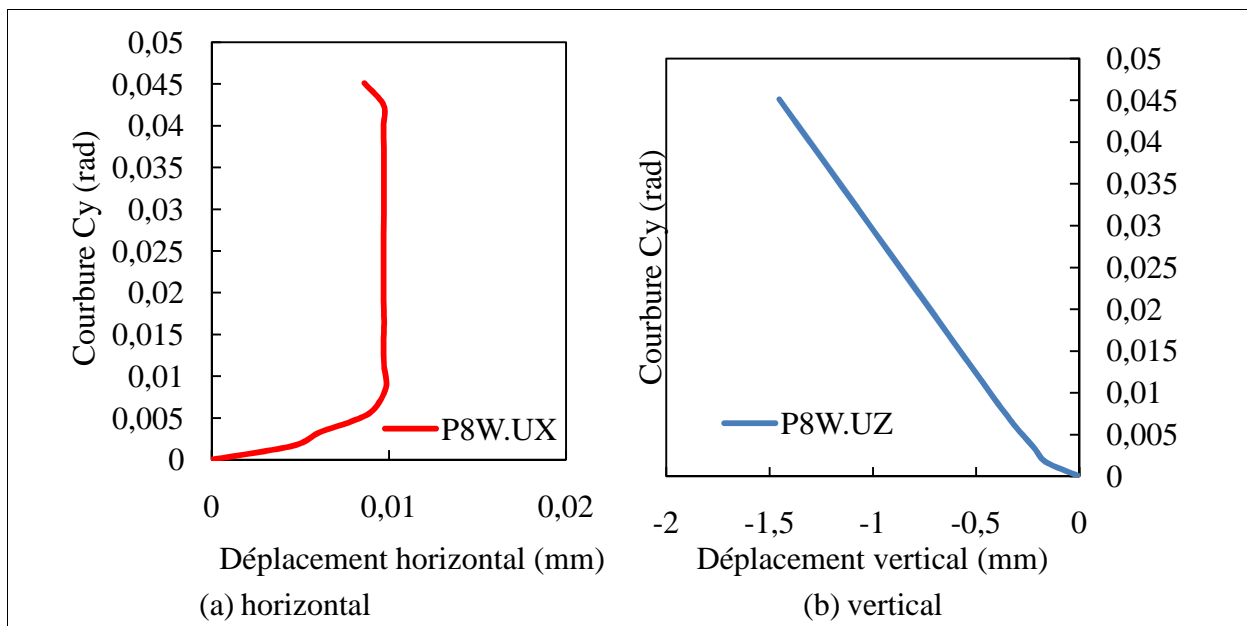


Figure V.17. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P8W)

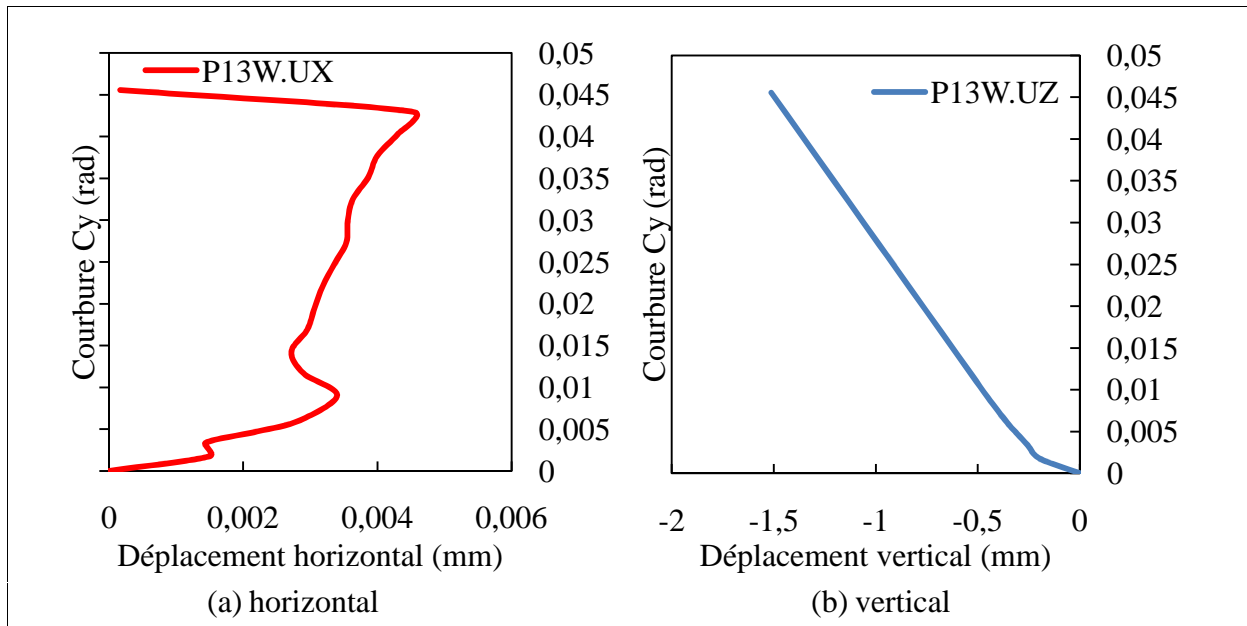


Figure V.18. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P13W)

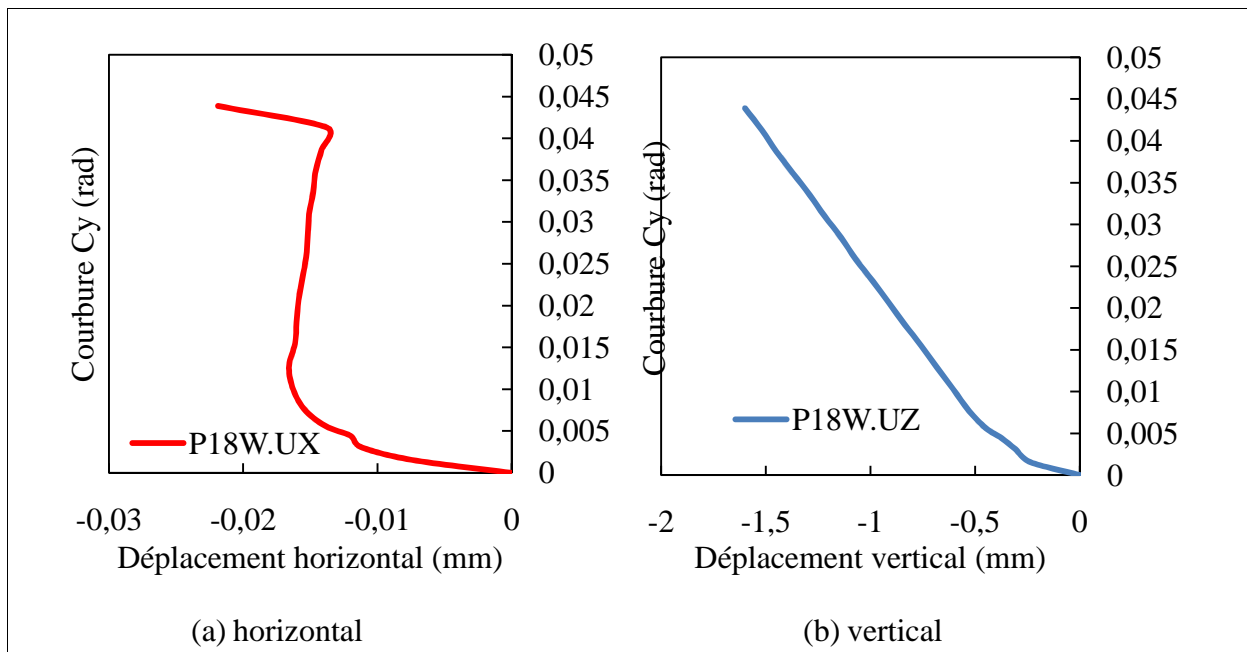


Figure V.19. Evolution des courbures en fonction des déplacements (Nœud P18W)

D'après les figures (V.11 à V.19) le béton commence à craquer, on constate la reprise des efforts après fissuration du béton par les aciers, et les sections au voisinage des points voir la figure 8, ont cédé à l'effort appliqué, ou les déplacements maximums horizontaux et verticaux atteignent les valeurs maximales pour une courbure maximale qui favorise la naissance des rotules plastique.

Le tableau V.1 ci-dessous représente les valeurs numériques qui correspondent aux maximums des déplacements et le maximum des courbures.

Tableau V.1. Valeurs numériques maximales des déplacements et des courbures

Points	Déplacement horizontal (Ux) Max (mm)	Déplacement vertical (Uz) Max (mm)	Courbure maximal (rad)
P6E	-9.37	-1.53	4.30
P11E	-5.91	-1.53	4.34
P16E	19.89	-1.69	4.18
P7E	1.23	-55.65	-4.16
P12E	1.67	-55.68	-4.16
P17E	-5.87	-55.77	-4.16
P7W	-1.43	-55.7	-4.41
P12W	1.36	-55.77	-4.40
P17W	3.98	-55.84	-4.40
P8W	9.83	-1.45	4.51
P13W	4.54	-1.51	4.56
P18W	-21.85	-1.60	4.39

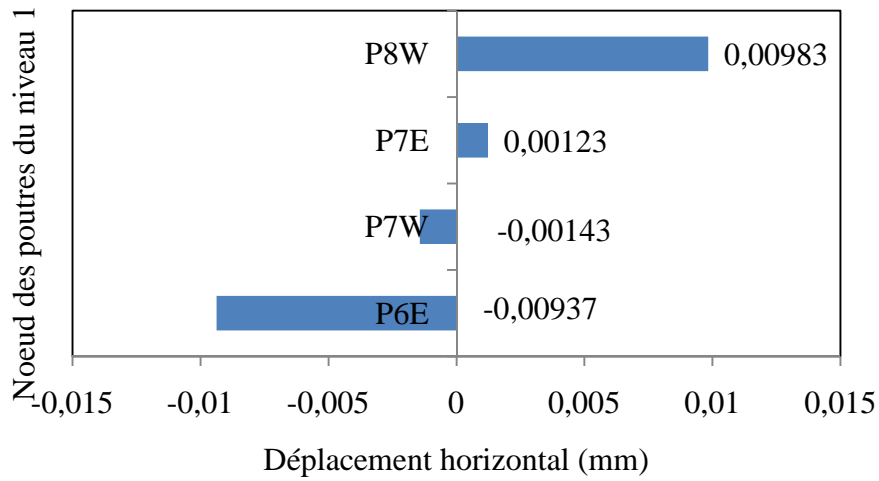


Figure V.20. Maximum Des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 1

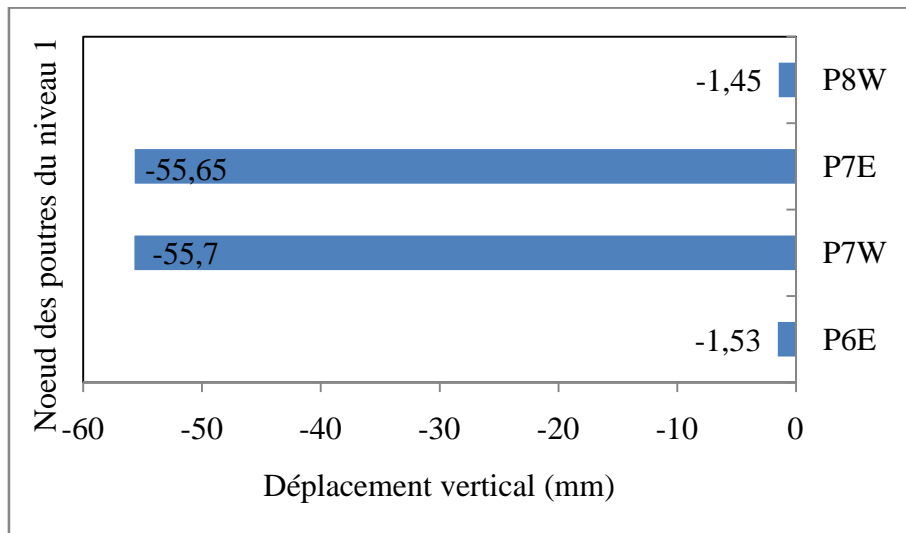


Figure V.21. Maximum Des déplacements verticaux aux nœuds des poutres du niveau 1

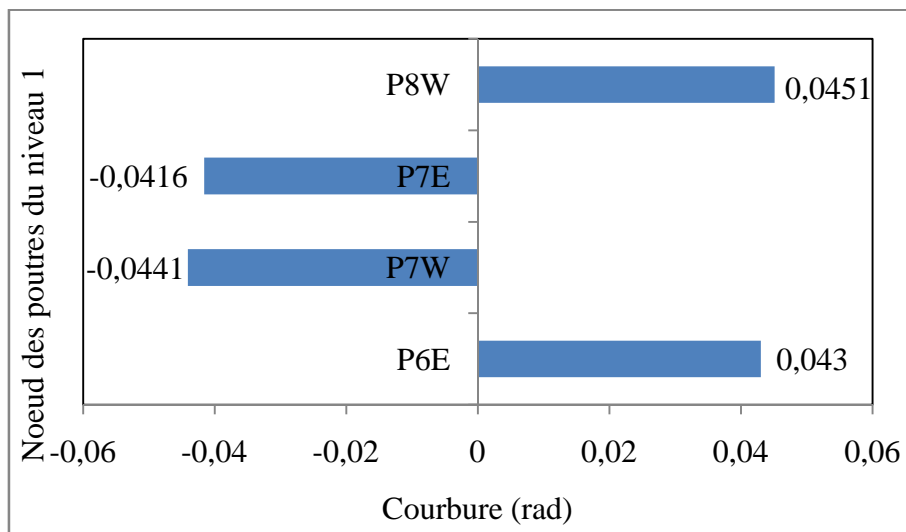


Figure V.22. Maximum Des déplacements courbures aux nœuds des poutres du niveau 1

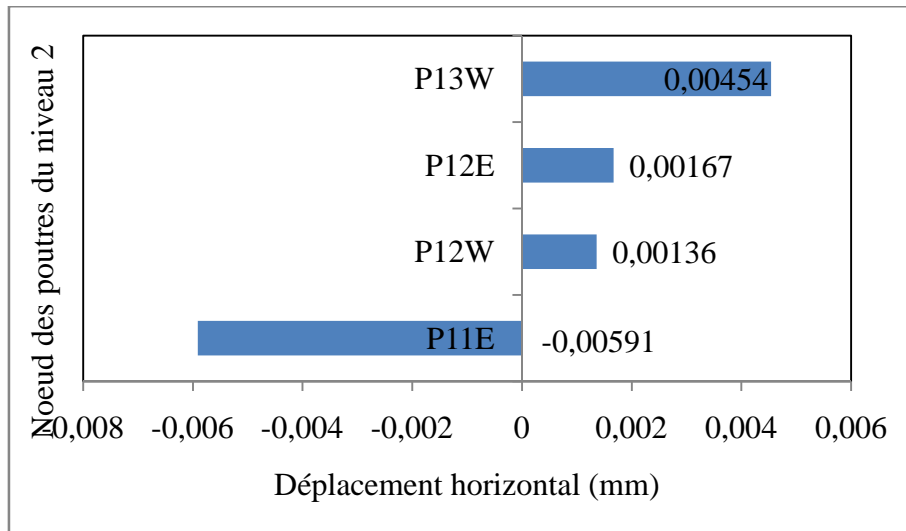


Figure V.23. Maximum Des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 2

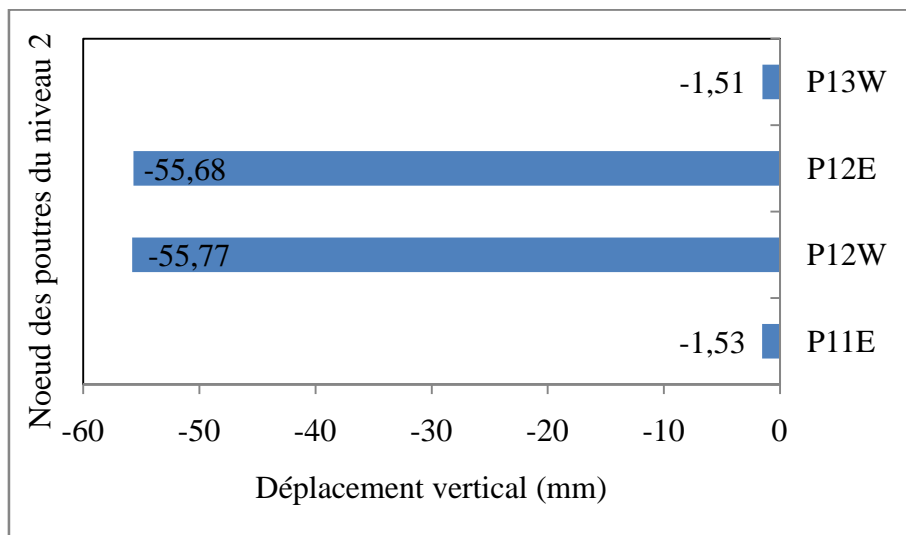


Figure V.24. Maximum Des déplacements verticaux aux nœuds des poutres du niveau 2

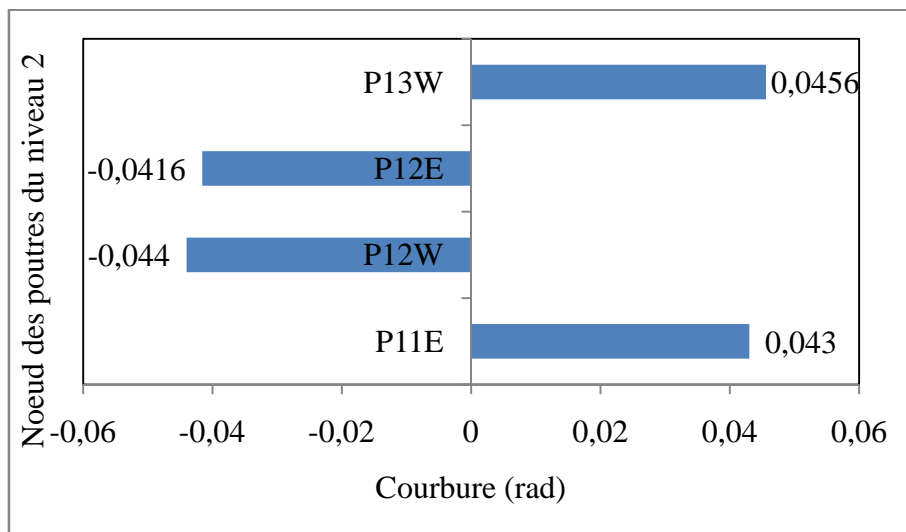


Figure V.25. Maximum Des déplacements courbures aux nœuds des poutres du niveau 2

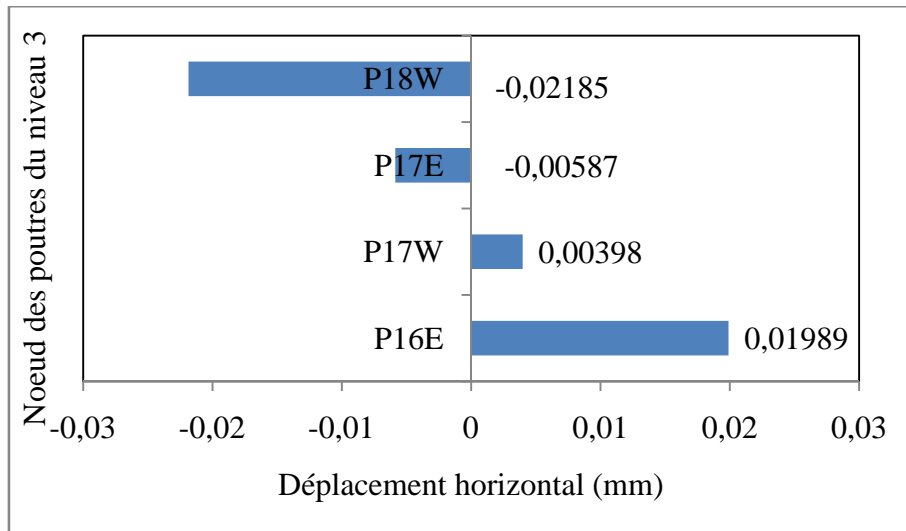


Figure V.26. Maximum Des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 3

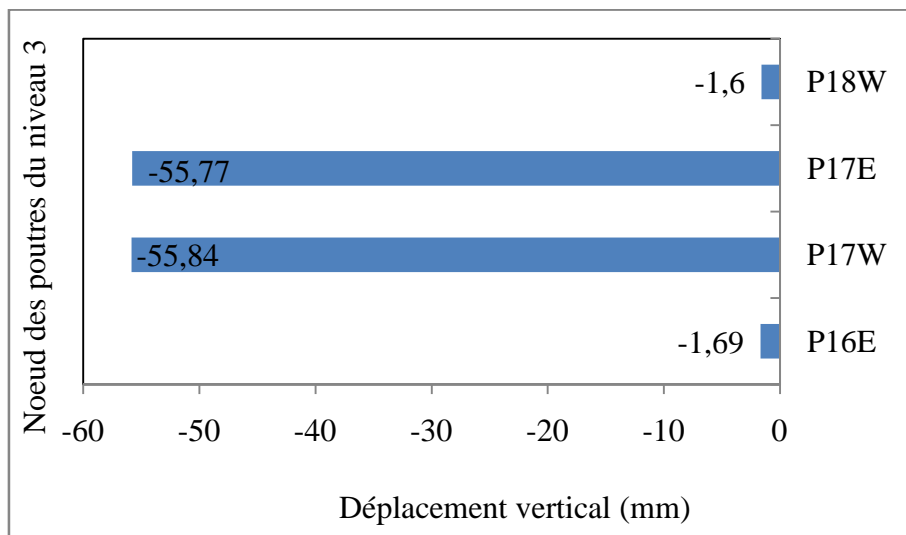


Figure V.27. Maximum Des déplacements verticaux aux nœuds des poutres du niveau 3

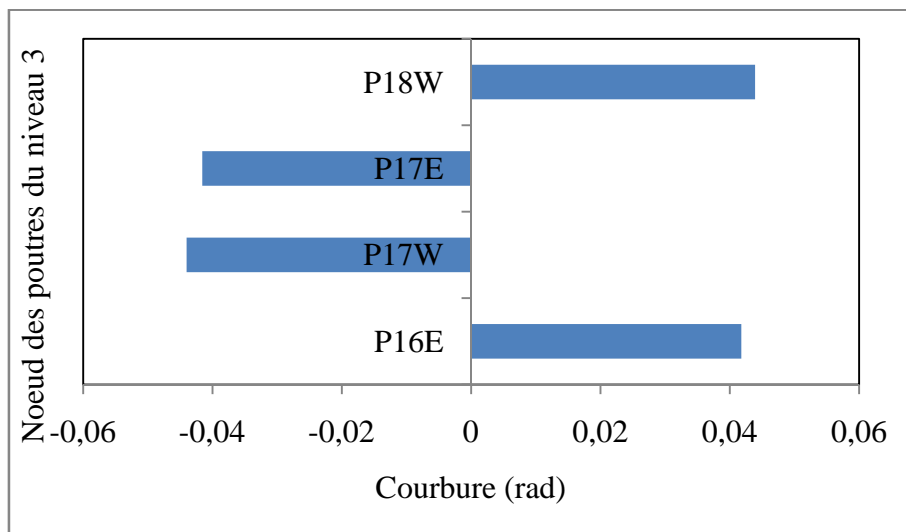


Figure V.28. Maximum Des déplacements courbures aux nœuds des poutres du niveau 3

Les figures V.20 jusqu'à V.28 représentent les déplacements verticaux et horizontaux sous le chargement vertical, nous remarquons que le déplacement vertical des trois niveaux de la structure est important par rapport au déplacement horizontal, on explique ça par la charge imposée sur la structure verticalement qui transmet les charges à tous les niveaux.

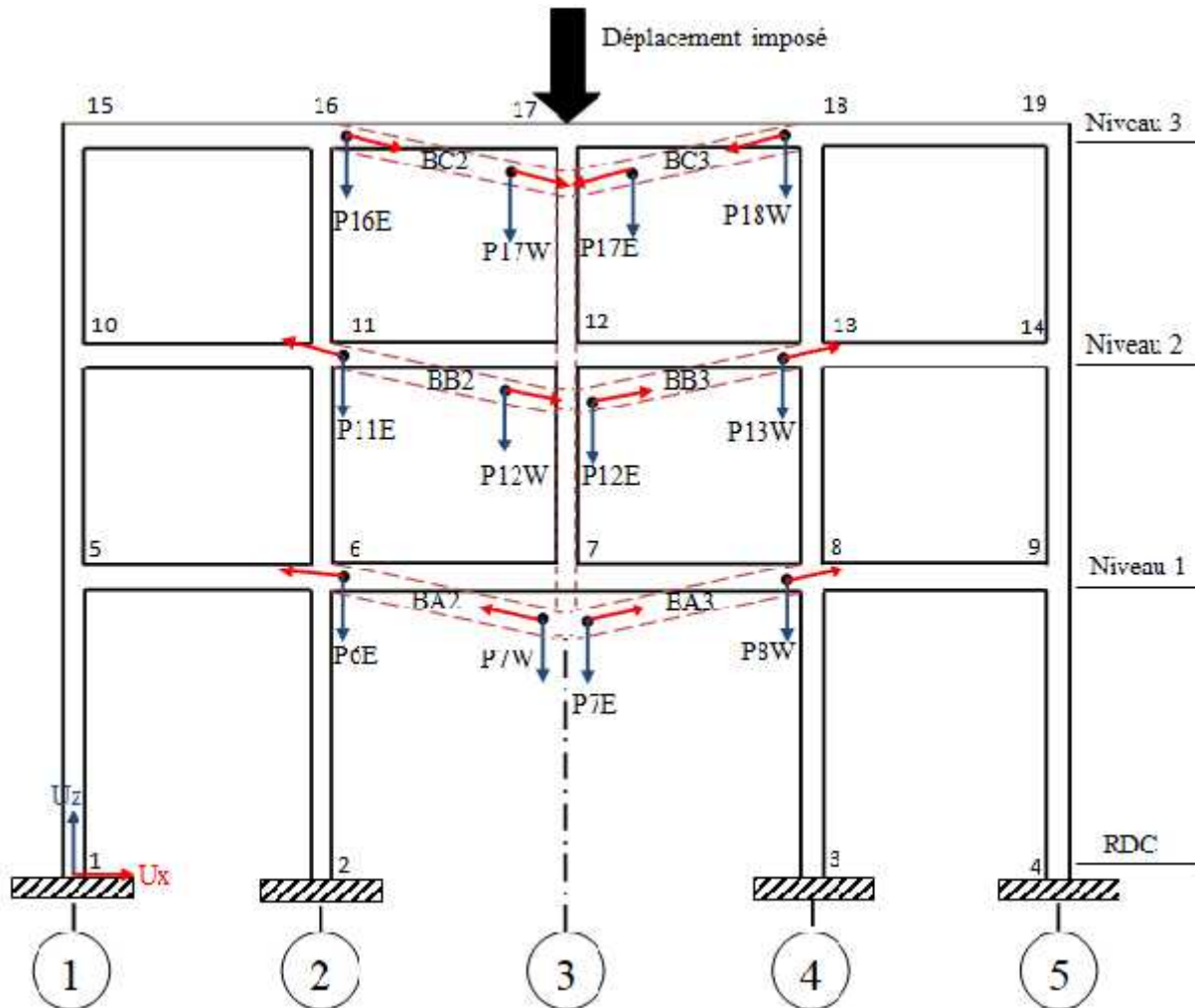


Figure V.29. déformation des poutres centrales sous chargement vertical

Selon la figure V.29, la structure avec un poteau supprimé sur la file 03 est influencée sous chargement vertical sur le point P17.

Après le calcul sous la flexion (calcul ordinaire) sous CASTEM, les poutres (BA2, BA3, BB3, BC2, BC3) vont subir des efforts de compression selon l'axe U_x et des cisaillements selon l'axe U_z .

et pour la poutre (BB2) va subir des efforts de traction selon l'axe U_x et de cisaillement selon l'axe U_z . Additions dues à la suppression du poteau de milieu file 3 (voir la figure V.29).

V.4 Evolution des courbures dans les poutres centrale (chargement horizontal).

Le portique est soumis à un chargement horizontal triangulaire on peut aussi dire chargement sismique impose sur les nœuds P15, P10, P5, comme indique sur la figure. On se focalise dans notre étude sur les nœuds situés dans les poutres centrales et l'influence du poteau supprimé sur le comportement des poutres (BA2, BA3, BB2, BB3, BC2, BC3) avec ce chargement triangulaire .voire la figure V.31

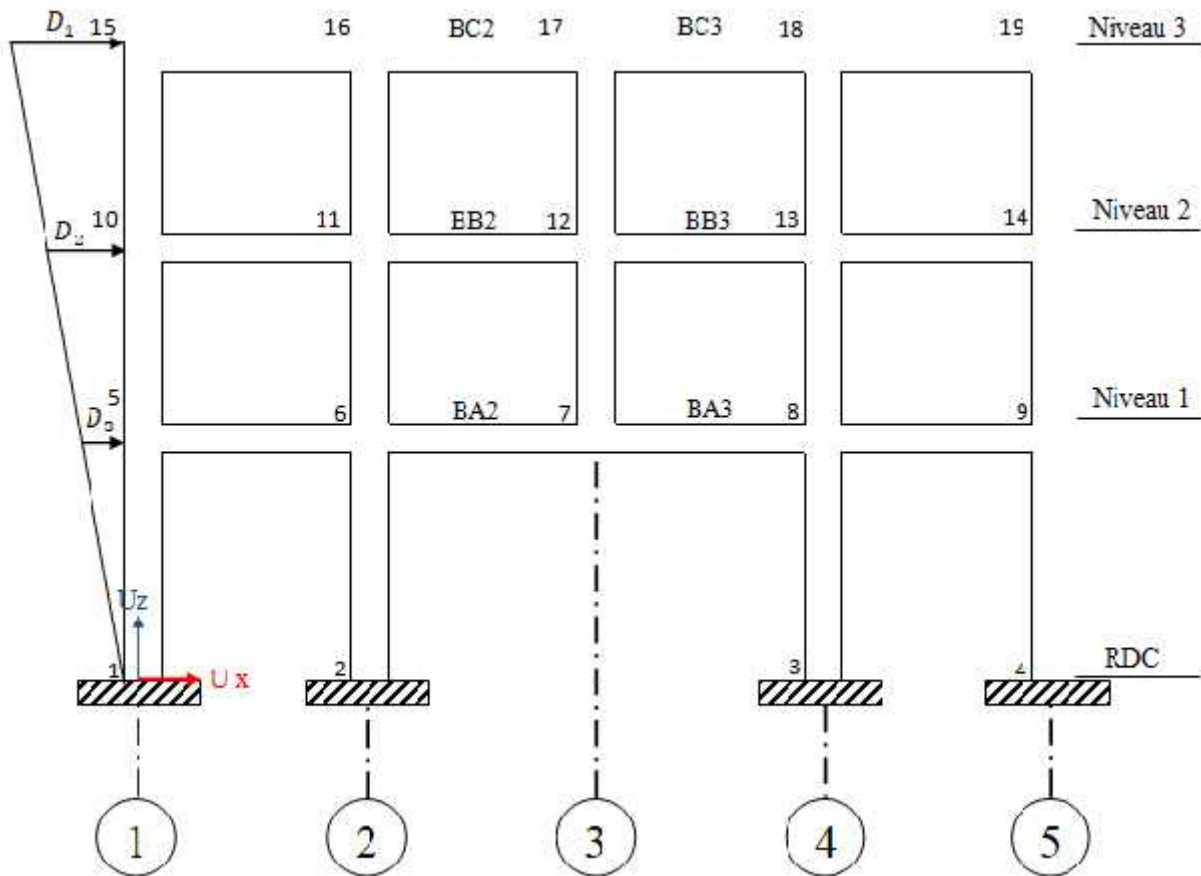


Figure V.30. Localisation des poutres dans le portique étudié

V.5 Evolution des courbures dans les poutres centrale

Après l'étude de problème sous CASTEM on arrive à déduire les résultats des courbures développées dans les des poutres centrales :

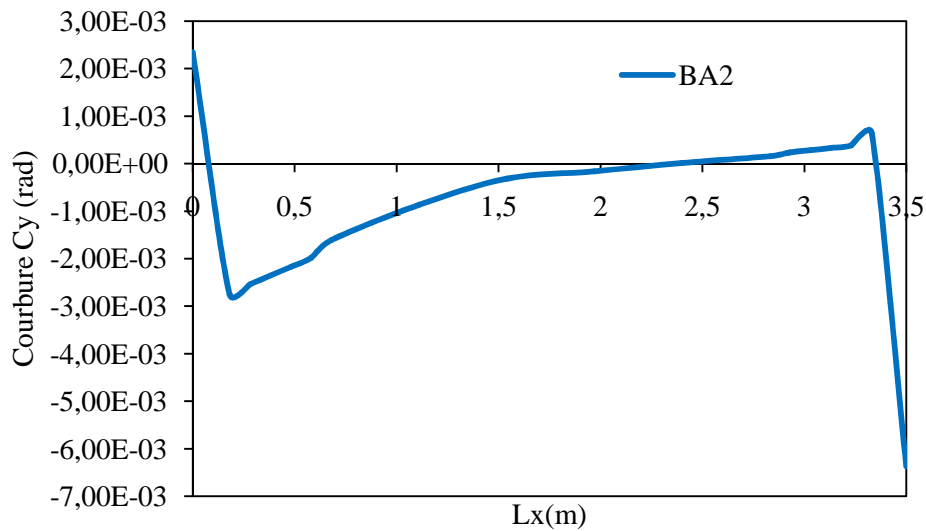


Figure V.31. Evolution de la courbure le long de la poutre BA2

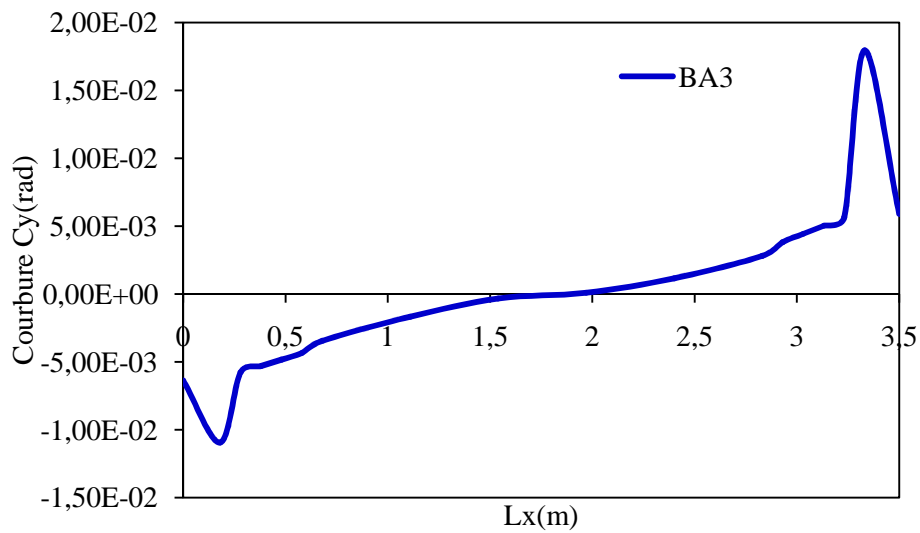


Figure V.32. Evolution de la courbure le long de la poutre BA3

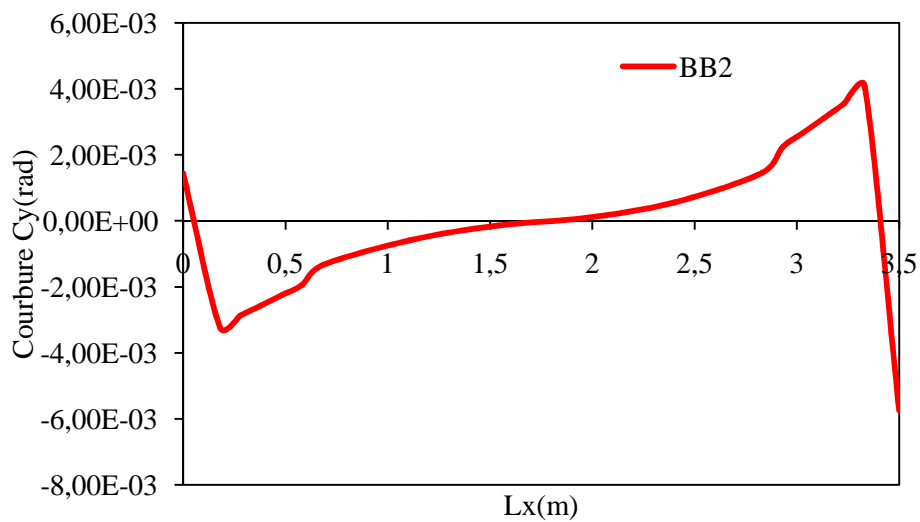


Figure V.33. Evolution de la courbure le long de la poutre BB2

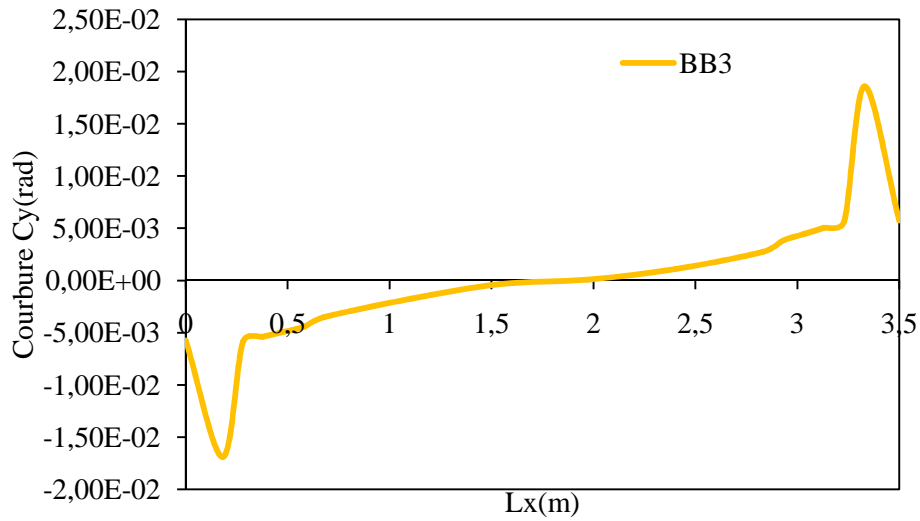


Figure V.34. Evolution de la courbure le long de la poutre BB3

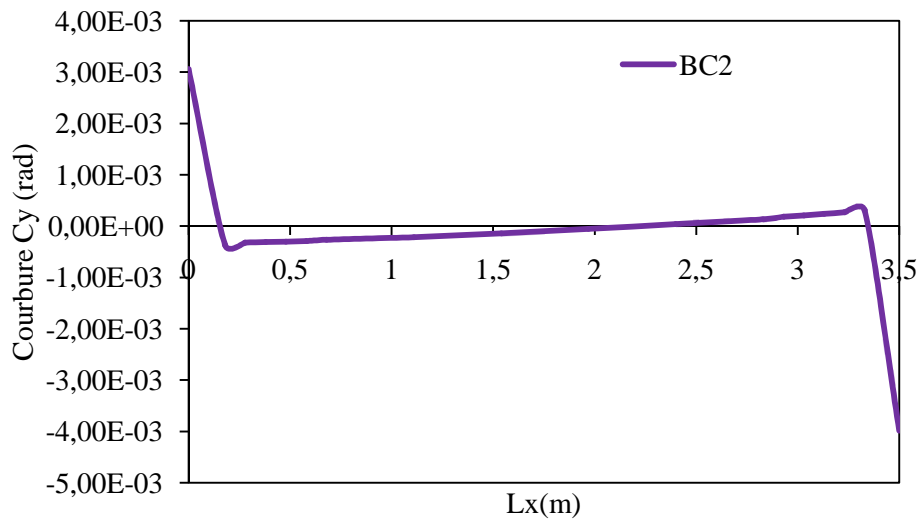


Figure V.35. Evolution de la courbure le long de la poutre BC2

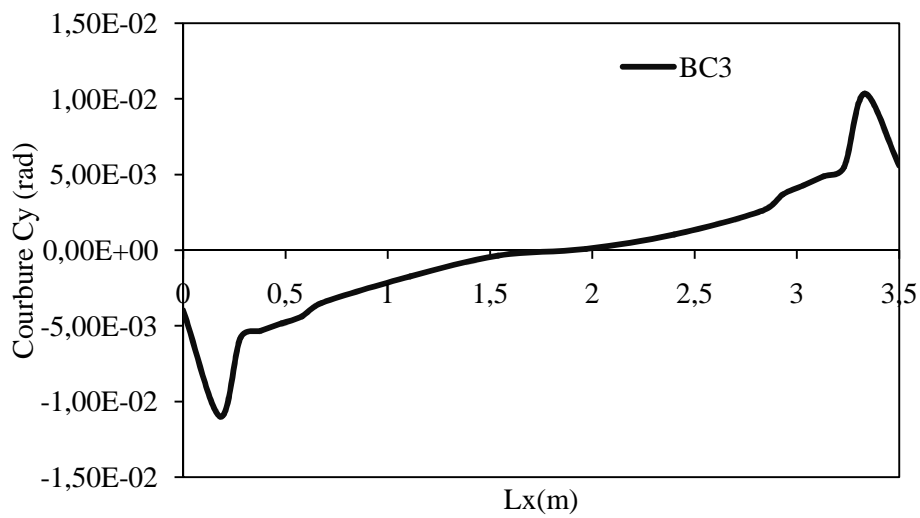


Figure V.36. Evolution de la courbure le long de la poutre BC3

Les figures 31 à 36 représentent (l'évaluation des courbures le long des centrales voisines du poteau central file 3 comme indiqué sur la figure 31 ; sous chargement horizontal, on constate les concentrations des valeurs maximales au voisinage des extrémités de ces poutres, ce qui favorise la formation des rotules plastique.

V.6 Evolution des courbures en fonction du déplacement horizontal et vertical sous chargement horizontal

Dans cette présente étude les figures 38 à 46 représentent les variations des courbures en fonction des déplacements verticaux et horizontaux des nœuds des extrémités des poutres centrales.

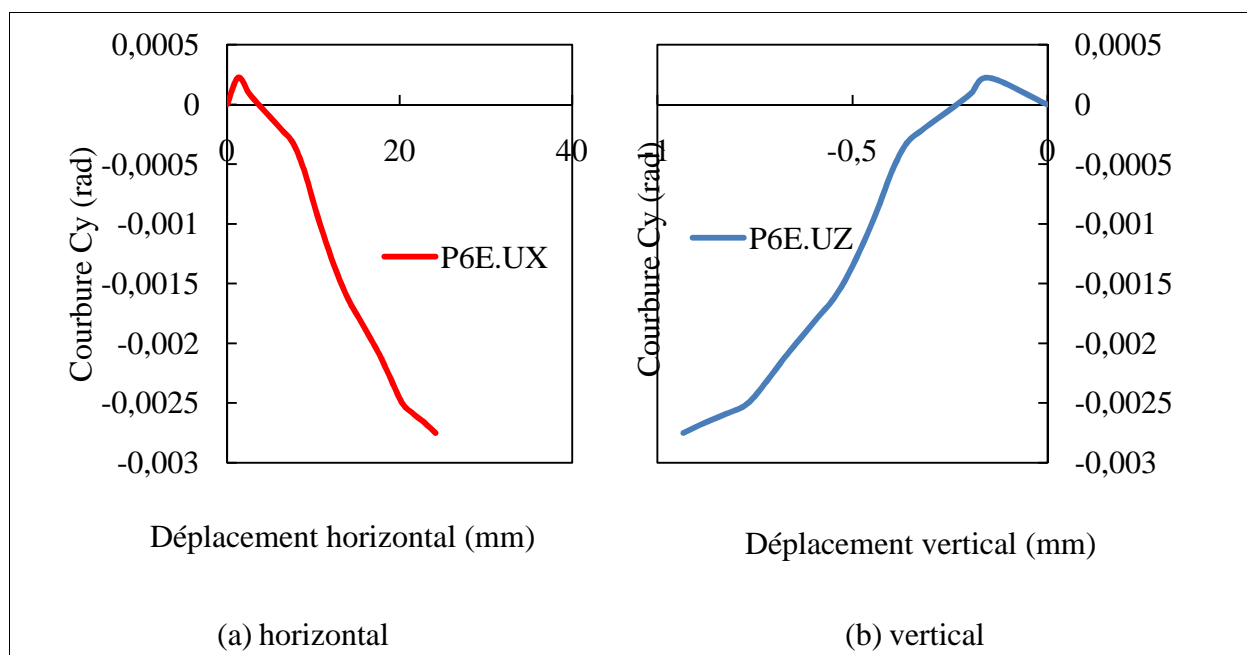


Figure V.37. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P6E)

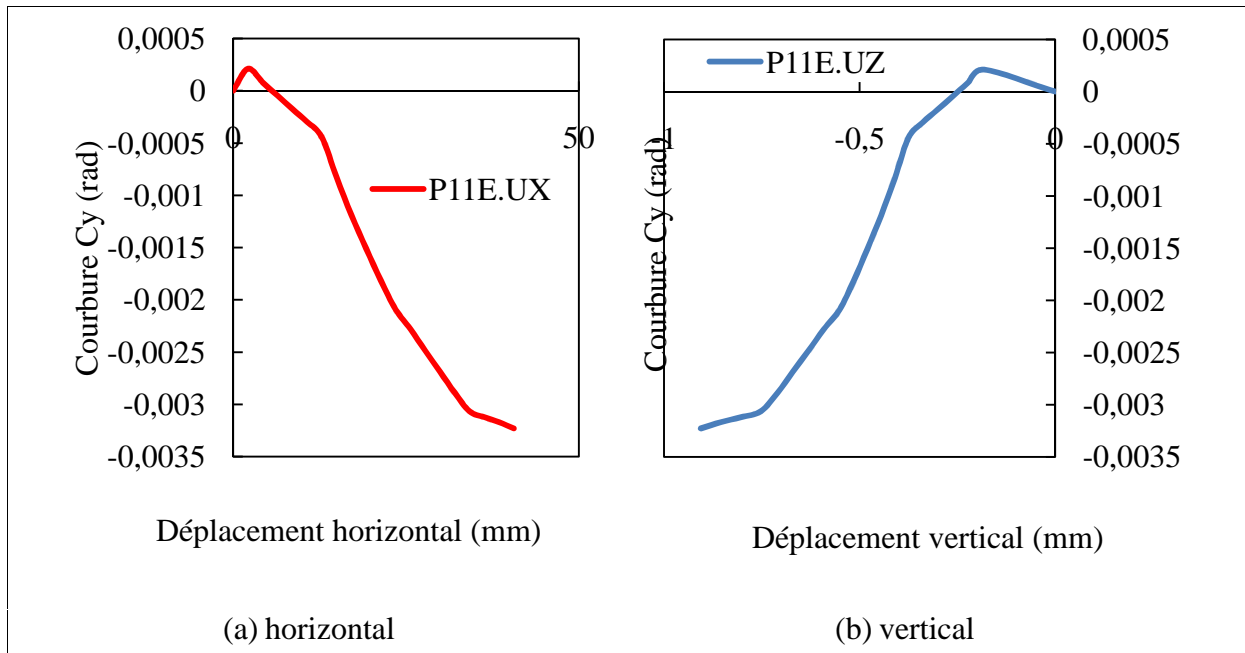


Figure V.38. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P11E)

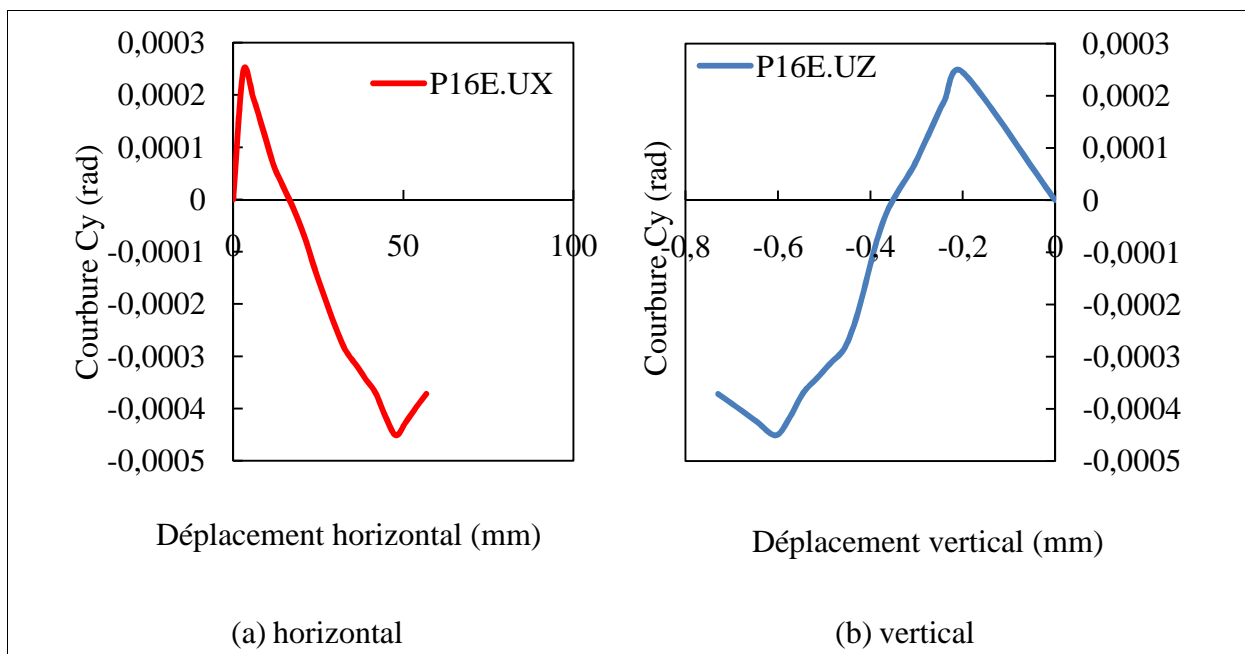


Figure V.39. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P16E)

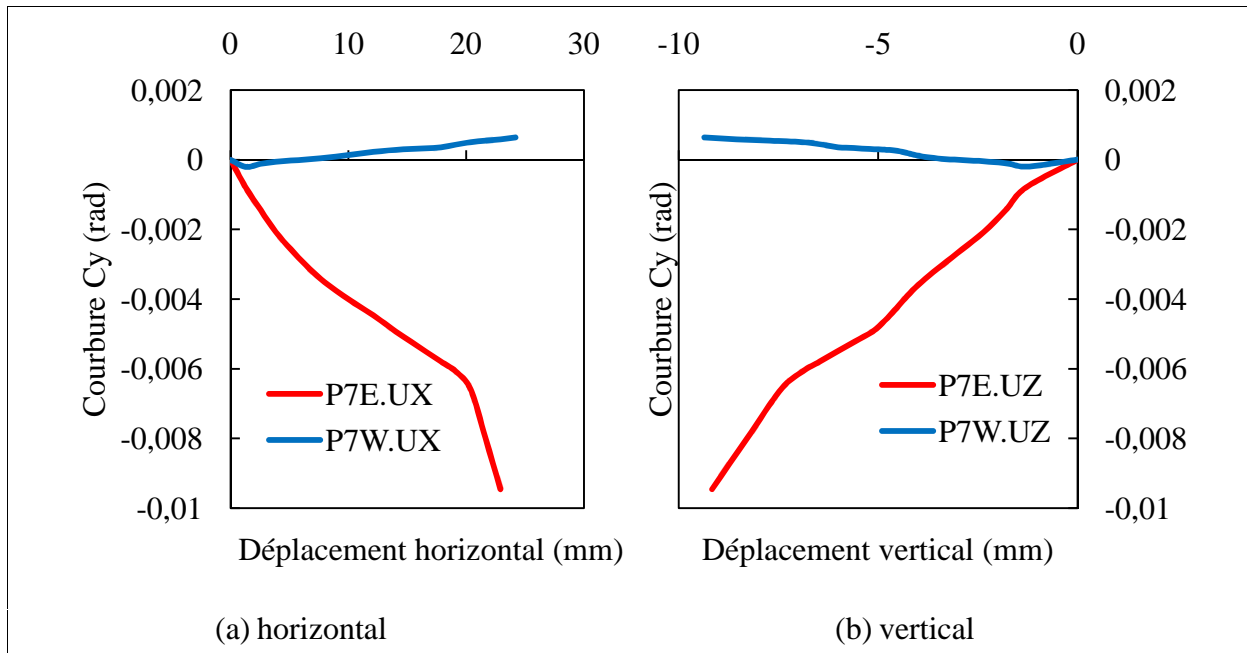


Figure V.40. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P7W et P7E)

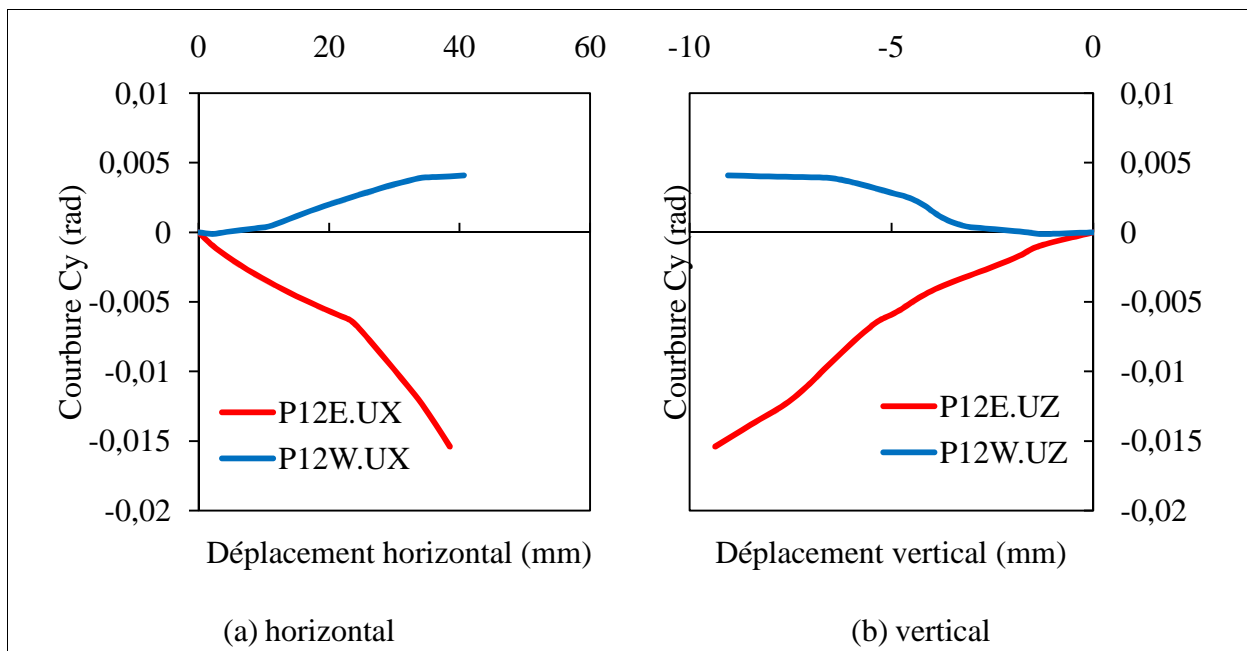


Figure V.41. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P12W et P12E)

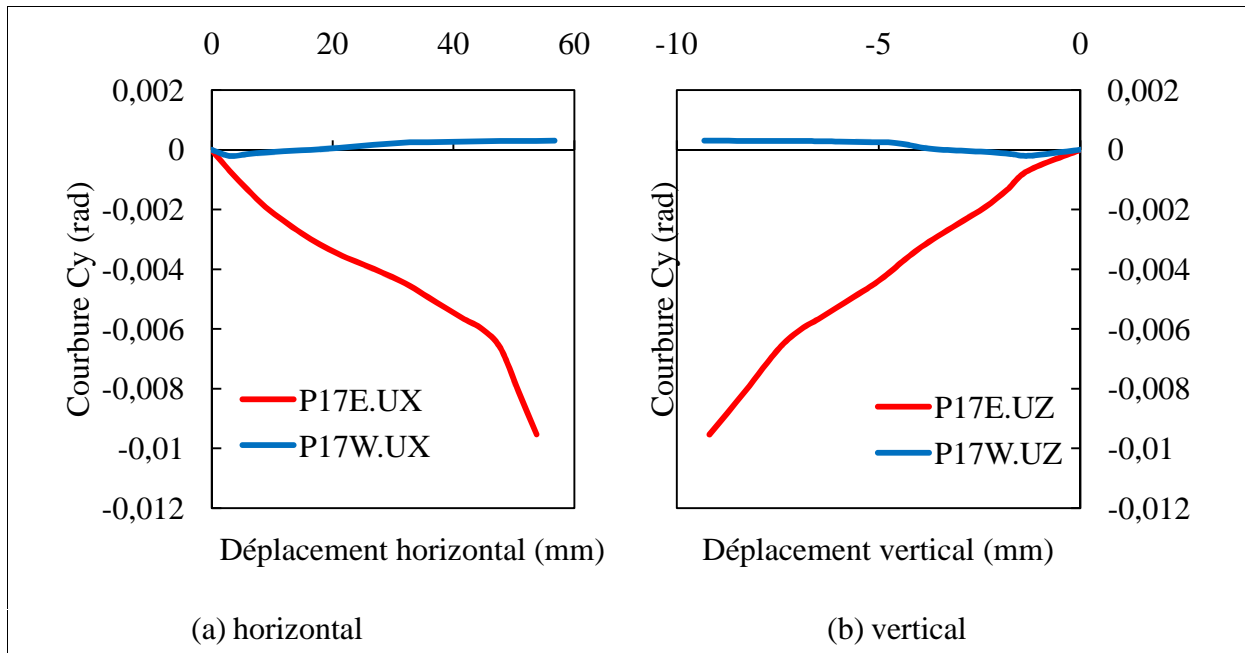


Figure V.42. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P17W et P17E)

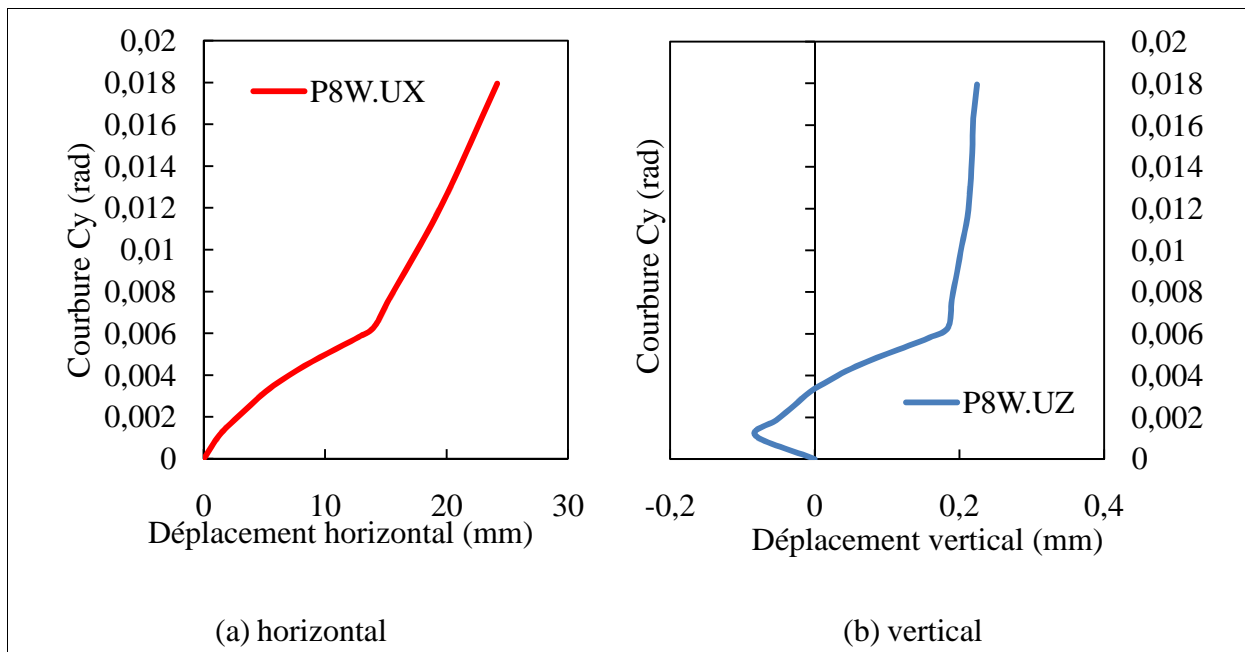


Figure V.43. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P8W)

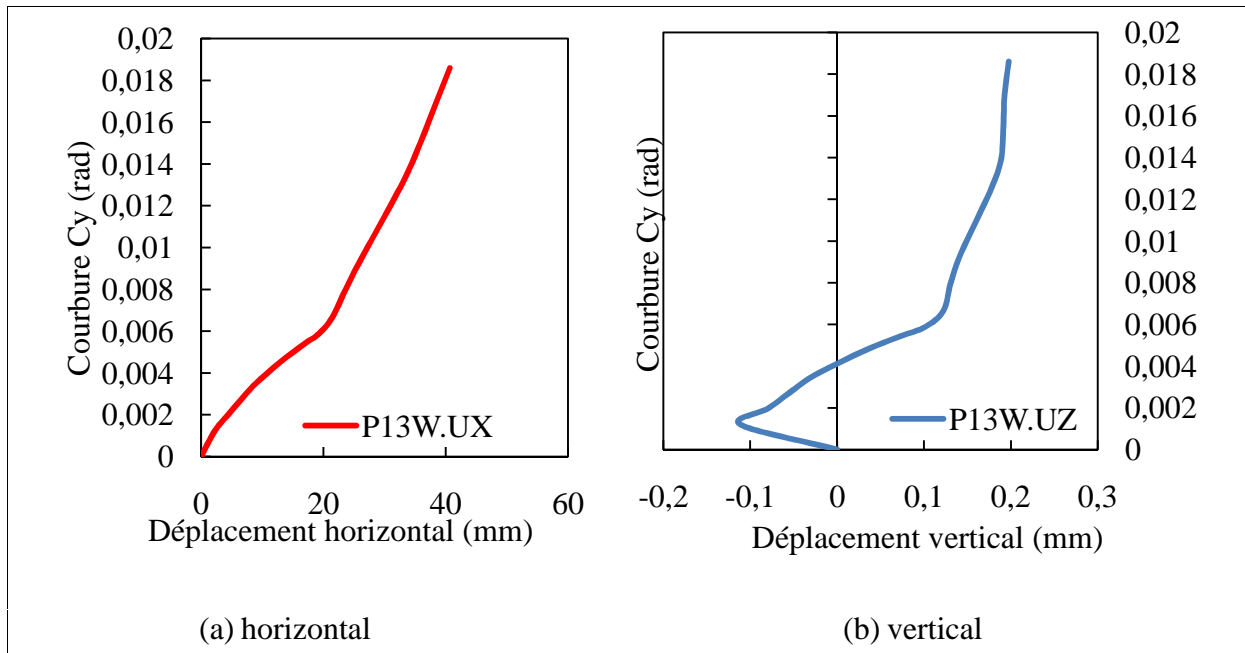


Figure V.44. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P13W)

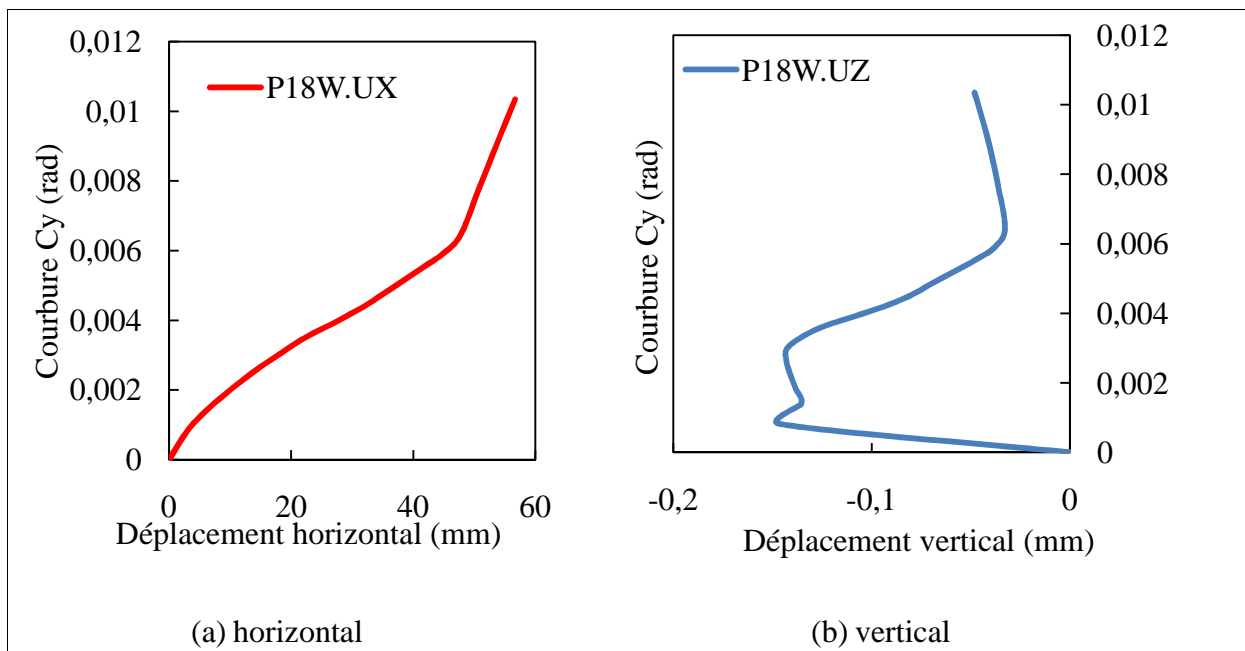


Figure V.45. Evolution des courbures en fonction du déplacement (Nœud P18W)

Le béton commence à craquer mais selon les figures V.37 à V45, on constate la reprise des efforts après fissuration du béton par les aciers, et les sections au voisinage, ont cédé à l'effort appliqué, ou le déplacement maximum horizontal et vertical atteint les valeurs maximales pour atteindre la courbure maximale, qui favorise la naissance des rotules plastique.

Le tableau V.2 ci-dessous représente les valeurs numériques qui correspondent aux maximums des déplacements et le maximum des courbures.

Tableau V.2. Valeurs numériques des déplacements et des courbures maximaux

Points	Déplacement horizontal (Ux) Maximal (mm)	Déplacement vertical (Uz) Maximal (mm)	Courbure maximal (rad)
P6E	24.16	-0.93	-2.75×10^{-3}
P11E	40.62	-0.91	-3.23×10^{-3}
P16E	56.85	-0.73	-3.72×10^{-4}
P7E	22.46	-9.16	-9.46×10^{-3}
P12E	38.51	-9.36	-4.16×10^{-2}
P17E	53.75	-9.20	-9.53×10^{-3}
P7W	24.18	-9.36	6.43×10^{-4}
P12W	40.65	-9.04	4.08×10^{-3}
P17W	56.76	-9.31	3.05×10^{-4}
P8W	24.16	0.22	1.79×10^{-2}
P13W	40.67	0.20	1.86×10^{-2}
P18W	56.68	-0.15	1.04×10^{-2}

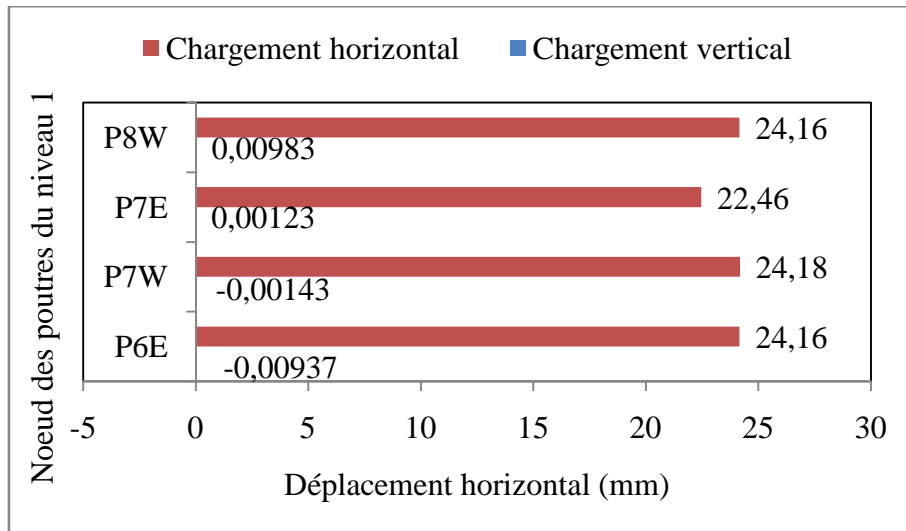


Figure V.46. Maximum des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 1

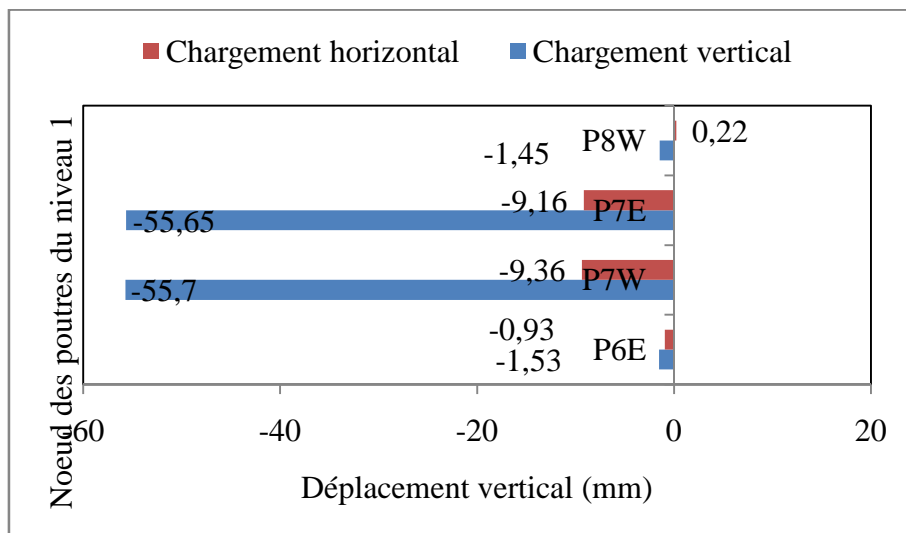


Figure V.47. Maximum des déplacements verticaux aux nœuds des poutres du niveau 1

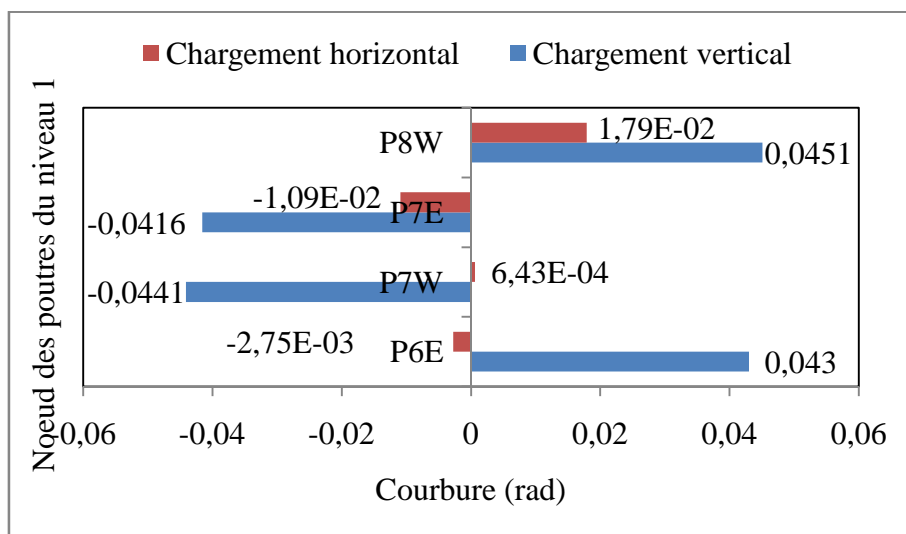


Figure V.48. Maximum des courbures des poutres du niveau 1

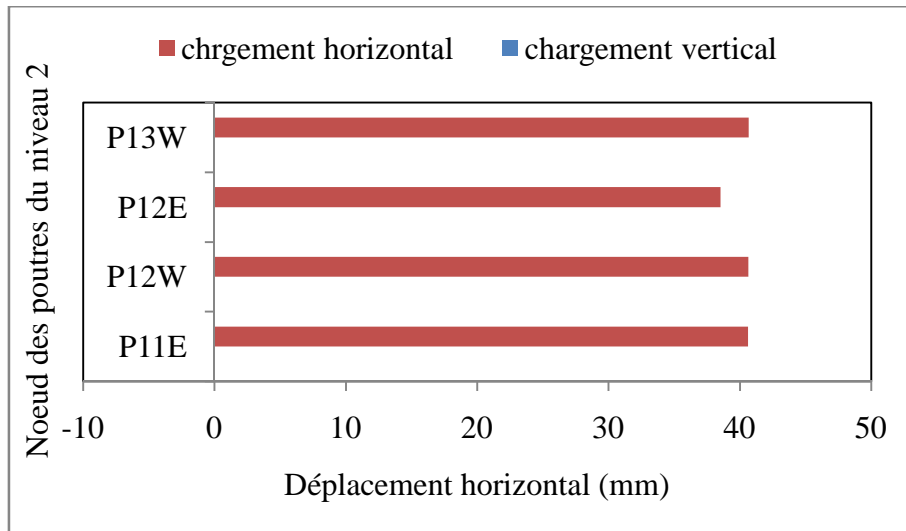


Figure V.49. Maximum des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 2

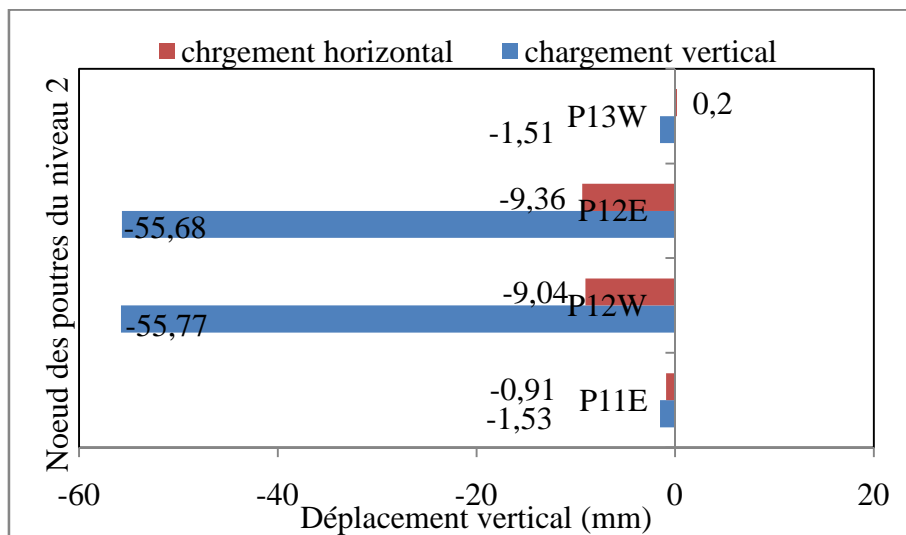


Figure V.50. Maximum des déplacements verticaux aux nœuds des poutres du niveau 2

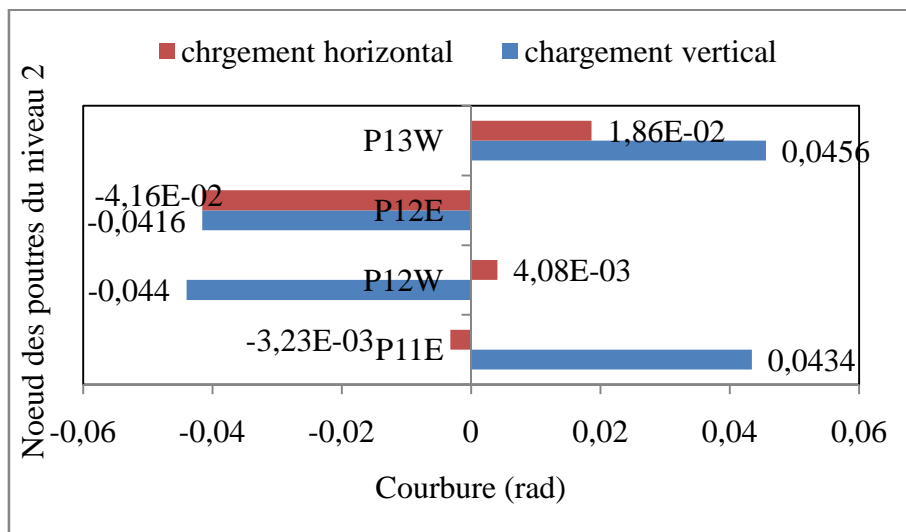


Figure V.51. Maximum des courbures des poutres du niveau 2

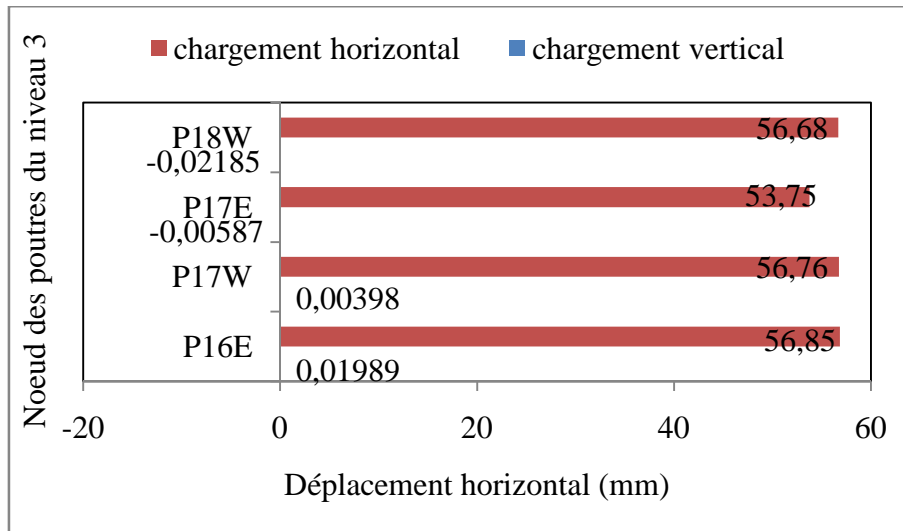


Figure V.52. Maximum des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 3

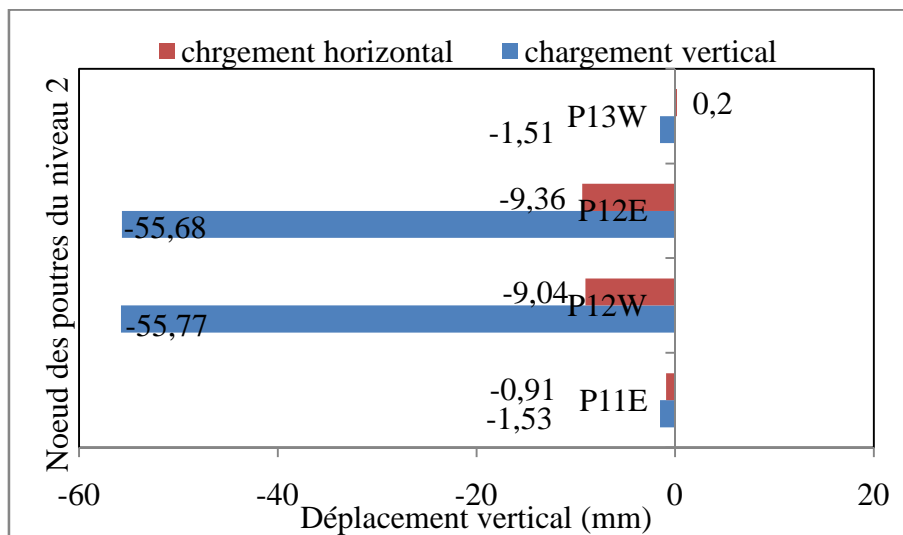


Figure V.53. Maximum des déplacements verticaux aux nœuds des poutres du niveau 3

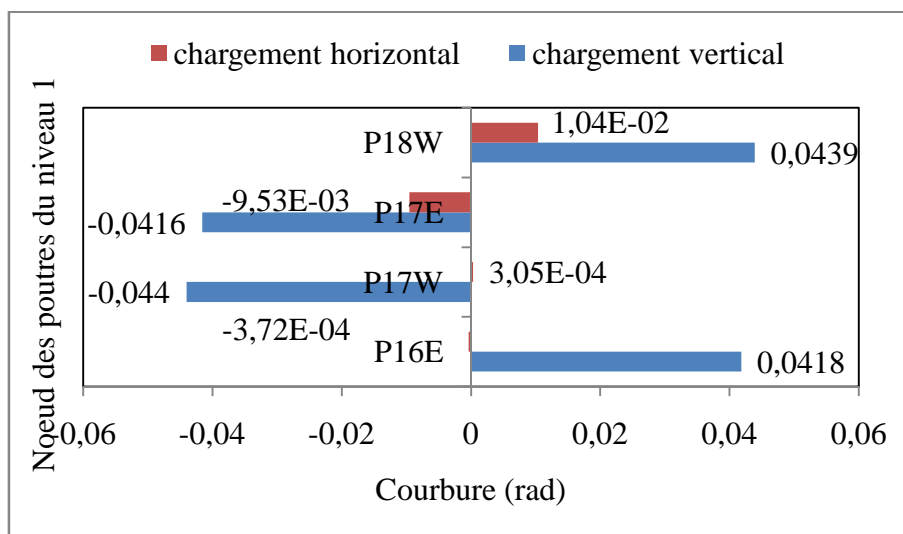


Figure V.54. Maximum des courbures des poutres du niveau 3

Les figures V.46 Jusqu'à V.54 représentent les déplacements max verticalement et horizontalement ainsi la courbure maximale sous le chargement vertical et horizontal, nous constatons que sous le chargement vertical on a un déplacement maximum vertical par rapport au déplacement horizontal, et sous le chargement horizontal on a un déplacement maximum horizontal.

Conclusion générale

La simulation d'un portique en béton armé avec le logiciel CASTEM2000 a été une initiation à la recherche qui nous a permis de découvrir l'analyse de notre problème et d'avoir les résultats de notre travail.

A fin de déterminer le modèle à étudier et la géométrie de la structure, il est nécessaire d'étudier l'influence du comportement et de l'absence du poteau central sur la structure ainsi le type de chargement imposé.

En premier partie ou on a appliqué un chargement vertical sur le point P17 et ensuite un chargement sismique approché par un chargement statique (push over). Les codes de dimensionnement préconisé par L'EUROCODE 8 définie par un chargement horizontal triangulaire. Dans cette présente étude avec deux types de chargements différents (vertical et horizontal) ou autrement chargement sismique triangulaire dans le but de comparer les déformations et les déplacements sous l'influence de suppression de poteau et de localiser les zones les plus sollicitées sous ses différents chargements.

La structure est soumise à un chargement vertical dans la première partie, et à un chargement horizontal dans la seconde partie :

Sous chargement vertical

A partir des résultats obtenus par CASTEM2000 et les interprétations des courbes ont conclu que la suppression du poteau central influe sur les poutres centrales au voisinage des nœuds, les nœuds P17E et P17W, les plus endommagés parmi les autres nœuds qui atteignent des valeurs maximales sur le déplacement vertical de -55.77 (mm) et avec des valeurs des courbures de -4.16 (rad) et -4.40 (rad) respectivement.

Sous chargement horizontal

Le chargement horizontal influe sur les nœuds au voisinage des poutres, les nœuds P17W et P18W, les plus endommagés parmi les autres nœuds qui atteignent des valeurs maximales sur le déplacement horizontal de 56.76 (mm) et 56.68 (mm), avec des valeurs des courbures de 3.05×10^{-4} (rad) et 1.04×10^{-2} (rad) respectivement.

Comparaison des résultats sous deux types de chargements différents

Dans cette présente étude d'un portique en béton armé contenant deux types de chargement vertical et horizontal ou bien sismique la comparaison entre un chargement vertical et horizontal, d'après les résultats et les courbures par CASTEM2000 le chargement horizontal (sismique) est plus défavorable avec un déplacement horizontal, que le chargement vertical, des valeurs qui atteignent le maximum, plus grand que les valeurs sous chargement vertical

Les poutres centrales calculées subissent des efforts de traction, de compression, de cisaillement et de flexion dues à la suppression de poteau et des différents chargements (horizontaux et verticaux).

Pour faire face à cette situation, on opte pour les solutions suivantes :

-) Introduire des voiles sur la structure.
-) Renforcement par des matériaux composites.
-) Renforcement de la structure par des profils métalliques.

Références bibliographiques

- A.El ghoulbzouria -Kissi Benaissab - Zakaria El alamia - A.Ezziania – M.El Youbia –A. Khamlichic –O. MOUHAT, Application de la méthode d'analyse statique nonlinéaire sur un bâtiment R+3, Lyon, 24 au 28 Août 2015.
- A.K. Yelles-Chaouche, Les Séismes en Algérie du Nord, CRAAG, Algérie.2003.
- A.Mazari, Analyse de comportement sismique de structure en béton armé dimensionné suivant les RPA et l'analyse en statique non linéaire suivant les schéma de distribution de force sismique recommandée par l'Autocode 8, 2014.
- Beldjoudi. Hamoud, 2011, Etude de la sismicité du nord Algérien, Thèse de Doctorat, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- Benhallou H 1985, les catastrophes Sismiques de la région de 'Chélif dans le contexte de la sismicité historique de l'Algérie, phd. Thèse, USTHB
- Bezzoughed M., Ayadi A., Ait messaoud M., Mokrane A., Benhaloul H.1996 seismicity of algeria between 1365 and 1989 : Map of Maximum observed intensities (MOI), In : Avances En geofisica Y Geodesia 1, Ano 1, Ministerio de Obras Publicas, Transportes Y Medio Amabiante, Instituto Geografico Nacional Espana.
- D.Combrescure, "Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de CASTEM 2000", 06/03/2001.www.cast3m.cea.fr
- Denis DAVI, généralités sur les phénomènes sismiques- 17 septembre 2013.
- Digesh D. Joshi •• Paresh V. Patel une, Husain M. Rangwala b et Bhautik G. Patoliya c, Etudes expérimentales et numériques des assemblages préfabriqués dans un scénario d'effondrement progressif, (18 janvier 2020).
- E. LE FICHOUX., PRÉSENTATION ET UTILISATION DE CAST3M, Ce document a été initialement conçu et réalisé par Emmanuelle LE FICHOUX à l'École Nationale Supérieure des Techniques Avancées (ENSTA). ÉDITION 2011.
- François Michel, Roches et paysages, reflets de l'histoire de la Terre, Paris, Berlin, Orléans, BRGM éditions, 2005.
- Ghada Mousa Hekal, Analyse de l'effondrement d'une ossature en béton armé en raison de la perte de poteau intermédiaire par explosion 24 mai 2018.
- Guy BESACIER, la prise en compte du risque sismique dans les constructions, PARIS, Risque infos n°13, (juin 2002).

- Hamou kada , Ramdane kheir eddine, 2007,Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode push over, 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris
- Lei Zhang 1, Hailong Zhao 2, Tiecheng Wang 3, Qingwei Chen 4, Facteur d'augmentation dynamique pour châssis RC avec colonnes de forme spéciale contre l'effondrement progressif, 2017.
- Maghraoui M 1988, géologie des zones sismique de nord de l'Algérie : paléo sismologie, technique active et synthèse sismotectonique, thèse Université, Paris11
- Mokrane A., Ait Messaoud A., Sebai N., Menia A., Ayadi M., Bezzeghoud M.1994, les séismes EN Algérie de 1365 à 1992 Publication GRAAG.
- Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / Version 2003, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique. Algérie.
- Victor DA VIDIVICI, séisme de BOUMERDES – 21 mai 2003, Rapport préliminaire, Ministère de l'habitation, E., 8 juin 2003.
- Victor DAVIDOVICI, Rapport d'expertise des bâtiments, République d'Haïti Séisme de Port-au-Prince, (12 janvier 2010).
- Victor DAVIDOVICI. Consultant ... Séisme du 9 juillet 1997, Cariaco-Venezuela. Séisme du 29 ... Définition du séisme de référence. 21 oct. 2008.