

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

**Etude de vulnérabilité sismique d'un bâtiment en béton armé à contreventement auto stable (poteau /poutre)
bâtiment médical de l'hôpital Mohamed Boudiaf El-Khroub**

Présenté par :

BOUALBANI Narimane
MEDJERAB Manel

Encadre par :

Pr. CHIKH Benazouz
Dr. REMKI Mustapha

Promotion 2025 / 2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Résumé :

L'objectif de ce travail est d'évaluer la vulnérabilité sismique du bâtiment médical de l'hôpital Mohamed Boudiaf d'El Khroub, considéré comme un ouvrage stratégique selon le RPA 2024. Après une campagne d'expertise et de caractérisation des matériaux, un modèle tridimensionnel de la structure a été développé sous ETABS afin de réaliser des analyses linéaires et non linéaires, notamment l'analyse modale spectrale, l'analyse statique non linéaire (Pushover) et l'analyse dynamique non linéaire par accélérogrammes. Les résultats obtenus ont permis d'identifier les insuffisances de la structure face aux sollicitations sismiques et de proposer une solution de confortement par ajout de voiles en béton armé. Les analyses de la structure renforcée montrent une amélioration significative de la rigidité, de la résistance et des performances sismiques, assurant ainsi une meilleure résilience de l'ouvrage conformément aux exigences du RPA 2024.

Mots-clés : Vulnérabilité sismique, RPA 2024, Analyse Pushover, Analyse dynamique non linéaire, ETABS, Confortement, Hôpital, Béton armé.

Abstract

The aim of this study is to assess the seismic vulnerability of the Mohamed Boudiaf Hospital medical building in El Khroub, classified as a strategic facility according to the Algerian Seismic Code (RPA 2024). Following an inspection campaign and material characterization, a three-dimensional numerical model was developed using ETABS to perform both linear and nonlinear analyses, including modal response spectrum analysis, nonlinear static (Pushover) analysis, and nonlinear time-history analysis. The obtained results identified the structural deficiencies under seismic loading and led to the proposal of a strengthening solution based on the addition of reinforced concrete shear walls. The assessment of the retrofitted structure demonstrated a significant improvement in stiffness, strength, and seismic performance, ensuring enhanced resilience and compliance with the requirements of RPA 2024.

Keywords: Seismic vulnerability, RPA 2024, Pushover analysis, Nonlinear dynamic analysis, ETABS, Seismic retrofitting, Hospital, Reinforced concrete.

ملخص

تهدف هذه الدراسة إلى تقييم الهشاشة الزلزالية للمبنى الطبي بمستشفى محمد بوضياف بمدينة الخروب، المصنف كمنشأة بعد إجراء خبرة ميدانية ودراسة خصائص مواد البناء، تم إنشاء نموذج ثلاثي **RPA 2024** استراتيجي وفقاً لأحكام لإجراء التحليلات الخطية وغير الخطية، بما في ذلك التحليل الطيفي، والتحليل **ETABS** الأبعاد للمبنى باستخدام برنامج ، والتحليل الديناميكي غير الخطي باستعمال السجلات الزلزالية. أظهرت النتائج وجود (Pushover) الساكن غير الخطي بعض أوجه القصور في الأداء الزلزالي للمبنى، مما استدعى اقتراح حل للتدعيم يتمثل في إضافة جدران قص من الخرسانة

المسلحة. وأثبتت نتائج إعادة التحليل بعد التدعيم تحسناً ملحوظاً في الصلابة والمقاومة والأداء الزلزالي للمبنى، بما يضمن **RPA 2024** رفع مستوى السلامة واستمرارية تشغيل المنشأة وفق متطلبات

، **الكلمات المفتاحية :** الهشاشة الزلزالية، ETABS ، تحليل بوش أوفر، التحليل الديناميكي غير الخطي، RPA 2024 ، التدعيم الزلزالي، المستشفيات، الخرسانة المسلحة

Remerciement

Au terme de ce travail de fin d'études, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à sa réalisation.

Nous remercions dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce travail.

*Nous adressons tout particulièrement nos sincères remerciements à notre encadrant, **M. Cheikh Benazouz**, pour sa disponibilité, son accompagnement, ses précieux conseils ainsi que son soutien constant tout au long de l'élaboration de ce projet.*

*Nous exprimons également notre reconnaissance à notre co-encadrant, **M. Remki Mustapha**, pour son suivi attentif, ses orientations pertinentes et l'intérêt qu'il a porté à notre travail.*

*Nos vifs remerciements s'adressent à **Dr A. Nekmouche** pour son aide précieuse, ses conseils avisés et les connaissances qu'il a généreusement partagées avec nous.*

*Nous tenons également à remercier le **Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS)** pour son accompagnement, son soutien technique et scientifique, ainsi que pour les moyens mis à notre disposition ayant contribué à la réalisation de cette étude.*

Nous adressons notre profonde reconnaissance à l'ensemble des enseignants de notre école qui ont assuré notre formation tout au long de notre cursus universitaire. Par leur compétence, leur dévouement et la qualité des enseignements dispensés, ils ont largement contribué à notre développement académique et professionnel.

À toutes les personnes qui ont participé, directement ou indirectement, à l'aboutissement de ce travail, nous adressons nos plus chaleureux remerciements.

Dédicace

Au terme de ce parcours, marqué par des efforts, des défis et des moments d'apprentissage, je souhaite adresser quelques mots à celles et ceux qui ont accompagné ce chemin. Ce travail représente bien plus qu'un aboutissement académique : il témoigne d'une persévérance, d'un soutien et d'une confiance qui m'ont permis d'aller jusqu'au bout.

Avant toute chose, je rends grâce à Allah qui, par sa volonté, m'a permis d'arriver au terme de ce parcours. Il m'a accordé la force dans les moments difficiles, la patience face aux épreuves et ma persévérance nécessaire pour accomplir ce travail. Toute louange et toute gratitude lui reviennent.

A moi-même,

A la jeune fille qui a parfois douté, qui a souvent pleuré en silence, qui a connu la fatigue, les déceptions et les moments de découragement, mais qui a toujours trouvé en elle la force de continuer. A celle qui s'est relevée après chaque épreuve et qui a avancé malgré les obstacles. Ce travail est la preuve que la détermination, la patience finissent par porter leurs fruits.

A mon père et à ma mère,

Aucun mot ne pourra jamais traduire l'immensité de ma reconnaissance. Merci pour votre amour inconditionnel, vos sacrifices silencieux, vos encouragements constants et vos prières qui ont accompagné chacun de mes pas. Votre soutien a été mon refuge et votre confiance, ma plus grande motivation. Si j'en suis arrivée là aujourd'hui, c'est grâce à vous. Qu'Allah vous préserve et vous accorde tout le bonheur que vous méritez.

A ma sœur et à mon frère,

Merci d'avoir été présents à mes côtés, par vos encouragements, votre soutien et votre affection tout au long de cette aventure. Votre présence a toujours été précieuse.

A mes amis,

Merci pour les moments de partage, les encouragements, les fou-rires et les instants de légèreté qui ont rendu ce parcours plus doux. Merci pour tous ces souvenirs qui resteront gravés dans mon cœur.

*Et à toi, ma très chère grand-mère, Aichouche,
Ton absence a laissé un vide que le temps n'a jamais su combler. J'aurais tant
aimé que tu sois là pour voir ce jour, partager cette joie et être témoin de
l'aboutissement de ces années d'efforts. Ton amour, ta tendresse et tes
conseils continuent de m'accompagner chaque jour. Même absente, ta
présence demeure dans mon cœur à travers tous les souvenirs que je garde
précieusement. Qu'Allah t'accorde sa miséricorde infinie, illumine ta demeure
et t'accueille dans son vaste paradis.*

*A tous ceux que j'aime et qui ont contribué, de près ou de loin, à façonner la
personne que je suis devenue, je dédie ce travail avec tout mon cœur.*

*Ce mémoire est le reflet d'un chemin parcouru avec des efforts, des sacrifices
et beaucoup de gratitude envers toutes les personnes qui ont contribué d'une
manière ou d'autre, à cette étape importante de ma vie.*

Narimane,

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail,
À mes très chers parents,
aucun mot ne saurait exprimer ma profonde gratitude pour votre amour, votre
patience, vos sacrifices et votre soutien inconditionnel tout au long de mes
études. Que Dieu vous protège et vous accorde santé et bonheur.*

*À mes chers frères,
pour leurs encouragements, leur présence et leur soutien dans les moments les
plus difficiles.*

*À mes grands-parents,
pour leur tendresse, leurs prières et leurs précieux conseils qui m'ont toujours
guidé.*

*À toute ma famille,
ainsi qu'à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation
de ce travail.
Avec toute ma reconnaissance et mon affection.*

Manel,

Table des matières

Chapitre I : Introduction générale	1
1. Introduction générale et contexte de l'étude	2
 Chapitre II: Caractérisation sismique régionale du site-projet.....	7
1. Situation géographique de la ville de Constantine :	8
2. Sismicité historique de la ville de Constantine :	8
3. Les failles actives et soupçonnées actives dans la région de Constantine :	11
3.1. Faille d'Ain Smara	12
3.2. Faille de Temlouka	13
3.3. Faille de Sigus	14
4. Conclusion	14
 Chapitre III : Caractérisation sismique régionale du site-projet	15
1. Introduction.....	16
2. Description de l'ouvrage :	17
3. Expertise de l'ouvrage :	20
- Superstructure :	20
4. Modélisation du sol	22
5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	23
6.1. Béton :	23
6.1.1. Estimation de la résistance à la compression du béton par la méthode combinée	23
6.1.2. Données et Hypothèses	24
7. Ferrailage :	28
8. Critère de classification :	31
8.1. Classification de la zone sismique :	32
8.2. Catégories et critères de classification	33
8.3. Coefficient d'accélération de zone	34
8.4. Classification des bâtiments selon leurs importances	34
8.5. Classification des systèmes de contreventement	35
8.6. Classification des bâtiments selon leur configuration	36
8.7. Caractéristiques et exigences coffrage des poteaux	37
8.8. Caractéristiques et exigences coffrage des poutres :	38
 Chapitre IV : Etude sismique du bâtiment.....	39
1. Introduction.....	40
2. Analyse modale des systèmes dynamiques	40

3. Choix de la méthode d'analyse sismique	41
3.1. Méthode d'analyse modale spectrale	41
3.1.1. Principe :	41
3.1.2. Modélisation	41
3.1.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations	42
3.1.4. Définition spectre de réponse RPA 2024.....	42
3.1.5. Modélisation de la masse sismique :	43
3.1.6. Nombre de mode à considérer :	45
3.1.7. Calcul de l'effort sismique à la base RPA2024 :	47
3.1.8. Justification à la sécurité vis-à-vis des déplacements inter-étages	50
- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	53
- Vérification de l'effort normale réduit.....	55
5. Conclusion :	55
 Chapitre V : Étude statique non linéaire.	 57
1. Introduction.....	58
2. Définition de la méthode « Pushover » :	58
3. Méthodologie de l'analyse Pushover :	59
4. Intérêt de la méthode :	59
5. Charge latérale et courbe de capacité :	60
6. Conclusion :	75
 Chapitre VI : Classification du degré de vulnérabilité selon l'EMS-98.....	 Error! Bookmark not defined.
1. Introduction.....	76
2. Types de bâtiments et classes de vulnérabilité	77
3. Degrés des dommages	77
4. Forme abrégée de l'EMS-98	77
5. Évaluation des niveaux d'endommagement	78
 Chapitre VII : Analyse préliminaire du renforcement.....	 83
1. Introduction :	84
2. Notions de base :	84
1. Choix adopté :	89
4. Conclusion :	111
 Chapitre VIII : Analyse dynamique non linéaire.....	 113
1. Introduction :	114

2. Analyse dynamique temporelle.....	114
3. Représentation temporelle de l'action sismique.....	115
6. Évaluation des niveaux d'endommagement	120
 Chapitre IX : Considérations relatives aux fondations.	122
1. Introduction :	123
2. Exigences RPA2024 :	123
3. Vérification des fondations : données limitées	124
 Chapitre X : Conclusion.	125
1. Conclusion générale.....	126
 Bibliographie.....	128

TABLE DES FIGURES

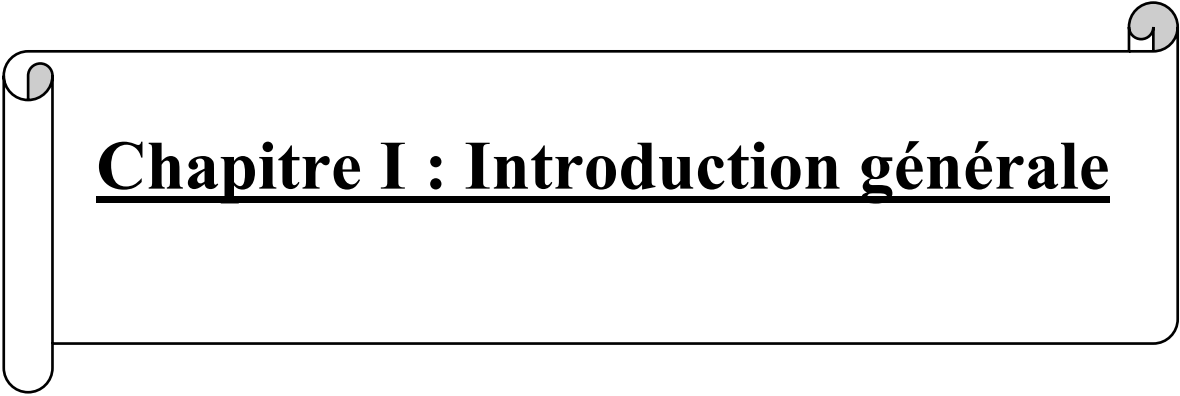
TABEAU 1: DONNEES DU PROJET	19
TABEAU 2: VALEURS DES INDICES DE REBONDISSEMENTS	25
TABEAU 3: VALEURS DES VITESSES ULTRASONIQUES.....	25
TABEAU 4: DIMENSIONS ET FERRAILLAGES DES POTEAUX	30
TABEAU 5: DIMENSIONS ET FERRAILLAGES DES POUTRES	31
TABEAU 6: CLASSIFICATION DE LA ZONE SISMIQUE	32
TABEAU 7: CATEGORIES ET CRITERES DE CLASSIFICATION.....	33
TABEAU 8: COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE.....	34
TABEAU 9: VALEURS DU COEFFICIENT D'IMPORTANCE.....	35
TABEAU 10: CRITERES DE FACTEUR DE QUALITE	36
TABEAU 11: VERIFICATION DES CRITERES DE FACTEUR DE QUALITE POUR CET OUVRAGE	37
TABEAU 12: ESTIMATION DES CHARGES PERMANENTES ET D'EXPLOITATION.....	42
TABEAU 13 : VALEURS DU COEFFICIENT D'ACCOMPAGNEMENT, POUR LA CHARGE D'EXPLOITATION Q _i	44
TABEAU 14: RAPPORTS DE PARTICIPATION DE MASSE MODALE	45
TABEAU 15: VALEURS DU COEFFICIENT CT	47
TABEAU 16: VALEUR DE LA PERIODE (T ₀) POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE V	48
TABEAU 17: VERIFICATION DES CONDITIONS DE SPECTRE VERTICAL	49
TABEAU 18: REACTION A LA BASE	50
TABEAU 19: REACTIONS A LA BASE APRES AMPLIFICATION.....	50
TABEAU 20: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DE NON-EFFONDREMENT (DIRECTION X)	51
TABEAU 21: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DE NON-EFFONDREMENT (DIRECTION Y)	51
TABEAU 22: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DE LIMITATION DE DOMMAGES (DIRECTION X)	52
TABEAU 23: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DE LIMITATION DE DOMMAGES (DIRECTION Y)	52
TABEAU 24: VERIFICATION DES CONDITIONS EN SENS X-X	54
TABEAU 25: VERIFICATION DES CONDITIONS EN SENS Y-Y	54
TABEAU 26: VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	55
TABEAU 27: VALEURS DU DEPLACEMENT CIBLE ET DE L'EFFORT TRANCHANT CORRESPONDANT AUX DEUX TYPES DE CHARGEMENT CHOISI.....	73
TABEAU 28: TABLEAU RECAPITULATIF SUR LA DISTRIBUTION DES ROTULES	74
TABEAU 29: JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES SENS X-X.....	75
TABEAU 30: JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES SENS Y-Y.....	75
TABEAU 31: FORME ABREGEE DE L'ECHELLE MACROSISMIQUE EUROPEENNE EMS-98 ET EFFETS TYPIQUES OBSERVES SELON L'INTENSITE SISMIQUE	78
TABEAU 32: CLASSIFICATION DES NIVEAUX DE DOMMAGES SELON L'EMS-98 EN FONCTION DE LA DISTORSION INTER-ETAGE θ ET DES DOMMAGES OBSERVES	79
TABEAU 33: DESCRIPTION DES DEGRES DE DOMMAGES DES STRUCTURES SELON LES DEGATS STRUCTURAUX ET NON STRUCTURAUX OBSERVES	80
TABEAU 34: TABLEAU RECAPITULATIF SUR LES TECHNIQUES DE RENFORCEMENT.....	88
TABEAU 35: TABLEAU RECAPITULATIF DU DEVELOPPEMENT DES ROTULES PLASTIQUES DE LA VARIANTE 02.....	90
TABEAU 36: TABLEAU RECAPITULATIF DU DEVELOPPEMENT DES ROTULES PLASTIQUES DE LA VARIANTE 02.....	92
TABEAU 37: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET CLASSIFICATION DES VOILES POUR LA VARIANTE 01	96
TABEAU 38: CALCUL DES ARMATURES DE CONFINEMENT DES ELEMENTS DE RIVE DES VOILES POUR LA VARIANTE 01	97
TABEAU 39: CALCUL DES ARMATURES DE L'AME DES VOILES POUR LA VARIANTE 01.....	97
TABEAU 40: CALCUL DES ARMATURES DE L'AME DES VOILES POUR LA VARIANTE 01.....	97
TABEAU 41: CALCUL DES ARMATURES DE CONFINEMENT DES ELEMENTS DE RIVE DES VOILES POUR LA VARIANTE 02	98
TABEAU 42: CALCUL DES ARMATURES DE L'AME DES VOILES POUR LA VARIANTE 02.....	98
TABEAU 43: RESULTATS DE L'ANALYSE PUSHOVER DANS LES DEUX DIRECTIONS PRINCIPALES.....	101
TABEAU 44: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES DANS LA DIRECTION X VIS-A-VIS DES CRITERES DE PERFORMANCE SISMIQUE	101
TABEAU 45: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES DANS LA DIRECTION Y VIS-A-VIS DES CRITERES DE PERFORMANCE SISMIQUE	101
TABEAU 46: RESULTATS DE L'ANALYSE PUSHOVER DANS LES DEUX DIRECTIONS PRINCIPALES	104
TABEAU 47: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES DANS LA DIRECTION X VIS-A-VIS DES CRITERES DE PERFORMANCE SISMIQUE	104

TABLEAU 48: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES DANS LA DIRECTION Y VIS-A-VIS DES CRITERES DE PERFORMANCE SISMIQUE	104
TABLEAU 49: RAPPORTS DE PARTICIPATION DE MASSE MODALE	106
TABLEAU 50: REACTION A LA BASE	107
TABLEAU 51: VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT AU NIVEAU DES POTEAUX.....	111
TABLEAU 52: VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT AU NIVEAU DES VOILES	111
TABLEAU 53: RESULTAT OBTENU EN TERMES DE DEPLACEMENT DANS LE SENS Y.	119
TABLEAU 54: RESULTAT OBTENU EN TERMES DE DEPLACEMENT DANS LE SENS X.	119

TABLE DES TABLEAUX

TABEAU 1: DONNEES DU PROJET	19
TABEAU 2: VALEURS DES INDICES DE REBONDISSEMENTS	25
TABEAU 3: VALEURS DES VITESSES ULTRASONIQUES.....	25
TABEAU 4: DIMENSIONS ET FERRAILLAGES DES POTEAUX	30
TABEAU 5: DIMENSIONS ET FERRAILLAGES DES POUTRES	31
TABEAU 6: CLASSIFICATION DE LA ZONE SISMIQUE	32
TABEAU 7: CATEGORIES ET CRITERES DE CLASSIFICATION.....	33
TABEAU 8: COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE.....	34
TABEAU 9: VALEURS DU COEFFICIENT D'IMPORTANCE.....	35
TABEAU 10: CRITERES DE FACTEUR DE QUALITE	36
TABEAU 11: VERIFICATION DES CRITERES DE FACTEUR DE QUALITE POUR CET OUVRAGE	37
TABEAU 12: ESTIMATION DES CHARGES PERMANENTES ET D'EXPLOITATION.....	42
TABEAU 13 : VALEURS DU COEFFICIENT D'ACCOMPAGNEMENT, POUR LA CHARGE D'EXPLOITATION Q _i	44
TABEAU 14: RAPPORTS DE PARTICIPATION DE MASSE MODALE	45
TABEAU 15: VALEURS DU COEFFICIENT C _T	47
TABEAU 16: VALEUR DE LA PERIODE (T ₀) POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE V	48
TABEAU 17: VERIFICATION DES CONDITIONS DE SPECTRE VERTICAL	49
TABEAU 18: REACTION A LA BASE	50
TABEAU 19: REACTIONS A LA BASE APRES AMPLIFICATION.....	50
TABEAU 20: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DE NON-EFFONDREMENT (DIRECTION X)	51
TABEAU 21: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DE NON-EFFONDREMENT (DIRECTION Y)	51
TABEAU 22: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DE LIMITATION DE DOMMAGES (DIRECTION X)	52
TABEAU 23: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DE LIMITATION DE DOMMAGES (DIRECTION Y)	52
TABEAU 24: VERIFICATION DES CONDITIONS EN SENS X-X	54
TABEAU 25: VERIFICATION DES CONDITIONS EN SENS Y-Y	54
TABEAU 26: VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	55
TABEAU 27: VALEURS DU DEPLACEMENT CIBLE ET DE L'EFFORT TRANCHANT CORRESPONDANT AUX DEUX TYPES DE CHARGEMENT CHOISI.....	73
TABEAU 28: TABLEAU RECAPITULATIF SUR LA DISTRIBUTION DES ROTULES	74
TABEAU 29: JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES SENS X-X.....	75
TABEAU 30: JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES SENS Y-Y.....	75
TABEAU 31: FORME ABREGEE DE L'ECHELLE MACROSISMIQUE EUROPEENNE EMS-98 ET EFFETS TYPQUES OBSERVES SELON L'INTENSITE SISMIQUE	78
TABEAU 32: CLASSIFICATION DES NIVEAUX DE DOMMAGES SELON L'EMS-98 EN FONCTION DE LA DISTORSION INTER-ETAGE θ ET DES DOMMAGES OBSERVES	79
TABEAU 33: DESCRIPTION DES DEGRES DE DOMMAGES DES STRUCTURES SELON LES DEGATS STRUCTURAUX ET NON STRUCTURAUX OBSERVES	80
TABEAU 34: TABLEAU RECAPITULATIF SUR LES TECHNIQUES DE RENFORCEMENT.....	88
TABEAU 35: TABLEAU RECAPITULATIF DU DEVELOPPEMENT DES ROTULES PLASTIQUES DE LA VARIANTE 02.....	90
TABEAU 36: TABLEAU RECAPITULATIF DU DEVELOPPEMENT DES ROTULES PLASTIQUES DE LA VARIANTE 02.....	92
TABEAU 37: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET CLASSIFICATION DES VOILES POUR LA VARIANTE 01	96
TABEAU 38: CALCUL DES ARMATURES DE CONFINEMENT DES ELEMENTS DE RIVE DES VOILES POUR LA VARIANTE 01	97
TABEAU 39: CALCUL DES ARMATURES DE L'AME DES VOILES POUR LA VARIANTE 01.....	97
TABEAU 40: CALCUL DES ARMATURES DE L'AME DES VOILES POUR LA VARIANTE 01.....	97
TABEAU 41: CALCUL DES ARMATURES DE CONFINEMENT DES ELEMENTS DE RIVE DES VOILES POUR LA VARIANTE 02	98
TABEAU 42: CALCUL DES ARMATURES DE L'AME DES VOILES POUR LA VARIANTE 02.....	98
TABEAU 43: RESULTATS DE L'ANALYSE PUSHOVER DANS LES DEUX DIRECTIONS PRINCIPALES.....	101
TABEAU 44: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES DANS LA DIRECTION X VIS-A-VIS DES CRITERES DE PERFORMANCE SISMIQUE	101
TABEAU 45: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES DANS LA DIRECTION Y VIS-A-VIS DES CRITERES DE PERFORMANCE SISMIQUE	101
TABEAU 46: RESULTATS DE L'ANALYSE PUSHOVER DANS LES DEUX DIRECTIONS PRINCIPALES	104
TABEAU 47: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES DANS LA DIRECTION X VIS-A-VIS DES CRITERES DE PERFORMANCE SISMIQUE	104

TABLEAU 48: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES DANS LA DIRECTION Y VIS-A-VIS DES CRITERES DE PERFORMANCE SISMIQUE	104
TABLEAU 49: RAPPORTS DE PARTICIPATION DE MASSE MODALE	106
TABLEAU 50: REACTION A LA BASE	107
TABLEAU 51: VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT AU NIVEAU DES POTEAUX.....	111
TABLEAU 52: VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT AU NIVEAU DES VOILES	111
TABLEAU 53: RESULTAT OBTENU EN TERMES DE DEPLACEMENT DANS LE SENS Y.	119
TABLEAU 54: RESULTAT OBTENU EN TERMES DE DEPLACEMENT DANS LE SENS X.	119

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left and rounded corners on the right, containing the chapter title.

Chapitre I : Introduction générale

1. Introduction générale et contexte de l'étude

Bien que l'histoire du génie civil soit jalonnée de progrès techniques majeurs visant à sécuriser l'habitat, à l'instar de la généralisation du béton armé au début du XX^{ème} siècle, la science moderne se heurte toujours à l'impossibilité de prédire avec exactitude la survenue des séismes.

L'Algérie est particulièrement exposée à cette fatalité géologique en raison de sa situation géographique, au cœur de la zone de collision active entre la plaque tectonique africaine et la plaque eurasiennne. Cette dynamique engendre une activité sismotectonique intense, dont les manifestations historiques ont été particulièrement tragiques. Les séismes majeurs d'El Asnam (Chlef) en 1980 et de Boumerdès en 2003 ont cruellement mis en évidence les faiblesses structurelles du parc immobilier national. Une large proportion du bâti algérien existant n'a en effet pas été conçue selon des critères parasismiques rigoureux, augmentant drastiquement sa vulnérabilité face aux mouvements de terrain de forte amplitude.

Pour faire face à cette menace permanente, les autorités publiques ont instauré le Règlement Parasismique Algérien (RPA) en 1981, un code qui a subi une refonte profonde au lendemain de la catastrophe de Boumerdès (version RPA 99/version 2003). Toutefois, l'usage et le recul scientifique ont révélé certaines lacunes et insuffisances dans cette mouture.

Afin de combler ces failles, d'intégrer les derniers retours d'expérience et de s'aligner sur les méthodes contemporaines d'analyse structurelle, une mise à jour majeure a été promulguée, entre autres, le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. Ce nouveau référentiel, dédié exclusivement aux constructions neuves, vise à optimiser la résilience du cadre bâti et à imposer des critères de sécurité nettement plus rigoureux.

De ce fait le bloc de l'Hôpital Mohamed Boudiaf, situé à El Khroub (Wilaya de Constantine) a été choisi parmi ces ouvrages faisant partie de cette étude spécifique et qui fera, par la suite, partie de cette étude de vulnérabilité.

Construit à la fin des années 1980, cet établissement hospitalier revêt une importance vitale. Selon la réglementation en vigueur (RPA 2024), il est répertorié comme un ouvrage stratégique de classe d'importance 1A. Cette classification impose une exigence absolue : l'infrastructure doit non seulement résister structurellement à un séisme majeur, mais elle doit impérativement rester opérationnelle immédiatement

après le sinistre afin d'assurer la continuité des soins d'urgence et la prise en charge des victimes.

Le présent travail a pour objectif principal d'évaluer le niveau de vulnérabilité sismique de cette structure au regard des exigences du RPA 2024, puis de proposer une stratégie de confortement adaptée permettant d'améliorer sa performance et sa résilience. Pour atteindre cet objectif, une campagne d'expertise et de caractérisation des matériaux a d'abord été réalisée afin de déterminer l'état réel de l'ouvrage. Une modélisation numérique tridimensionnelle a ensuite été développée à l'aide du logiciel ETABS pour analyser le comportement de la structure sous sollicitations sismiques.

L'évaluation de la performance sismique est menée à travers des analyses linéaires et non linéaires, notamment l'analyse modale spectrale, l'analyse statique non linéaire ainsi que l'analyse dynamique non linéaire par accélérogrammes. Les résultats obtenus permettent d'identifier les mécanismes de vulnérabilité et de vérifier l'aptitude du bâtiment à satisfaire les niveaux de performance exigés pour un ouvrage stratégique.

À la lumière de ce diagnostic, une solution de confortement par ajout de voiles en béton armé est proposée et dimensionnée. L'efficacité de cette intervention est ensuite évaluée à travers une nouvelle analyse de la structure renforcée, afin de vérifier l'amélioration de sa capacité résistante, la réduction de ses déplacements et le respect des objectifs de performance définis par la réglementation.

Cette étude contribue ainsi à la problématique actuelle de la mise à niveau sismique des structures existantes en Algérie et met en évidence l'importance du confortement parasismique comme outil essentiel pour garantir la sécurité, la fonctionnalité et la pérennité des infrastructures stratégiques face aux futurs événements sismiques.

En définitive, cette démarche permettra de mesurer précisément l'impact du saut réglementaire d RPA 2024 sur la sécurité des infrastructures critiques existantes. Elle fournira les outils d'ingénierie nécessaires pour identifier et dimensionner d'éventuelles solutions de renforcement ou de confortement structurel, garantissant ainsi la résilience à long terme de cet établissement de santé face aux futures évènements sismiques.

2. Vulnérabilité sismique des structures existantes

Selon FEMA356 (2000), la vulnérabilité sismique d'une structure existante dépend de sa capacité à satisfaire les objectifs de performance définis pour différents niveaux d'intensité sismique. Les insuffisances observées concernent généralement la résistance, la rigidité, la ductilité ou encore la régularité structurale.

3. L'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes

L'évaluation de la vulnérabilité constitue une étape essentielle dans la gestion du risque sismique. Elle permet d'apprécier le niveau de sécurité d'une structure existante, d'identifier les éléments les plus sensibles et de déterminer si un renforcement est nécessaire. Cette démarche est devenue indispensable à la suite des nombreux séismes ayant révélé les insuffisances de bâtiments pourtant conformes aux pratiques constructives de leur époque.

Les premières approches reposaient essentiellement sur l'observation des dommages provoqués par les séismes historiques. Avec le développement de l'informatique et des méthodes numériques, les ingénieurs disposent aujourd'hui d'outils beaucoup plus performants permettant de simuler le comportement réel des ouvrages. Parmi ces méthodes figurent les analyses statiques linéaires, les analyses dynamiques modales, les analyses non linéaires et, plus particulièrement, l'analyse statique non linéaire Pushover, largement utilisée pour l'évaluation des structures en béton armé existantes. Cette méthode permet d'obtenir la courbe de capacité de la structure, d'identifier la formation progressive des rotules plastiques et d'évaluer les différents niveaux de performance associés à un scénario sismique donné.

L'objectif principal de ces analyses est de comparer la capacité réelle de la structure à la demande sismique imposée par les règlements afin de vérifier si les performances attendues sont satisfaites ou si des mesures de confortement doivent être envisagées.

La vulnérabilité accrue des structures existantes s'explique par plusieurs facteurs, parmi lesquels le vieillissement naturel des matériaux, les phénomènes de dégradation, l'évolution des connaissances scientifiques, les modifications des exigences réglementaires ainsi que les transformations intervenues au cours de leur exploitation. Ces différents paramètres influencent directement la résistance, la rigidité et la ductilité des ouvrages, et peuvent entraîner une diminution progressive de leurs performances face aux sollicitations sismiques.

- Vieillesse des structures :

Le vieillissement constitue un phénomène inévitable affectant l'ensemble des ouvrages de génie civil au cours de leur durée de vie. Sous l'effet du temps et des agressions environnementales, les propriétés mécaniques des matériaux évoluent progressivement, ce qui peut réduire la capacité portante de la structure. Les cycles de température, l'humidité, les infiltrations d'eau, les variations climatiques ainsi que les actions chimiques contribuent à la dégradation progressive du béton et des armatures. Des fissures peuvent apparaître, favorisant la pénétration des agents agressifs et accélérant les mécanismes de détérioration. Cette dégradation compromet le comportement global de la structure lors d'un séisme, notamment en diminuant sa rigidité et sa capacité de dissipation d'énergie.

- **Corrosion des armatures**

Parmi les mécanismes de dégradation les plus fréquents, la corrosion des armatures représente l'une des principales causes de perte de performance des structures en béton armé. Ce phénomène est généralement provoqué par la carbonatation du béton ou par la pénétration d'ions chlorure, qui détruisent la couche protectrice entourant les aciers. La corrosion entraîne une réduction de la section résistante des armatures ainsi qu'une augmentation de leur volume, provoquant des fissures et des éclatements du béton d'enrobage. Cette dégradation diminue l'adhérence entre l'acier et le béton, réduit la résistance des éléments structuraux et altère leur ductilité, ce qui peut conduire à des ruptures prématurées sous l'action d'un séisme.

- **Erreurs de conception et d'exécution**

De nombreuses structures existantes présentent également des insuffisances liées à leur conception ou à leur exécution. Avant le développement des principes modernes du génie parasismique, les bâtiments étaient principalement dimensionnés pour reprendre les charges gravitaires, sans prendre en considération les sollicitations horizontales induites par les séismes. Il en résulte souvent des irrégularités géométriques, une mauvaise répartition des éléments de contreventement, des poteaux faibles associés à des poutres plus résistantes, des détails de ferraillage inadéquats ou encore un manque de confinement du béton dans les zones critiques. À ces défauts de conception peuvent s'ajouter des malfaçons lors de la construction, telles qu'un mauvais positionnement des armatures, un enrobage insuffisant ou une qualité médiocre du béton. L'ensemble de ces imperfections peut favoriser l'apparition de mécanismes de rupture fragiles lors d'un séisme.

- **Évolution des règlements parasismiques**

L'évolution des connaissances scientifiques et des retours d'expérience issus des grands séismes a conduit à une amélioration continue des règlements parasismiques. Les bâtiments conçus selon d'anciennes versions des normes ne satisfont généralement plus aux exigences actuelles en matière de sécurité. En Algérie, les différentes révisions du Règlement Parasismique Algérien (RPA), depuis sa première édition en 1981 jusqu'au RPA 2024, illustrent cette évolution. Chaque révision a introduit de nouvelles dispositions relatives au calcul des actions sismiques, aux exigences de ductilité, aux détails de ferraillage, aux irrégularités structurales et aux niveaux de performance attendus. Par conséquent, de nombreux ouvrages construits avant ces mises à jour présentent aujourd'hui un niveau de sécurité insuffisant, ce qui justifie la réalisation d'évaluations de vulnérabilité et, lorsque cela est nécessaire, la mise en œuvre de solutions de confortement.

- **Changements d'usage et modifications des structures**

Au cours de leur durée de vie, les bâtiments peuvent subir diverses transformations destinées à répondre à de nouveaux besoins fonctionnels. Ces modifications concernent notamment les changements d'affectation, les extensions, les surélévations, la suppression ou l'ajout de cloisons, la création d'ouvertures dans les voiles ou les murs porteurs, ainsi que l'installation de nouveaux équipements techniques. Ces interventions modifient la répartition des masses, la rigidité de la structure et le cheminement des efforts, sans que les conséquences sur le comportement sismique ne soient toujours évaluées. Dans certains cas, ces transformations peuvent engendrer des irrégularités en plan ou en élévation, accroître les effets de torsion et augmenter significativement la vulnérabilité de l'ouvrage.

En ce qui concerne les établissements hospitaliers, les changements d'usage sont particulièrement fréquents en raison de l'évolution constante des besoins médicaux et technologiques. L'installation d'équipements lourds tels que les appareils d'imagerie médicale, les blocs opératoires ou les groupes électrogènes peut entraîner une augmentation des charges permanentes et modifier le comportement dynamique du bâtiment. Ces transformations rendent indispensable une réévaluation périodique de la capacité sismique de l'ouvrage afin de garantir sa sécurité et d'assurer la continuité de son fonctionnement en cas de séisme.

4. Le confortement des structures existantes

Le confortement sismique désigne l'ensemble des interventions réalisées sur une structure existante afin d'améliorer son comportement face aux actions sismiques. Il constitue une solution privilégiée lorsque la démolition et la reconstruction ne sont pas envisageables pour des raisons économiques, patrimoniales ou fonctionnelles. L'objectif principal du confortement est d'augmenter la capacité de résistance de la structure tout en garantissant un niveau de sécurité compatible avec les exigences des règlements parasismiques en vigueur.

Selon les caractéristiques de l'ouvrage, les travaux de confortement peuvent viser à accroître la rigidité latérale, améliorer la ductilité, renforcer les éléments porteurs, limiter les déplacements horizontaux ou encore réduire les effets de torsion. Le choix de la stratégie de renforcement dépend des insuffisances identifiées lors de l'évaluation de la vulnérabilité ainsi que des contraintes techniques, architecturales et économiques propres à chaque projet.

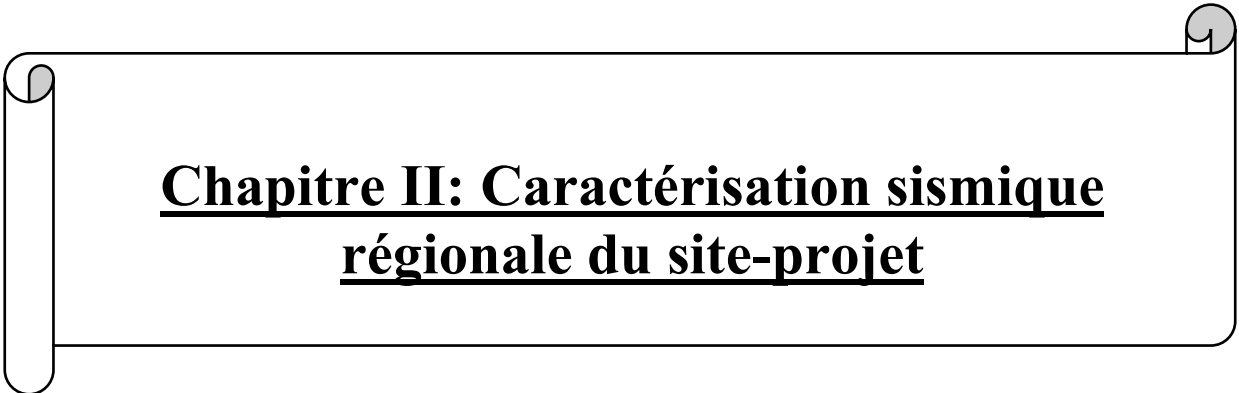
Au cours des dernières décennies, les techniques de confortement ont connu une évolution importante grâce aux progrès réalisés dans le domaine des matériaux, de la modélisation numérique et de la compréhension du comportement non linéaire des structures.

5. Les hôpitaux : des ouvrages stratégiques nécessitant une attention particulière

Les établissements hospitaliers occupent une place essentielle dans le dispositif de gestion des catastrophes. Contrairement aux bâtiments ordinaires, ils doivent continuer à fonctionner immédiatement après un séisme afin d'assurer la prise en charge des victimes, la continuité des soins et la coordination des opérations de secours. Pour cette raison, ils sont classés parmi les ouvrages stratégiques et font l'objet d'exigences de performance particulièrement élevées dans les règlements parasismiques.

L'expérience acquise lors de nombreux séismes à travers le monde a montré que même lorsque la structure d'un hôpital ne s'effondre pas, des dommages aux éléments structuraux, aux équipements médicaux ou aux réseaux techniques peuvent entraîner une interruption totale de son fonctionnement. L'évaluation de la vulnérabilité des hôpitaux ne se limite donc pas à la vérification de leur stabilité, mais vise également à garantir leur capacité à rester opérationnels après un événement sismique.

En Algérie, plusieurs travaux de recherche ont porté sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des établissements hospitaliers, notamment à la suite du séisme de Boumerdès. Ces études ont largement recours à l'analyse statique non linéaire (Pushover), qui permet d'identifier les mécanismes de ruine, d'évaluer les niveaux de performance et de proposer des solutions de confortement adaptées

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left and rounded corners on the right, containing the chapter title.

Chapitre II: Caractérisation sismique **régionale du site-projet**

1. Situation géographique de la ville de Constantine :

Constantine se situe à 431 km à l'est de la capitale Alger, cette ville est la capitale de l'Est algérien, elle occupe une position géographique centrale dans cette région limitée au nord par la wilaya de Skikda, au sud par la wilaya d'Oum El Bouaghi, par l'est la wilaya de Guelma et par l'ouest la wilaya de Mila, étant une ville charnière entre le Tell et les Hautes plaines, au croisement des grands axes Nord-Sud (Skikda-Biskra) et Ouest-Est (Sétif-Annaba). Elle est également la plus grande métropole intérieure du pays, elle assure des fonctions supérieures notamment culturelles et industrielles.



Figure 2: Situation géographique de la wilaya de Constantine

2. Sismicité historique de la ville de Constantine :

Une série de séismes, survenus depuis le début du 20^{ème} siècle dans le Constantinois, a été rapporté par Rothé (1950), Grangeant (1954), Hee (1950), Roussel (1973), Benhallou (1985), Benouar (1994) et le catalogue du CRAAG (1994). Les plus significatifs étant ceux du 04 août 1908, du 06 août 1947 et du 27 octobre 1985. Malheureusement, cette sismicité historique ne couvre pas plus qu'une période de 250 ans et est loin de refléter la réalité sismique de la région. L'étude des séismes passés indique qu'ils peuvent avoir un impact dans un rayon de 50 km autour de l'épicentre. Cette longueur de 50 km correspond à la distance moyenne considérée dans les études d'aléa sismique en Algérie.

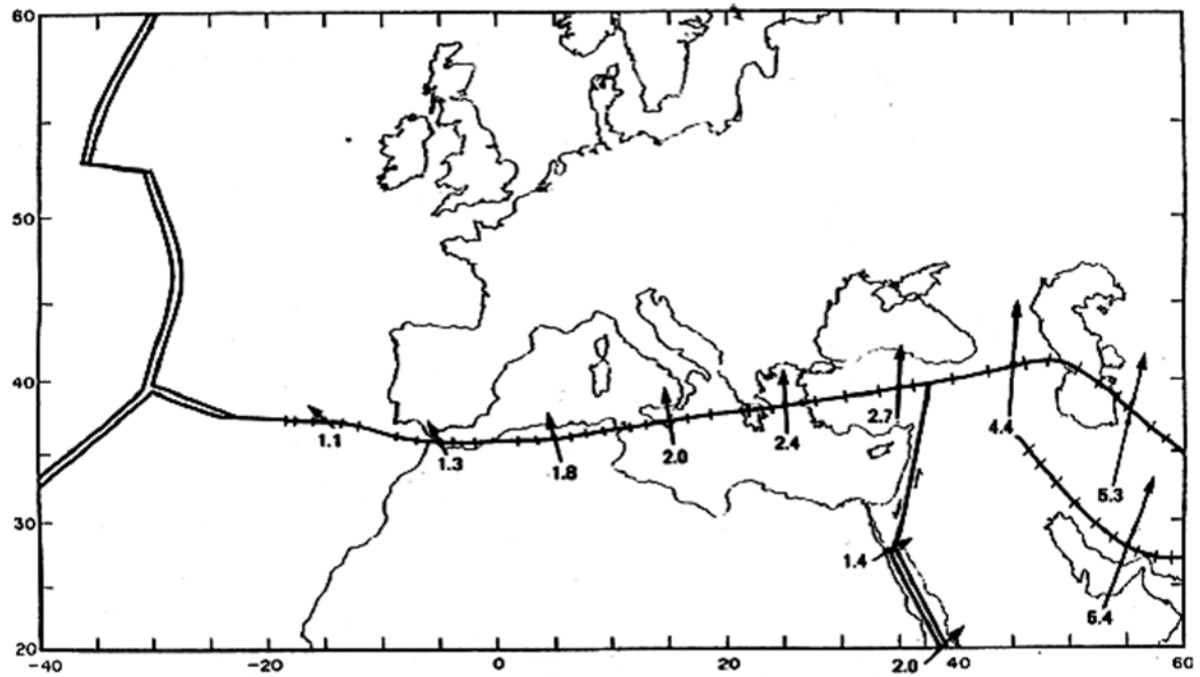


Figure 3: Convergence entre les plaques africaine et eurasiennne (Mc Kenzi, 1972)



Figure 4: Principales limites de plaques africaine et eurasiennne et mouvements associés (Laurenti, 2010)

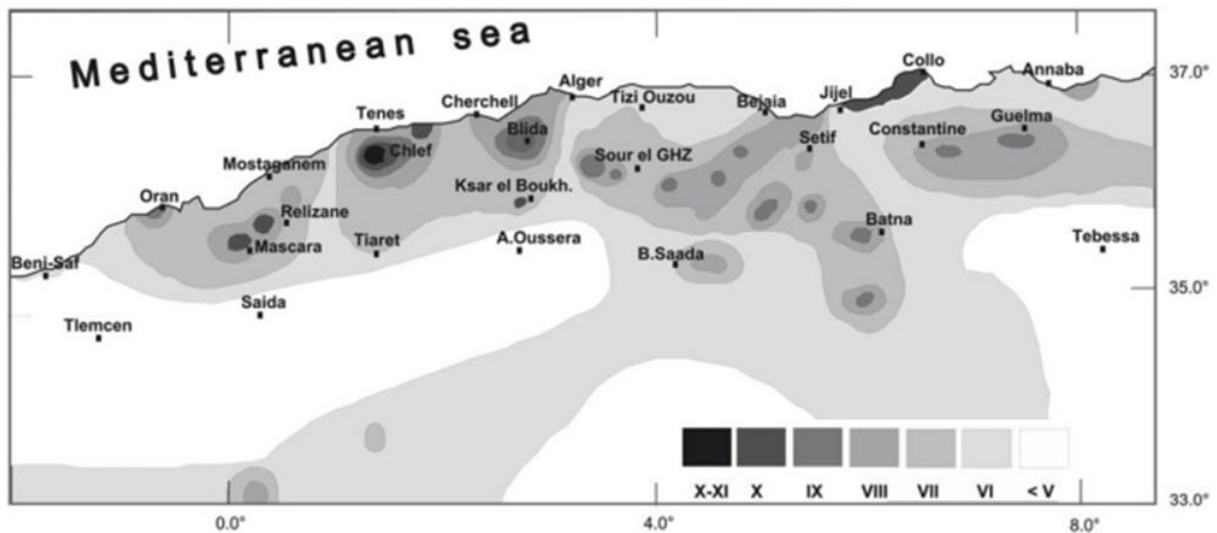


Figure 5: Carte des intensités maximales pour 1716 à 1989 (Bezzghoud et al, 1996)

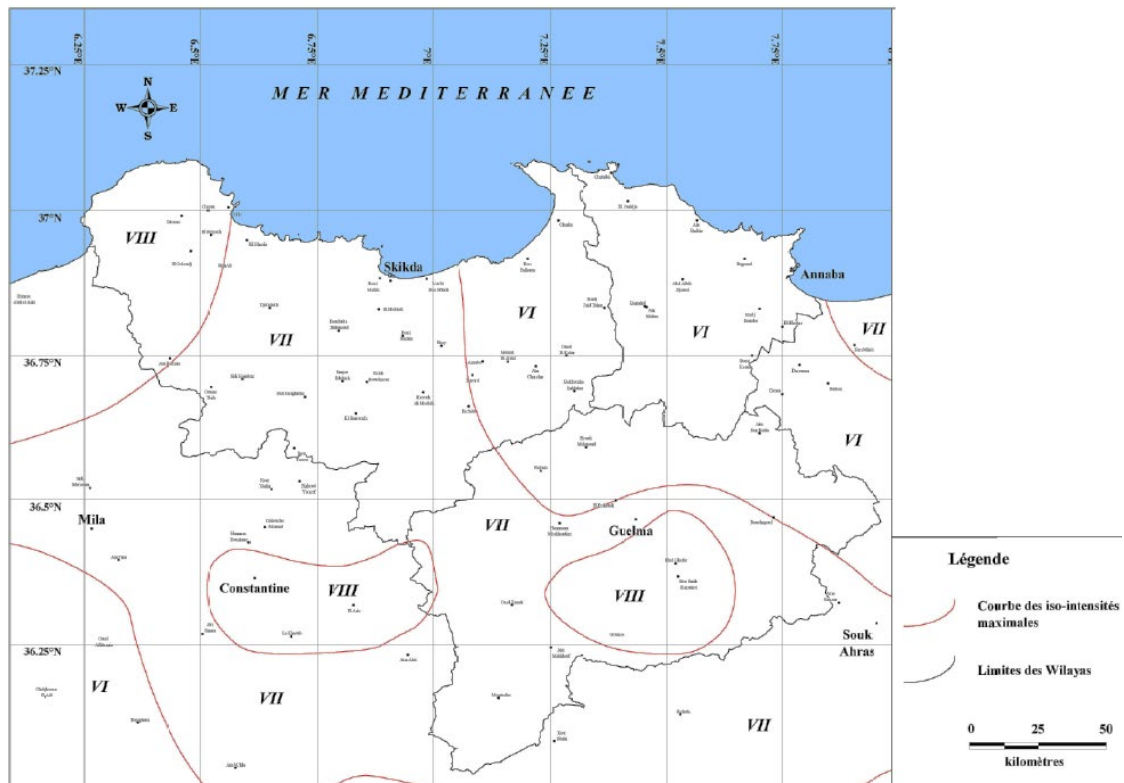


Figure 6: Carte des intensités historiques maximales (CGS, 2010)

Le dernier séisme de la région de Constantine s'est produit le 27 octobre 1985 et avait une magnitude de 6° sur l'échelle ouverte de Richter. Son épicentre se trouve proche de la ville de Constantine et son foyer se trouve à 10 km de profondeur. Ce séisme causé par une faille de direction globalement NE-SW avait provoqué de très importantes fissures au niveau du sol et qui sont conservées jusqu'aujourd'hui dans la

localité de Kef Tassenga au NE de Constantine. Ce séisme avait provoqué plusieurs dégâts et la mort d'une dizaine d'habitants.

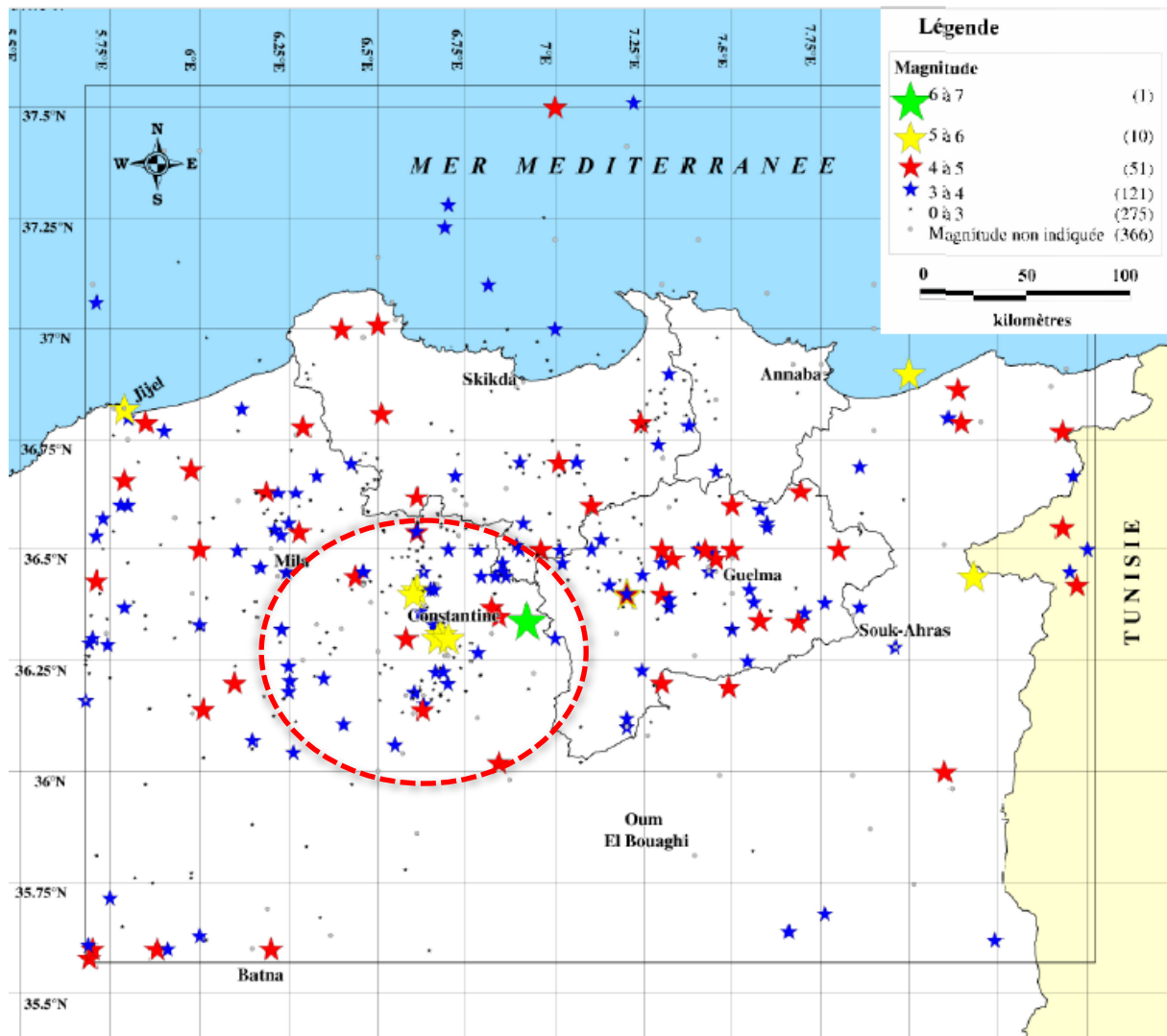


Figure 7: Répartition des événements sismiques dans le Nord-Est algérien selon leur magnitude.

3. Les failles actives et soupçonnées actives dans la région de Constantine :

Les données de la sismicité historique, l'analyse photo-géologique, les investigations de terrain et les nouvelles données publiées sur les dépôts néogènes et quaternaire du secteur d'étude ont permis de mettre en évidence un certain nombre de failles actives ou probablement actives.

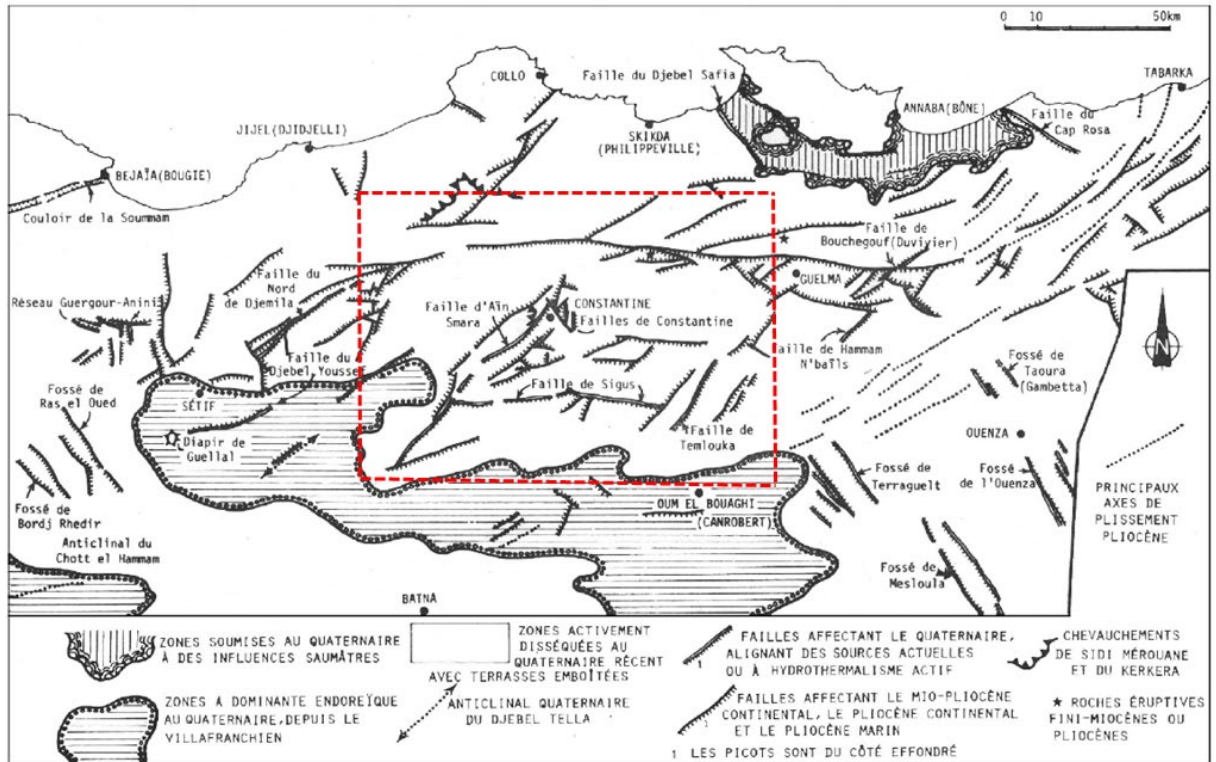


Figure 8: Schéma structural de la région de Constantine (Villa 1980)

3.1. Faille d'Ain Smara

Le séisme de magnitude égale à 6.0 survenu le 27 octobre 1985 à Constantine a permis de mieux comprendre au moins une partie des failles actives de la région car des relations directes ont pu être faites entre ce séisme et les ruptures en surface de la faille d'Ain Smara qui ont affecté des dépôts plio-quaternaires (Bounif et al, 1987). La distribution des répliques permet une évaluation plus précise de la partie active de la faille durant ce séisme, qui est d'une longueur d'environ 36 km et qui peut être associée à la partie nord-est de la faille d'Ain Smara cependant la longueur cartographique totale de la faille d'Ain Smara est de 65km (Vila, 1980). Les ruptures de surface ont été observées sur une longueur totale de 4.5km et sont apparues en échelon dans trois zones différentes.



Figure 9: Vue panoramique de la terminaison occidentale de Djebel Felten (escarpement de ligne de faille)

Les observations de terrain, notamment les ruptures observées en 1985, ainsi que les solutions du mécanisme au foyer ont permis de voir que la faille de Ain Smara est un décrochement sénestre orienté dans sa partie nord (segment S1) dans la direction N°40 E.

La faille d'Ain Smara de direction NE-SW affecte les dépôts récents au niveau de l'oued Boumerzoug, où des différents niveaux de terrasses alluviales sont observés de part et d'autre de la faille. En termes de sismicité, il apparaît que la faille d'Ain Smara est la source de plusieurs séismes particulièrement les trois séismes les plus destructeurs de la région de Constantine à savoir ceux de 1908, de 1947 et celui de 1985.

3.2. Faille de Temlouka

La localité de Temlouka (ex Montcalm) est située dans la wilaya de Guelma. Le contact de la plaine quaternaire avec les formations anciennes est matérialisé par une petite dénivelée d'environ 60cm, orientée globalement à (N040 à N060), et interprété comme un escarpement de faille. D'une direction globale NE-SW, la faille de Temlouka met en contact les terrains d'âge mésozoïque avec les argiles quaternaires. Cette faille néotectonique et quaternaire a été mise en évidence par Vila (1980). Elle limite le bassin de Temlouka au nord. Cette faille qui s'étend sur plus d'une vingtaine de kilomètres (25km) et montre un jeu en décrochement senestre (Vila, 1980). C'est une faille qui affecte des dépôts quaternaires, néanmoins, la carte de sismicité historique montre peu de séismes à proximité de cette faille. Ceci peut s'expliquer par la rareté des données de

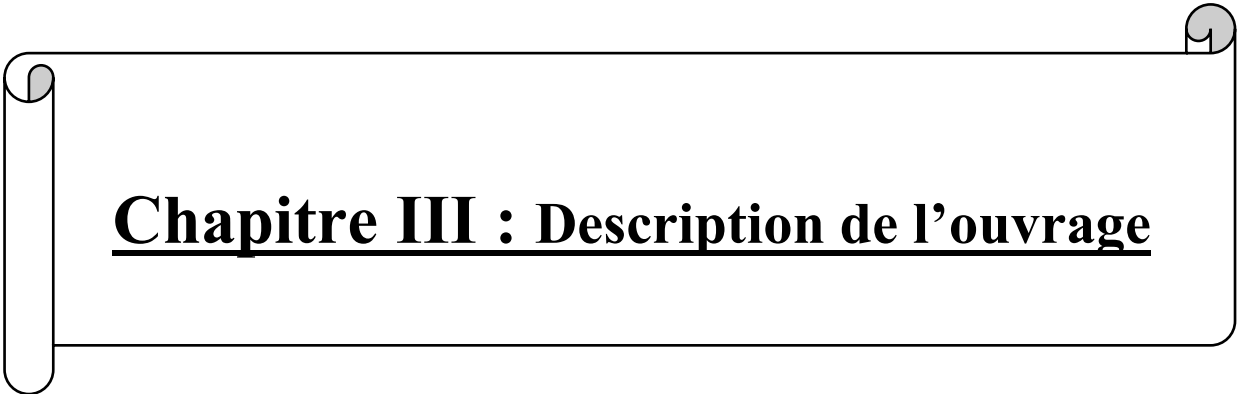
la sismicité pour la période antérieure à 1850. Il est vraisemblable que de tels séismes existent dans la mesure où des évidences claires de déformations quaternaires existent.

3.3. Faille de Sigus

Orientée globalement E-W (N80E), la faille de Sigus acquiert progressivement une orientation NE-SW dans sa partie ouest, suggérant ainsi la présence d'au moins deux segments. Elle met en contact les terrains du Secondaire avec les formations récentes du Mio-Pliocène et du Quaternaire. Cette faille a certainement un rôle dans le champ des contraintes actuelles. Les observations de terrain ont permis de voir des indices d'activité quaternaire qui sont visibles au niveau de l'oued Sigus à l'extrémité est de la ville de Sigus. Ces indices montrent des niveaux stratigraphiques alluvionnaires au niveau de l'oued inclinés avec un certain pendage. Des mesures effectuées sur cet accident montrent globalement une direction E-W avec un fort pendage. Deux directions de stries affectent l'un des plans de cette faille. Cette faille néotectonique d'une soixantaine de kilomètres (60km) environ montre un jeu globalement inverse. En termes de sismicité durant la période couverte par les catalogues, de rares secousses sismiques de faible magnitude semblent être liées à l'activité de cette faille.

4. Conclusion

La ville de Constantine, caractérisée par une activité sismique modérée, est principalement influencée par les failles actives d'Aïn Smara, Temlouka et Sigus. Le séisme majeur du 27 octobre 1985 ($M_s = 6,0$) illustre le potentiel sismogène de la région et rappelle l'importance de la prise en compte des risques dans la planification urbaine et la conception des infrastructures. L'étude de la géographie et de la sismologie locale, associée à l'analyse des événements historiques, permet de mieux comprendre la répartition des zones à risque et de justifier la mise en œuvre stricte des normes parasismiques pour réduire la vulnérabilité des bâtiments stratégiques et protéger les populations face aux futurs séismes.

A decorative frame resembling a scroll, with a light gray background and a black border. The left side is a vertical strip with a rounded top and bottom, and a small gray circle at the top. The right side is a vertical strip with a rounded top and bottom, and a small gray circle at the top. The top and bottom edges are horizontal lines with rounded ends.

Chapitre III : Description de l'ouvrage

1. Introduction

Dans le cadre du programme global d'évaluation de la vulnérabilité du patrimoine bâti stratégique de la ville de Constantine, la Direction de l'Urbanisme et de la Construction (DUC) de la wilaya a identifié et désigné plusieurs infrastructures prioritaires à soumettre à une analyse structurelle approfondie.

Parmi les édifices retenus en raison de leur rôle névralgique en situation d'urgence, figure le bâtiment administratif et médical de l'hôpital Mohamed Boudiaf, implanté dans la commune d'El Khroub. En tant qu'infrastructure de santé, la préservation de son intégrité structurelle est cruciale pour assurer la continuité des soins post-catastrophe.

La première phase opérationnelle a consisté en une campagne d'investigation sur site, menée par l'équipe de spécialistes du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS). Cette expertise visuelle *in situ* a permis d'établir un diagnostic préliminaire rigoureux à travers plusieurs actions clés :

- Inventaire structurel complet : Relevé de la configuration géométrique globale du bâtiment et identification de sa typologie constructive.
- Auscultation et état des lieux : Inspection minutieuse de l'état de conservation des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles) et des éléments secondaires (maçonneries, façades, cloisons) afin de repérer d'éventuelles pathologies (fissurations, ségrégations du béton, corrosion des armatures).
- Contrôle des composants critiques : Examen approfondi des zones sensibles de l'ouvrage, telles que les nœuds d'assemblage et les joints de dilatation.

L'ensemble de ces observations directes a permis de constituer une base de données factuelle et qualifiée, indispensable pour alimenter les modèles de calcul et fiabiliser l'analyse numérique ultérieure.

À la suite de la collecte des données de terrain, une analyse de la réponse structurelle a été entreprise. La spécificité de cette étude repose sur une approche réglementaire, s'appuyant sur le nouveau référentiel RPA 2024.

L'objectif principal est de confronter la capacité résistante intrinsèque de l'ouvrage à la demande sismique réglementaire, en utilisant une méthode de performance qui est la méthode statique non linéaire « PUSHOVER ». Ses résultats seront confrontés à ceux déduisant de la méthode dynamique non linéaire par un accélérogramme représentatif.

En conclusion, cette méthodologie intégrée, allant de l'inspection physique à la simulation dynamique ; vise non seulement à quantifier précisément le degré de vulnérabilité de l'hôpital Mohamed Boudiaf, mais surtout à formuler des prescriptions techniques de renforcement parasismique bien définies. L'enjeu final est de garantir que cet édifice stratégique conserve sa pleine fonctionnalité opérationnelle au lendemain d'un événement sismique majeur.



Figure 10: la façade principale de l'Hôpital Mohamed Boudiaf d'El Khroub (Constantine)

2. Description de l'ouvrage :

Le bâtiment administratif et médical bloc 3 de l'hôpital d'El Khroub qui est composé de 06 niveaux. La hauteur des étages est de : 3.45m pour le 1^{er} niveau et 3.55m pour les autres niveaux supérieurs. Il est constitué d'une ossature en portiques auto-stables en béton armé, organisée en huit travées identiques de 3,55 m dans le sens longitudinal, et en cinq travées de 6,40 m, 3,10 m, 6,45 m, 3,10 m et 6,55 m dans le sens transversal. Le plancher est réalisé en corps creux d'une épaisseur totale de 25 cm (20 + 5 cm), supporté par des poutres de section (40 × 45) cm² dans les deux directions. Les poteaux présentent des dimensions uniformes de (40 × 40) cm². Le revêtement des planchers est en dalle de sol, tandis que les murs extérieurs sont construits en parpaings et les cloisons intérieures en briques creuses.

7



Figure 11: façade latérale de l'Hôpital Mohamed Boudiaf d'El Khroub (Constantine).

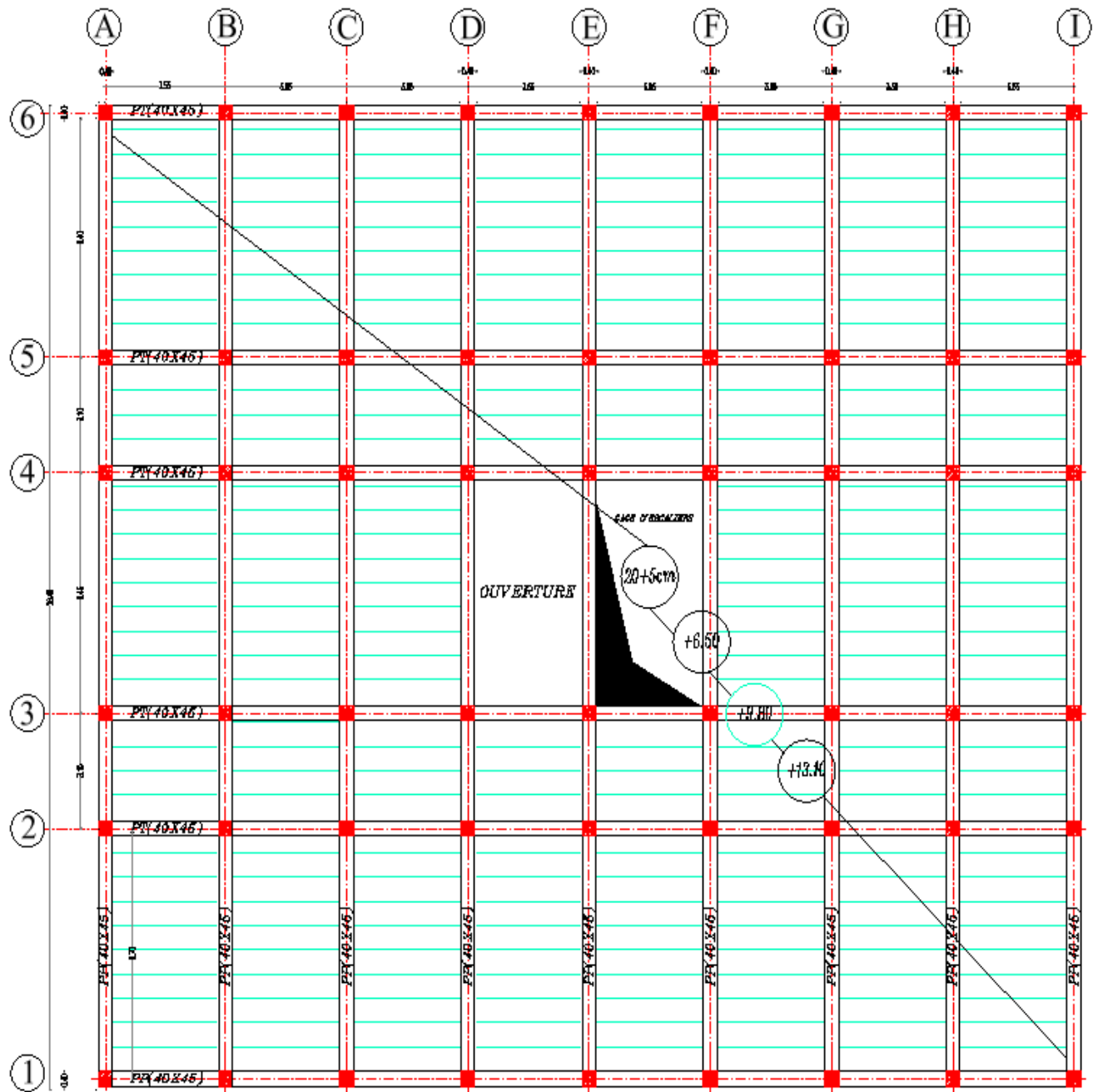


Figure 12 : vue en plan du bloc

Tableau 1: Données du projet

Largeur Totale (m)	Longueur Totale (m)	Hauteur Totale (m)	Hauteur du RDC (m)	Hauteur d'étage (m)	Surface Totale (m²)
28,88	26,48	21,2	3,55	3,45	746,59

3. Expertise de l'ouvrage :

Lors des visites effectuées pour évaluer l'état du bâtiment, une expertise simultanée a été effectuée afin d'identifier les dommages et les modifications survenues au fil du temps. Cette démarche vise à nous aider à prendre une décision concernant le renforcement, le déclassement ou la démolition du bâtiment.

- Superstructure :

Les investigations et visites d'expertise effectuées sur site n'ont mis en évidence aucune anomalie majeure affectant les éléments structuraux et non structuraux du bâtiment, quel que soit le niveau considéré. Toutefois, les résultats de l'auscultation ultrasonique du béton indiquent que la résistance du matériau constituant la structure est inférieure à la résistance minimale requise par le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024.



Figure 13: Photo d'auscultation ultrasonique du béton.

Par ailleurs, un constat visuel de l'état actuel du bâtiment a été fait pour constater les différentes pathologies rencontrées. Plusieurs dommages non structuraux ont été constatés et récapitulés dans les figures suivantes :



Figure 14: Fissures au niveau des murs de remplissage



Figure 15: Décollement de la peinture dû aux infiltrations des eaux



Figure 16: Gondollement et éclatement



Figure 17: Mauvaise étanchéité induisant des infiltrations des eaux

Etat des lieux et pathologie

En l'absence des documents techniques disponibles, notamment les plans d'architecture et de génie civil, il n'a pas été possible de déterminer avec précision la nature ainsi que les dimensions des fondations de l'ouvrage.

À ce jour, aucune manifestation d'instabilité du terrain n'a été constatée, et aucun tassement différentiel n'a été relevé entre les différents blocs composant la structure.

Les investigations géotechniques réalisées sous forme de sondages carottés jusqu'à une profondeur de 10 m sur le site d'Hôpital d'El Khroub, par le laboratoire LTP/Est, ont permis d'identifier un profil stratigraphique caractérisé par une couche superficielle de terre végétale d'environ 0,40 m d'épaisseur, surmontant une formation d'argile tufacée jaunâtre d'environ 4 m d'épaisseur, reposant elle-même sur une couche épaisse de tufs argileux jaunâtres.

4. Modélisation du sol

À partir des résultats des sondages géotechniques réalisés ainsi que de l'analyse des différentes coupes géologiques établies, une classe principale de profils de sol a été définie. Celle-ci est représentée sous forme d'un profil type schématisé, caractérisant les principales formations rencontrées sur le site.

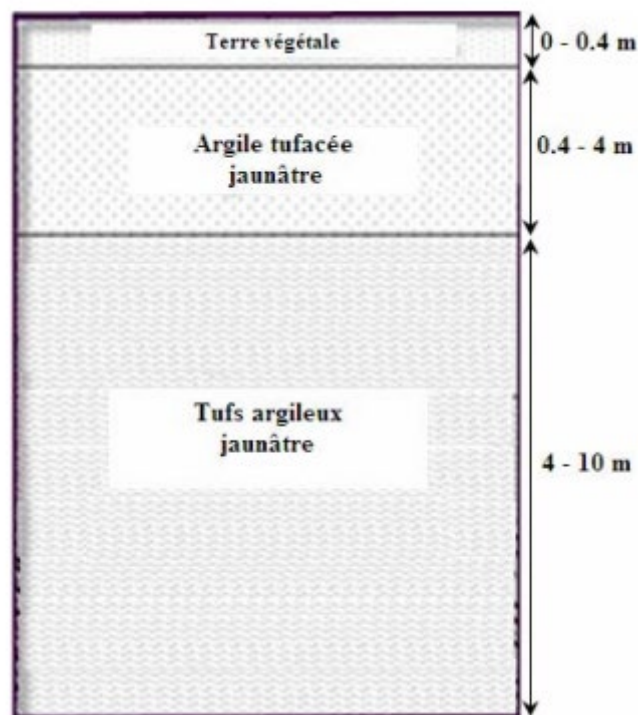


Figure 18: Profil type du sol.

D'après les résultats de l'étude géotechnique faite par le LTP/Est, le site est classé comme ferme (catégorie S2) selon le RPA2024.

5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

6.1. Béton :

En raison de l'indisponibilité d'une note de calcul de l'ouvrage à étudier, qui devait nous permettre d'avoir les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux de construction (béton, acier). Nous étions contraints, pour estimer et évaluer la résistance caractéristique à la compression du béton, d'utiliser les essais non destructifs sur le matériau béton (essais normalisés), d'une part pour ne pas endommager la structure et d'autre part, ces mesures peuvent donner des résultats satisfaisants, qui nous permettra de mener à bien notre étude de vulnérabilité.

6.1.1. Estimation de la résistance à la compression du béton par la méthode combinée

Le but est d'évaluer la résistance à la compression du béton in situ par utilisation des essais combinés (essai au scléromètre et essai ultrasonique) en développant une relation de corrélation entre la vitesse de propagation de l'onde, l'indice sclérométrique et la résistance à la compression du béton testé (figure 19).



Figure 19: Scléromètre à béton et appareil ultrasonique

Le principe de cette méthode consiste à déterminer la résistance en compression du béton à partir des abaques donnant la variation de la résistance du béton en fonction de la vitesse des ultrasons et de l'indice de rebondissement $[R(V, N)]$. Cette résistance est corrigée par des valeurs des coefficients d'influences des différents constituants et de leur nature.

Cette technique est utilisée pour la détermination de la résistance en compression en tenant compte à la fois de la vitesse de propagation de son et l'indice de rebondissement ; elle permet d'atteindre une précision accrue. Le principe reste identique et on a recours

à un béton standard qui possède une courbe d'étalonnage spécifique. La méthode a été développée pour essayer d'augmenter la fiabilité des essais non destructifs en détectant la résistance du béton.

6.1.2. Données et Hypothèses

Les essais non destructifs ont été réalisés sur plusieurs endroits du bâtiment à étudier, particulièrement au niveau des poteaux en béton armé. Les figures suivantes montrent l'emplacement et les positions de différents essais non destructifs (à l'aide du scléromètre et des ultrasons) :



Figure 20: Emplacement des points d'essais (scléromètre)



Figure 21: Emplacement des points d'essais (ultrasonique)

Les essais ont été effectués par un scléromètre de type « CONTROLAB » et un appareil ultrasonique de type « TICO » sur des poteaux en béton armé. On néglige l'influence des armatures.

On suppose que le béton testé a les caractéristiques suivantes : Le ciment utilisé est le ciment portland composé (CPJ) et le dosage du ciment est de 350 Kg/m³.

Les résultats des essais sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 2: Valeurs des indices de rebondissements

Parties testées Poteaux			Indice de rebondissement R	Valeur moyenne R _m	Valeur moyenne R _m Du bâtiment
Blocs	Niveaux	Positions			
R+0	Rdc	1	21	20.33	25.11
R+0	Rdc	2	20		
R+1	Rdc	3	20		
R+1	Rdc	4	21	27	
R+2	Rdc	5	30		
R+2	Rdc	6	30	28	
R+2	Rdc	7	27		
R+2	Rdc	8	27		

Tableau 3: Valeurs des vitesses ultrasoniques

Parties testées (Poteaux)			Distance entre capteurs (cm)	Temps t(s)	Vitesse V(m/s)	Vitesse Moyenne V _m (m/s)	Vitesse Moyenne du bâtiment V _m (m/s)
Bâtiment	Niveaux	Mesures					
R+0	Rdc	1	20	144	2890	3148.43	
R+0	Rdc	2	20	134	2990		
R+0	Rdc	3	20	124.2	2910		
R+0	Rdc	4	20	140.7	3620		
R+1	Niv 1	5	20	126.8	2880		
R+1	Niv 1	6	20	52.5	3780		

R+1	Niv 1	7	20	69	2969		3234.23
R+1	Niv 1	8	20	81.5	3450	3280	
R+2	Niv 2	9	20	52.5	3110		
R+2	Niv 2	10	20	50.2	3280		
R+2	Niv 2	11	20	128.7	3330	3230	
R+2	Niv 2	12	20	128.6	3330		
R+3	Niv 3	13	20	89.9	3230		
R+3	Niv 3	14	20	100.4	3190		
R+3	Niv 3	15	20	101.6	3070		
R+4	Niv 4	16	20	75.1	3545	3278.50	
R+4	Niv 4	17	20	41.3	3140		
R+4	Niv 4	18	20	40.1	3290		
R+5	Niv 5	19	20	103.5	3030		
R+5	Niv 5	20	20	75.1	3260		
R+5	Niv 5	21	20	72.6	3360		
R+5	Niv 5	22	20	72.4	3340		
R+6	Niv 6	23	20	143.4	3230		
R+6	Niv 6	24	20	109	3440		
R+6	Niv 6	25	20	108.3	3150		

- La résistance à la compression du béton est déterminée à partir de l'abaque suivante (figure 22) :

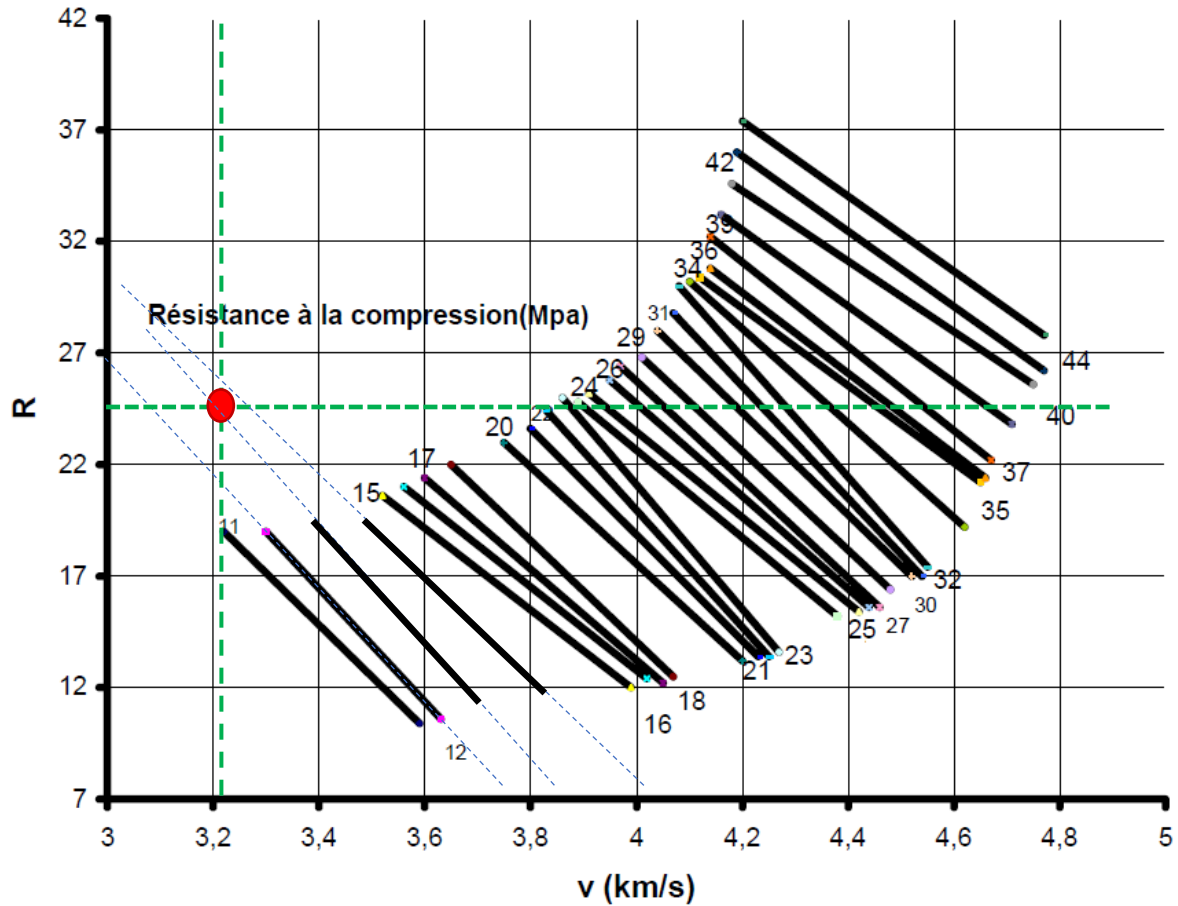


Figure 22: : Abaque donnant la variation de la résistance à la compression en MPa en fonction de la vitesse des ultrasons (v) et de l'indice de rebondissement (R) du béton [1]

La résistance du béton testé est donnée par la formule suivante :

$$F_{IS} = F_{ab} \times C_t \quad \text{III-1}$$

Avec :

$$C_t = C_c \times C_d \times C_{adj} \quad \text{III-2}$$

F_{is} : la résistance du béton testé

F_{ab} : la résistance déterminée à partir de l'abaque $R(V, N)$

C_t : Coefficient d'influence total

C_c : Coefficient d'influence du type de ciment

C_d : Coefficient d'influence du dosage en ciment

C_{adj} : Coefficient d'influence de l'adjuvant

D'après la figure (23) « Abaques », la valeur de F_{is} étant comprise entre **12 MPa et 14 MPa**.

Le règlement parasismique Algérien RPA 2024 exige un béton de classe « C20/25 » et compte tenu du manque d'information concernant la formulation du béton, la valeur de C_t a été prise égale à 1.

Alors la valeur de la résistance caractéristique du béton testé est prise égale à :

$$F_{is} = \sigma_b = 13 \text{ Mpa}$$

La méthode sclérométrique constitue une voie directe utilisée pour la détermination du degré d'homogénéité du béton et la dureté de la surface de l'élément en béton.

Bien que l'essai au scléromètre soit utile, il ne constitue nullement une mesure fiable de la résistance du béton compte tenu des paramètres influant la précision de détermination de cette résistance.

Les résultats des différents points de mesures effectués sur les poteaux de la structure donnent une valeur moyenne de la résistance caractéristique du béton à la compression de 13 MPa.

Remarque :

Il y a lieu de signaler, que conformément à la réglementation en vigueur (Norme 17004-2022), que des essais de carottage du béton doivent être effectués pour compléter les essais non destructifs.

6.2. Acier :

- ✓ Aciers FeE40 H.A. : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- ✓ Déformation élastique : $\epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 2 \text{ ‰}$
- ✓ Déformation ultime : $\epsilon_u = 10 \text{ ‰}$

Les aciers utilisés pour les armatures longitudinales et transversales sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE40.

7. Ferrailage :

Compte tenu de la non disponibilité de la note de calcul et du dossier architecture et génie civil ; le bâtiment a été construit à la fin des année 80, qui est supposé être dimensionné en utilisant RPA88. De ce fait, nous avons pris en considération les sections minimales des différents ferrailages des éléments porteurs (poteau, poutre...) dans le calcul à partir de ce règlement.

7.1. Ferrailage des poteaux

- Armatures longitudinales :

Selon le règlement parasismique algérien RPA88, Constantine est considérée en zone II. Alors :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal est de : **0,8 %** en zone II

Leur pourcentage maximal est de :

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

Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de : **400 mm** en zone II.

La distance entre les barres verticales sur une même face du poteau ne doit pas dépasser : **25 cm** en zone II.

- Armatures transversales :

La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée selon les conditions suivantes :

Si : $\lambda_g > 5$:

- **0,4 % en zones II.**

Si : $3 < \lambda_g < 5$: $\frac{10}{\lambda_g^2}$ (%)

- **0,4 % en zones II et III.**

Si $\lambda_g \leq 3$: **1 %**

- Pour notre cas :

On calcule l'élancement géométrique selon le RPA 88 avec :

$$\lambda = \frac{H}{L} \quad \text{III-3}$$

Où :

- **H** = hauteur totale du bâtiment
- **L** = dimension horizontale en plan.

Comme le bâtiment a deux dimensions en plan, on vérifie dans les deux directions.

t est l'espacement des armatures transversales. Il est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min}(10\phi, 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 15 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante :

$$t \leq 15\phi \Rightarrow t \leq 24 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ On prend $t = 15 \text{ cm}$.

Données :

- Largeur $L_y = 28,88 \text{ m}$
- Longueur $L_x = 26,48 \text{ m}$
- Hauteur totale $H = 21,2 \text{ m}$
- Élancement dans la direction X : $\lambda_x = 0,80 < 3$
- Élancement dans la direction Y : $\lambda_y = 0,73 < 3$

Tableau 4: dimensions et ferrillages des poteaux

Poteaux				
Dimension (cm ²)	Armature longitudinale		Armature transversale	
	As (cm ²)	Ferrailage	At (cm ²)	Ferrailage
40*40	14,20	4 HA14 + 4HA 16	6,03	12HA8

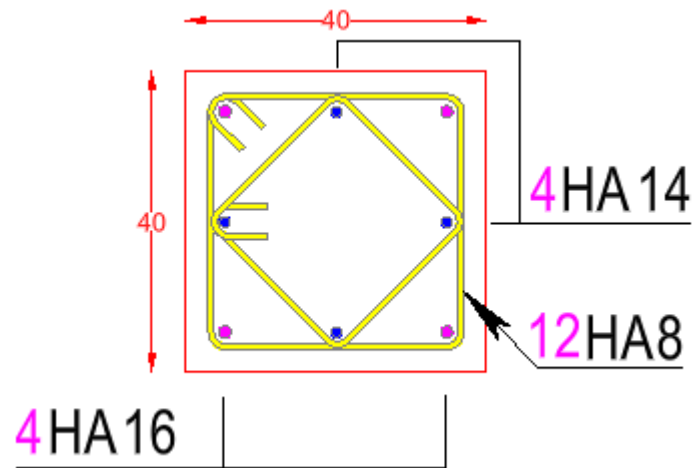


Figure 23: croquis de ferrailage des poteaux

7.2. Ferrailage des poutres

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Tableau 5: Dimensions et ferrillages des poutres

Poutre				
Dimension (cm ²)	Armature longitudinale		Armature transversale	
	As (cm ²)	Ferrailage	A _t (cm ²)	Ferrailage
40*45	12,56	4 HA20	1,35	3HA8

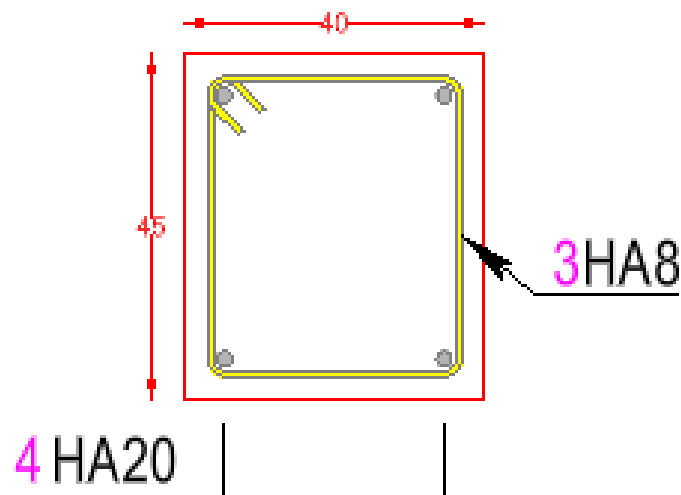


Figure 24: croquis de ferrailage des poutres

8. Critère de classification :

L'évaluation sismique d'un projet repose sur des critères de classification précis, qui déterminent la situation sismique et orientent le choix des méthodes d'analyse ainsi que les paramètres de calcul des forces sismiques. Conformément aux prescriptions du RPA 2024, ces critères permettent non seulement d'identifier la vulnérabilité potentielle de la structure, mais aussi d'assurer une approche cohérente et rigoureuse dans la conception parasismique. La figure (19) suivante illustre ces classifications et leur rôle dans le dimensionnement des ouvrages.

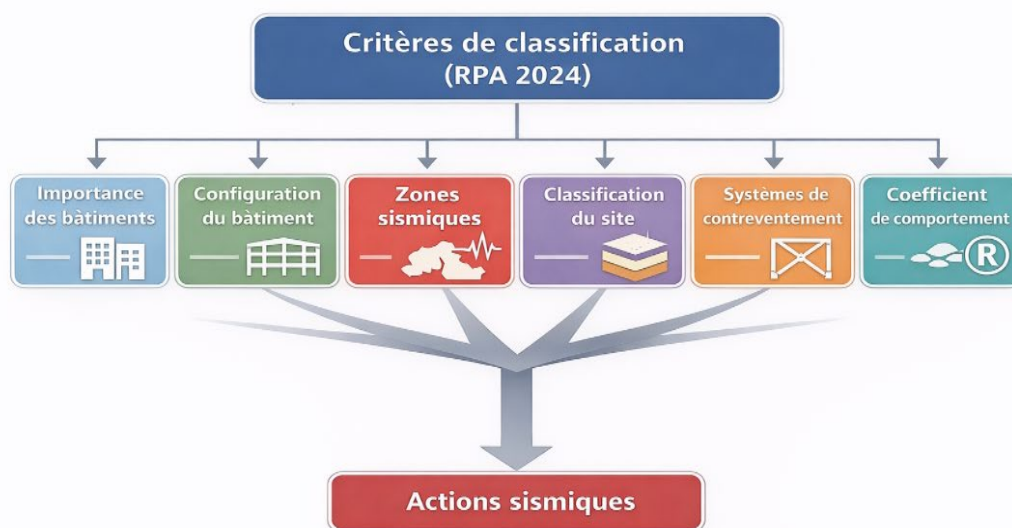


Figure 25: Critères de classification

8.1. Classification de la zone sismique :

Partie du territoire national dont les limites sont déterminées en fonction du niveau d'aléa sismique qui la caractérise

Tableau 6: Classification de la zone sismique

Zone de sismicité	Niveau de sismicité
0	Très faible
I	Faible
II	Faible à moyenne
III	Moyenne
IV	Moyenne à élevée
V	Elevée

VI	Elevée
----	--------

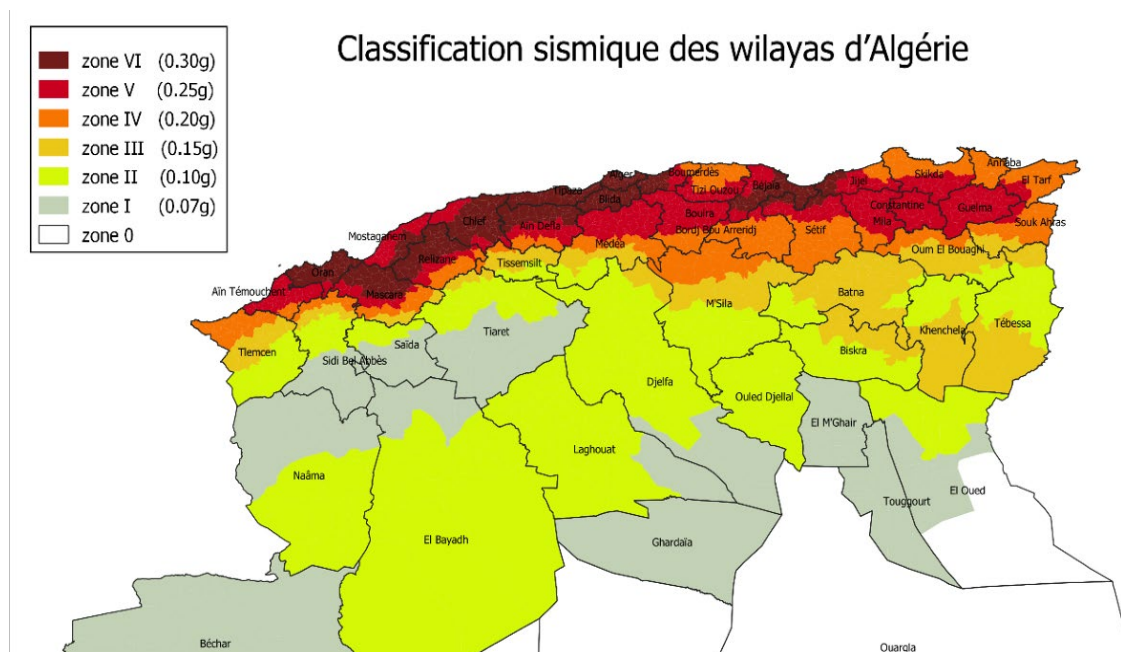


Figure 26: classification sismique des wilayas d'Algérie selon RPA2024

- Notre ouvrage est situé à Wilaya de Constantine : **Sismicité Élevée zone V**

8.2. Catégories et critères de classification

Des études géotechniques appropriées doivent être réalisées en vue de classer le site. Les sites sont classés en cinq (05) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Les quatre (04) premières catégories, sont établies en se basant sur la moyenne des propriétés de sol sur une profondeur minimale de 30 mètres. L'autre catégorie, considérée comme exceptionnelle, concerne les sites nécessitant des investigations spécifiques (S_s).

Tableau 7: *Catégories et critères de classification*

Catégorie	Description
S_1	Rocheux
S_2	Ferme
S_3	Meuble
S_4	Très meuble

S_s	Site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques
-------	---

- Selon RPA2024, Le site de notre bâtiment est de **Catégorie S_2 (site ferme)**.

8.3. Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de référence de la zone sismique. Il représente l'accélération maximale du sol normalisée par l'accélération de la pesanteur g et permet de caractériser le niveau d'aléa sismique d'une région. Sa valeur dépend de la zone sismique et sert de paramètre de base pour la détermination de l'action sismique de calcul selon le RPA 2024.

Tableau 8: Coefficient d'accélération de zone

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0,07
II	Faible à moyenne	0,10
III	Moyenne	0,15
IV	Moyenne à élevée	0,20
V	Elevée	0,25
VI	Elevée	0,30

- Pour notre projet ; l'ouvrage est situé en zone V, le coefficient d'accélération de zone A est de **0,25**.

8.4. Classification des bâtiments selon leurs importances

Selon le RPA 2024, le niveau minimal de protection sismique attribué à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection de la collectivité. À cet effet, les bâtiments sont classés en quatre groupes d'importance :

- **Groupe 1A** : bâtiments d'importance vitale
- **Groupe 1B** : bâtiments de grande importance
- **Groupe 2** : bâtiments d'importance moyenne
- **Groupe 3** : bâtiments de faible importance

Cette classification est prise en compte dans le calcul de l'action sismique à travers l'introduction du coefficient d'importance I , qui permet de différencier le niveau de protection requis pour chaque catégorie de structure.

Tableau 9: Valeurs du coefficient d'importance

Coefficient d'importance	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1,40	1,20	1,00	0,80

- Notre cas d'étude est **groupe 1A** : Bâtiments d'importance vitale ; Bâtiments vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale
 $I = 1.4$

8.5. Classification des systèmes de contreventement

La classification des systèmes de contreventement permet d'attribuer à chaque type de structure un coefficient de comportement R en fonction de sa capacité à dissiper l'énergie sismique. Cette classification dépend notamment de la nature des matériaux, du type de construction, des possibilités de redistribution des efforts et de la capacité de déformation post-élastique des éléments, conformément au RPA 2024. Le coefficient R est corrigé par le facteur de qualité Q_F pour prendre en compte le degré de régularité et de redondance du système, en supposant que les règles de qualité, d'exécution et les dispositions constructives sont respectées.

Dans notre cas d'étude, le système est en béton armé et à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide a un coefficient $R = 3,5^{(a)}$.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

Figure 27: systèmes de contreventement du RPA2024

8.6. Classification des bâtiments selon leur configuration

- Facteur qualité

La valeur de Q_F est déterminée par :

$$Q_F = 1 + \sum_{i=1}^q P_q \quad \text{III-4}$$

Où :

- P_q est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau (10) ;
- i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée

Tableau 10: Critères de facteur de qualité

Catégorie	Critère	Observé	Non Observé
(a)	Régularité en plan	0	0,05
	Régularité en élévation	0	0,20
	Conditions minimales sur le nombre d'étages	0	0,20
	Conditions minimales sur les travées	0	0,10
(b)	Régularité en plan	0	0,05
	Régularité en élévation	0	0,20
	Redondance en plan	0	0,05

- Pour notre cas :

Tableau 11: Vérification des critères de facteur de qualité pour cet ouvrage

Catégorie	Critère	P _q
(a)	Régularité en plan	0,05
	Régularité en élévation	0
	Conditions minimales sur le nombre d'étages	0
	Conditions minimales sur les travées	0

$$Q_F = 1 + 0,05 + 0 + 0 + 0 = 1,05$$

8.7. Caractéristiques et exigences coffrage des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

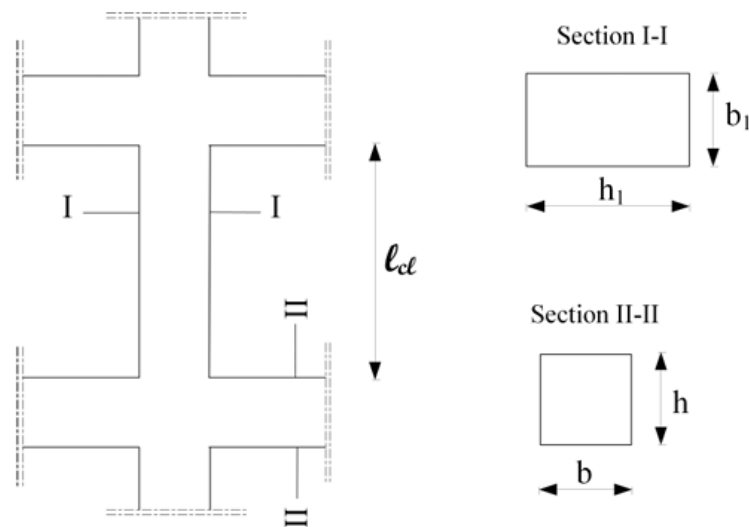


Figure 28: section transversale des poteaux

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_c, h_c) \geq 25 \text{ cm} : \text{en zones I, II et III} \\ \text{Min}(b_c, h_c) \geq 30 \text{ cm} : \text{en zones IV, V et VI} \\ \text{Min}(b_c, h_c) \geq \frac{l_c}{20} : \text{quelle que soit la zone} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_c}{h_c} < 4 : \text{quelle que soit la zone} \end{array} \right.$$

- Dans notre cas, on est dans la zone V .

a. $\text{Min}(b_c, h_c) = \text{Min}(40, 40) = 40 \geq 30 \text{ cm}$; **condition vérifiée.**

b. $\text{Min}(b_c, h_c) = \text{Min}(40, 40) = 40 \geq \frac{l_c}{20} = \frac{355}{20} = 17,75 \text{ cm}$; **condition vérifiée.**

c. $\frac{1}{4} < \frac{b_c}{h_c} = \frac{40}{40} = 1 < 4$; **condition vérifiée.**

8.8. Caractéristiques et exigences coffrage des poutres :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

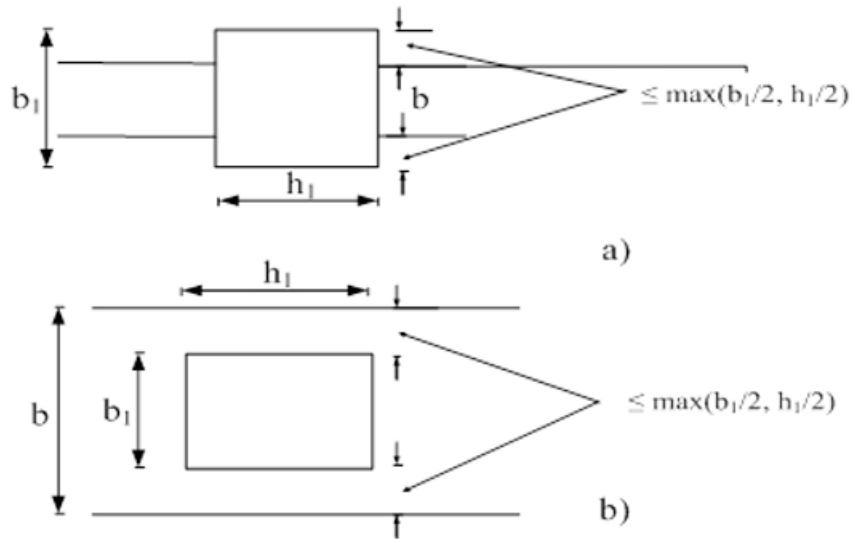
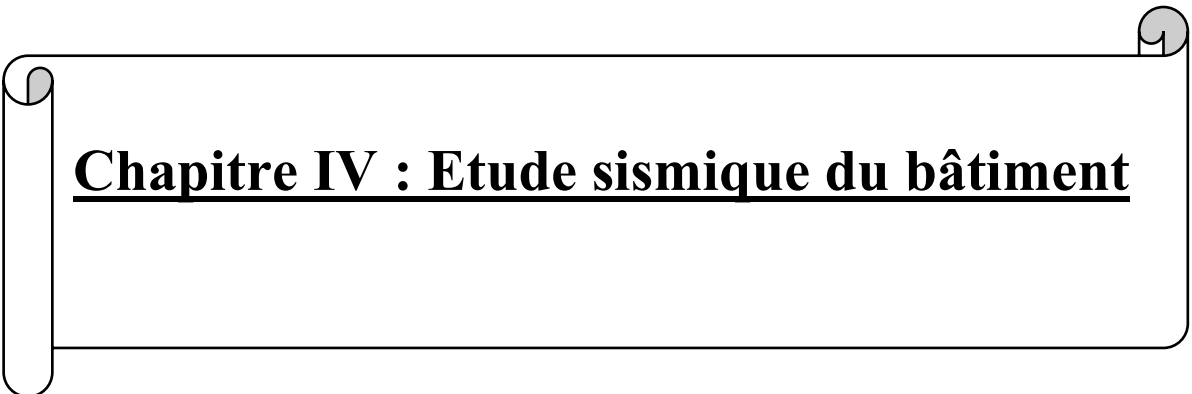


Figure 29: Section de la poutre

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} : \text{en zones I, II et III} \\ b \geq 25 \text{ cm} : \text{en zones IV, V et VI} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \\ b_{\max} \leq (1.5h + bc) \end{array} \right.$$

- Dans notre cas, on est dans la zone V .

- a. $b = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$, **condition vérifiée.**
- b. $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$, **condition vérifiée.**
- c. $\frac{h}{b} = \frac{45}{40} = 1,125 \leq 4.0$, **condition vérifiée.**
- d. $b_{\max} = 40 \leq (1,5 * 45 + 40) = 107,5 \text{ cm}$, **condition vérifiée**

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left and rounded corners on the right, containing the chapter title.

Chapitre IV : Etude sismique du bâtiment

1. Introduction

La conception des structures en zones sismiques exige une prise en compte rigoureuse de l'action des séismes afin d'assurer la sécurité des occupants et la stabilité des ouvrages. Les mouvements du sol générés par un séisme induisent des forces d'inertie au sein des structures, lesquelles peuvent provoquer des sollicitations importantes susceptibles d'endommager les éléments structuraux. Il est donc indispensable d'évaluer la réponse dynamique des bâtiments face aux excitations sismiques dès la phase de conception.

L'analyse sismique d'une structure vise à déterminer les efforts internes, les déplacements et les déplacements inter-étages engendrés par l'action sismique. Cette analyse repose généralement sur des modèles numériques capables de représenter le comportement global de la structure. Grâce au développement des outils de calcul et des méthodes numériques, notamment la méthode des éléments finis, il est aujourd'hui possible de simuler avec précision la réponse dynamique des structures soumises à des sollicitations sismiques.

Dans le contexte réglementaire algérien, la conception parasismique des bâtiments est encadrée par le RPA 2024, qui définit les principes de calcul, les paramètres sismiques à considérer ainsi que les différentes méthodes d'analyse permettant d'évaluer la réponse des structures. Le choix de la méthode d'analyse dépend de plusieurs facteurs, notamment la hauteur du bâtiment, sa régularité géométrique et le niveau de précision requis dans l'étude.

Dans ce chapitre, nous présentons d'abord les bases de l'analyse dynamique des structures à travers l'étude des caractéristiques modales, puis les différentes méthodes d'analyse sismique prévues par le règlement, en particulier la méthode modale spectrale utilisée pour l'évaluation de la réponse dynamique de la structure étudiée.

2. Analyse modale des systèmes dynamiques

L'analyse modale constitue une étape fondamentale dans l'étude dynamique des structures. Elle permet de déterminer les caractéristiques vibratoires propres du système structural, notamment les périodes naturelles, les fréquences propres et les formes modales associées.

Ces paramètres décrivent la manière dont la structure tend naturellement à vibrer lorsqu'elle est soumise à une excitation dynamique. Dans le cas des structures complexes, leur détermination est généralement réalisée à l'aide de méthodes numériques, notamment la méthode des éléments finis, qui permet de modéliser le comportement global du système structural et d'évaluer ses modes de vibration dominants.

La connaissance des caractéristiques modales de la structure constitue une base indispensable pour l'application des méthodes d'analyse dynamique utilisées dans l'évaluation de la réponse

3. Choix de la méthode d'analyse sismique

Le choix de la méthode d'analyse sismique dépend de plusieurs facteurs, notamment la configuration de la structure, sa régularité géométrique et le niveau de précision recherché dans l'évaluation de sa réponse dynamique.

Le RPA 2024 prévoit plusieurs approches permettant d'estimer l'action sismique sur les structures. Les principales méthodes d'analyse utilisées sont :

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

3.1. Méthode d'analyse modale spectrale

3.1.1. Principe :

La méthode d'analyse modale spectrale a pour objectif de déterminer la réponse maximale d'une structure soumise à une excitation sismique. Pour chaque mode de vibration identifié lors de l'analyse modale, cette méthode évalue les effets des forces sismiques en utilisant un spectre de réponse de calcul, qui représente l'amplitude maximale des oscillations d'un oscillateur simple soumis à l'action sismique.

Les effets modaux obtenus sont ensuite combinés à l'aide de règles de superposition appropriées (telles que SRSS ou CQC) afin d'estimer la réponse globale de la structure, notamment les efforts internes, les moments fléchissants et les déplacements inter-étages.

Cette méthode est particulièrement recommandée dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable, notamment pour les structures de grande hauteur, les bâtiments irréguliers ou présentant plusieurs modes significatifs de vibration.

3.1.2. Modélisation

La structure a été modélisée dans ETABS 22.7.0 (année 2022), avec une représentation précise des éléments porteurs — poteaux, poutres, voiles et planchers — et l'attribution des masses et rigidités aux différents niveaux. Cette modélisation permet de caractériser les

modes propres de vibration de la structure et constitue la base pour l'application de la méthode modale spectrale, conformément aux prescriptions du RPA 2024.

3.1.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

Pour l'estimation des charges permanentes et surcharges d'exploitations, les valeurs considérées sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau 12: estimation des charges permanentes et d'exploitation

Type de plancher	Étage	Charges permanentes (G) [kN/m²]	Surcharges d'exploitation (Q) [kN/m²]
Planchers en corps creux	Étage courant	5,85	2,50
	Terrasse inaccessible	6,45	1,00

3.1.4. Définition spectre de réponse RPA 2024

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

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A \cdot I \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \cdot \frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \cdot \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad \text{IV-1}$$

Où :

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur,

R : coefficient de comportement de la structure

Q_F : facteur de qualité

Ces valeurs du spectre de calcul ne doivent, en aucun cas, être inférieures à $(0,2 \cdot A \cdot I)$.

Pour la composante verticale de l'action sismique, le spectre de calcul est donné par :

$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2,5}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2,5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2,5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad \text{IV-2}$$

- Ces valeurs du spectre de calcul ne doivent, en aucun cas, être inférieures à $(0,2 \cdot A_v \cdot I)$.

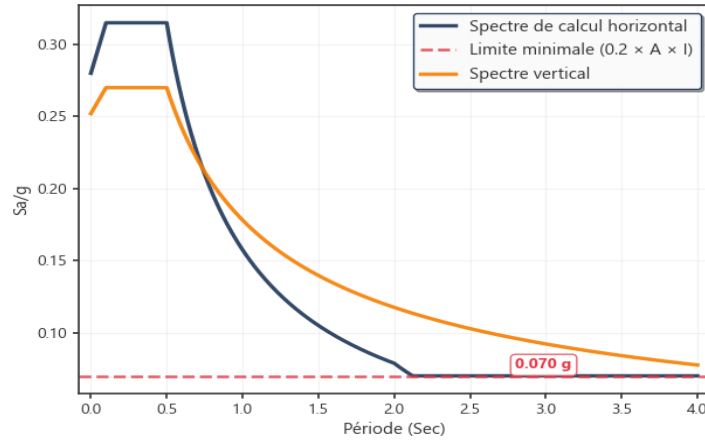


Figure 30: Spectre de réponse RPA2024

3.1.5. Modélisation de la masse sismique :

Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i ».

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{IV-3}$$

Où n représente le nombre total de niveaux. Chaque poids partiel W_i au niveau i est défini par :

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : le poids dû aux charges permanentes, incluant également les équipements fixes faisant corps avec la structure.

W_{Qi} : les charges d'exploitation applicables au niveau i .

ψ : un coefficient d'accompagnement, tenant compte de la nature et de la durée de l'action d'exploitation. Sa valeur est fournie par la réglementation selon le tableau ci-dessous.

Tableau 13 : Valeurs du coefficient d'accompagnement, pour la charge d'exploitation Q_i

Cas	type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,30
2	Bâtiments recevant du public temporairement (salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunion, salles de classes, restaurants, dortoirs)	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiments recevant des équipements médicaux critiques	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Pour le cas de notre étude, l'hôpital est un bâtiment recevant des équipements médicaux critique => $\psi = 1$

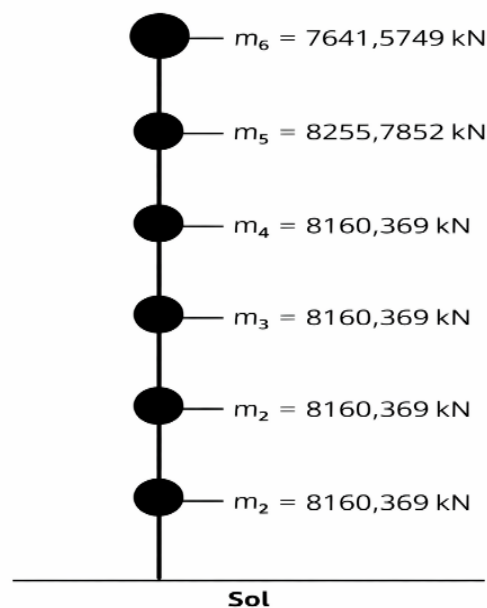


Figure 31: Poids sismiques de la structure.

$$W_{\text{tot}} = 48527,87 \text{ KN}$$

3.1.6. Nombre de mode à considérer :

Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux

Directions d'excitation, doit être tel que :

- La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.
- Lu que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée.

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

$$k \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0,2s \quad \text{IV-4}$$

Où :

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

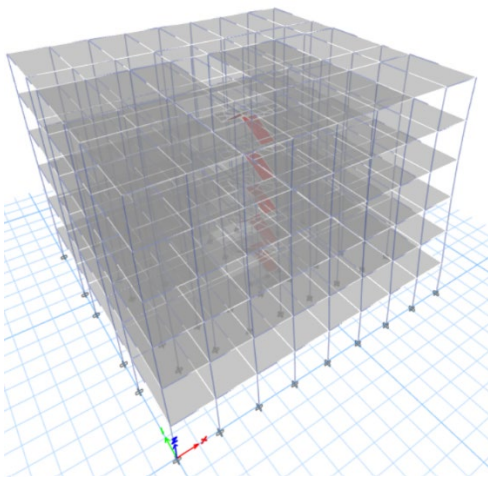
Tableau 14: Rapports de participation de masse modale

Case	Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	1,215	0,0001	0,8234	0,0001	0,8234	0,0024
Modal	2	1,124	0,0068	0,0024	0,0069	0,8258	0,8223
Modal	3	1,117	0,8248	0,000008677	0,8317	0,8258	0,0069
Modal	4	0,399	0,00002061	0,1017	0,8318	0,9274	0,0001
Modal	5	0,369	0,0994	0,00001883	0,9312	0,9275	0,0002
Modal	6	0,368	0,0001	0,0001	0,9313	0,9275	0,0996
Modal	7	0,232	0,00001729	0,0385	0,9313	0,966	0,00000728
Modal	8	0,218	0,0371	0,00001466	0,9685	0,966	0,0001
Modal	9	0,214	0,0001	0,000007758	0,9685	0,966	0,0373
Modal	10	0,161	0,00000668	0,02	0,9685	0,9861	0,00000277
Modal	11	0,155	0,0189	0,000004737	0,9874	0,9861	0,00001935
Modal	12	0,15	0,00001515	0,000003193	0,9874	0,9861	0,019

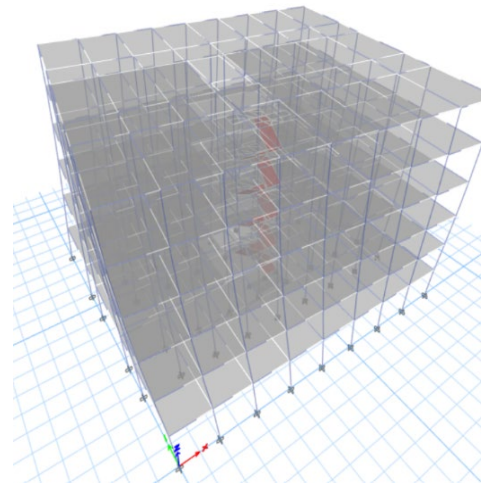
Commentaire : Les 12 premiers modes de vibration, qui assurent à eux seuls environ 90 % de la participation massique totale, sont les plus significatifs du point de vue du mouvement de la structure et de la distribution des masses. Par conséquent, ils jouent un rôle déterminant dans l'analyse et la compréhension du comportement dynamique global de la structure.

Les premiers modes qui représentent les 90% de la participation massique sont les modes de vibration les plus significatifs en termes de mouvement et de répartition de la masse, on cite le comportement des trois premier :

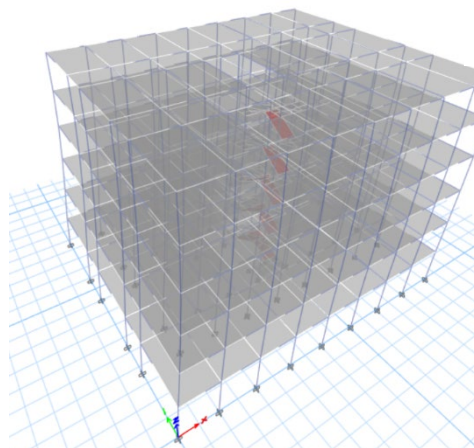
- Mode N°1 : mode « Translation selon Y ».
- Mode N°2 : mode de torsion.
- Mode N°3 : mode « Translation selon X ».



*Figure 32: translation selon Y
- mode 01-*



*Figure 33: torsion
- mode 02 -*



*Figure 34 : translation selon X
-mode 03-*

Ces modes peuvent donner une indication sur les schémas de déformation dominants de la structure dans des conditions spécifiques. Ils jouent un rôle important dans la conception sismique et la compréhension du comportement dynamique global de la structure.

3.1.7. Calcul de l'effort sismique à la base RPA2024 :

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, est calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales à l'aide de la formule suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{s_{ad}(T)}{g} \cdot W \quad \text{IV-5}$$

- Définition des paramètres :

La période fondamentale T_0

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ($T_{empirique}$) ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{empirique} = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{IV-6}$$

Avec :

- $T_{empirique}$ [unité en s]: période fondamentale
- h_n [unité en m] : Hauteur du bâtiment mesurée depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donne par Tableau (15).

Tableau 15: Valeurs du coefficient C_T

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Ossatures en portique en acier, sans remplissage en maçonnerie	0,085

3	Ossatures en portique en béton armé ou en acier, avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Autres types de structures	0,050

- Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, les valeurs de (T_0) , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique.
- La valeur maximale de la période fondamentale, à utiliser dans la méthode statique équivalente, est alors égale à $(1,3 T_{\text{empirique}})$.
- Le Tableau (16) donne les valeurs de la période, (T_0) , à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V.

Tableau 16: Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1,3 T_{\text{empirique}}$

Pour notre étude :

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (21,2)^{3/4} = 0,494 \text{ s}$$

$$T_{\text{numérique}} = \begin{cases} \text{sens } x : T_x = 1,117 \text{ s} > 1,3 T_{\text{emp}} = 0,642 \text{ s} \\ \text{sens } y : T_y = 1,215 \text{ s} > 1,3 T_{\text{emp}} = 0,642 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_{0x} = 0,642 \text{ s} \\ T_{0y} = 0,642 \text{ s} \end{cases}$$

- Le coefficient de correction λ :

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases} \quad \text{IV-7}$$

Pour notre étude, les deux conditions sont vérifiées ; donc : $\lambda = 0,85$

- Spectre de calcul $\frac{S_{\text{ad}}}{g}(T)$

Données :

- Catégorie S_2 (site ferme) : $S = 1,20$ et $T_1 = 0,10 \text{ s}$; $T_2 = 0,5 \text{ s}$; $T_3 = 2 \text{ s}$
- Zone de sismicité V (Élevée) : $A = 0,25$
- Groupe 1A : Bâtiments d'importance vitale $I = 1,4$

- Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide **R = 3.5**
- Facteur de qualité : **Q_F = 1,05**
- Spectre horizontale

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A \cdot I \cdot S \cdot \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \cdot \frac{T_2}{T} \right] \quad \text{IV-8}$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A \cdot I \cdot S \cdot \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \cdot \frac{T_2}{T} \right] = 0,25 * 1,4 * 1,20 * \left[2,5 \frac{1,05}{3,5} \cdot \frac{0,5}{0,642} \right] \quad : T_2 \leq T < T_3$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \mathbf{0,245}$$

- Spectre verticale :

Les effets de la composante verticale de l'action sismique, doivent être pris en compte, si la valeur du produit ($A_v \cdot I \cdot g$) est supérieure à (0.25g), dans les cas suivants:

- Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15 m de portée ou plus ;
- Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 2.00 m de long ;
- Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux ;
- Poutres supportant des poteaux ;
- Structures sur appuis parasismiques ;

Pour notre étude :

- $A_v \cdot I \cdot g = 0.315 \text{ g} > 0,25 \text{ g}$
- Conditions à vérifier :

Tableau 17: Vérification des conditions de spectre vertical

Conditions	Vérification
Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15 m de portée ou plus	Non vérifiée
Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 2.00 m de long	Non vérifiée

Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux	Non vérifiée
Poutres supportant des poteaux	Non vérifiée
Structures sur appuis parasismiques	Non vérifiée

⇒ Donc, On peut négliger les effets de la composante verticale de l'action sismique.

- Effort tranchant global :

$$V = \lambda \cdot \frac{s_{ad}(T)}{g} \cdot W \quad \text{IV -9}$$

$$V_x = V_y = 0.85 \times 0.245 \times 48527,87 = \mathbf{10105,92893 \text{ KN}}$$

Il est impératif de vérifier que la force sismique à la base V_{etabs} , calculée par combinaison des modes de vibration, ne soit pas inférieure à 80% de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$0,8 V_x = 0,8 V_y = \mathbf{8084,74 \text{ KN}}$$

Tableau 18: Réaction à la base

Output case	F_x (KN)	F_y (KN)	$0,8 V_i$ (KN)	Vérification
E_x	5654,8627	61,4785	8084,74	Non vérifiée
E_y	61,4785	5237,1987	8084,74	Non vérifiée

- Comme ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport ($\frac{0,8 \cdot V}{V_t}$).

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : \left(\frac{0,8 \cdot V_x}{F_x} \right) = 1,43 \\ \text{sens } y - y : \left(\frac{0,8 \cdot V_y}{F_y} \right) = 1,54 \end{cases}$$

Tableau 19: Réactions à la base après amplification

Output case	F_x (KN)	F_y (KN)	$0,8 V_i$ (KN)	Vérification
E_x	8086,4538	87,9142	8084,74	Vérifiée
E_y	94,9053	8084,7406	8084,74	Vérifiée

3.1.8. Justification à la sécurité vis-à-vis des déplacements inter-étages

Le déplacement horizontal, à chaque niveau k , de la structure est calculé selon Eqn (III-7)

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek} \quad \text{IV-10}$$

Où :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau k par rapport au niveau (k -1), est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{IV-11}$$

- Justification de non-effondrement $\Delta < 0.015h_k$

Tableau 20: Vérification des déplacements de non-effondrement (direction x)

Etage	$U_x(\text{mm})$	$\delta_x(\text{mm})$	$\Delta_x(\text{mm})$	$h_k(\text{m})$	$0.015h_k(\text{mm})$	Vérification
Etage6	76,073	253,5767	18,30667	3,55	53,25	Vérifiée
Etage5	70,581	235,27	31,98333	3,55	53,25	Vérifiée
Etage4	60,986	203,2867	44,02	3,55	53,25	Vérifiée
Etage3	47,78	159,2667	54,1	3,55	53,25	Non vérifiée
Etage2	31,55	105,1667	60,6	3,55	53,25	Non vérifiée
Etage1	13,37	44,56667	44,56667	3,45	51,75	Vérifiée

Tableau 21: Vérification des déplacements de non-effondrement (direction y)

Etage	$U_y(\text{mm})$	$\delta_y(\text{mm})$	$\Delta_y(\text{mm})$	$h_k(\text{m})$	$0.015h_k(\text{mm})$	Vérification
Etage6	90,43	301,43333	23,633333	3,55	53,25	Vérifiée
Etage5	83,34	277,8	38,69	3,55	53,25	Vérifiée
Etage4	71,733	239,11	52,77	3,55	53,25	Vérifiée
Etage3	55,902	186,34	64,39	3,55	53,25	Non vérifiée
Etage2	36,585	121,95	71,463333	3,55	53,25	Non vérifiée
Etage1	15,146	50,486667	50,486667	3,45	51,75	Vérifiée

- D'après les résultats présentés dans le tableau (20) et (21), concernant la vérification des déplacements selon la direction x et y, on observe que la justification de non-

effondrement est vérifiée sauf les niveaux 2 et 3 dépassent la limite admissible de déplacement inter-étage pour le non-effondrement.

- Justification de limitation de dommages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

* pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixes à la structure :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq 0.005h_k$$

IV-9

- Le coefficient réducteur $v_A = 0.5$

Tableau 22: Vérification des déplacements de limitation de dommages (direction x)

Etage	U_x (mm)	δ_x (mm)	Δ_x (mm)	$v_A \cdot \Delta_x$ (mm)	h_k (m)	$0.005h_k$ (mm)	Vérification
Etage6	76,073	253,5767	18,30667	9,153335	3,55	17,75	Vérifiée
Etage5	70,581	235,27	31,98333	15,991665	3,55	17,75	Vérifiée
Etage4	60,986	203,2867	44,02	22,01	3,55	17,75	Non vérifiée
Etage3	47,78	159,2667	54,1	27,05	3,55	17,75	Non vérifiée
Etage2	31,55	105,1667	60,6	30,3	3,55	17,75	Non vérifiée
Etage1	13,37	44,56667	44,56667	22,283335	3,45	17,25	Non vérifiée

Tableau 23: Vérification des déplacements de limitation de dommages (direction y)

Etage	U_y (mm)	δ_y (mm)	Δ_y (mm)	$v_A \cdot \Delta_y$ (mm)	h_k (m)	$0.005h_k$ (mm)	Vérification
Etage6	90,43	301,4333	23,633333	11,81666	3,55	17,75	Vérifiée
Etage5	83,34	277,8	38,69	19,345	3,55	17,75	Non vérifiée
Etage4	71,733	239,11	52,77	26,385	3,55	17,75	Non vérifiée
Etage3	55,902	186,34	64,39	32,195	3,55	17,75	Non vérifiée
Etage2	36,585	121,95	71,463333	35,73166	3,55	17,75	Non vérifiée
Etage1	15,146	50,48666	50,486667	25,24333	3,45	17,25	Non vérifiée

- Interprétation des résultats :

Pour l'axe x : Les niveaux 6 et 5 respectent la limite de déplacement relatif inter-étage, tandis que le reste la dépassent.

Pour l'axe y : tous les niveaux dépassent la limite de déplacement admissible vis-à-vis la limitation de dommages sauf le niveau 6.

En termes de stabilité, la structure est vulnérable vis-à-vis de la déformabilité (déplacement/ductilité). Nous serons contraindre de booster sa capacité structurelle, il est recommandé de renforcer cette structure pour améliorer et sa résistance et sa ductilité.

- Recommandation :

Chemisage des éléments structuraux :

Il est recommandé d'augmenter les dimensions des poteaux et éventuellement des poutres par chemisage en béton armé, afin d'accroître la rigidité latérale globale et de réduire les déplacements inter-étages.

Protection des éléments non structuraux

Il est recommandé de prévoir des dispositions constructives adaptées pour les éléments non structuraux, en particulier aux niveaux ne satisfaisant pas aux critères de déplacement, afin de réduire les risques de dommages et d'assurer la sécurité des occupants. La protection des éléments non structuraux repose sur la fixation parasismique des équipements médicaux, du mobilier, des faux plafonds, des cloisons, des vitrages, des ascenseurs et des réseaux techniques, afin de prévenir leur endommagement ou leur chute lors d'un séisme. Ces dispositions visent à assurer la sécurité des occupants et à garantir la continuité du fonctionnement de l'hôpital après un événement sismique.

Améliorer la ductilité de la structure, en assurant un dimensionnement conforme aux règles de conception parasismique (hiérarchisation des résistances, poteaux forts – poutres faibles), afin de garantir un comportement dissipatif adéquat.

- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'influence des effets du second ordre (ou effet P-delta) peut être considérée comme négligeable pour les bâtiments si la condition suivante est vérifiée à chaque étage :

$$\theta_k = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10 \quad \text{IV-10}$$

❖ Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k - 1 »

h_k : hauteur du niveau « k »

Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que : Si $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $(\frac{1}{1-\theta_k})$.

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

Tableau 24: Vérification des conditions en sens X-X

Etage	h_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_x (m)	θ_x	Vérification
Etage6	3,55	7641,5749	2445,5182	0,01830667	0,016	Vérifiée
Etage5	3,55	15897,3601	4259,173	0,03198333	0,033	Vérifiée
Etage4	3,55	24057,7291	5593,1185	0,04402	0,053	Vérifiée
Etage3	3,55	32218,0981	6661,9339	0,0541	0,073	Vérifiée
Etage2	3,55	40378,4671	7559,4068	0,0606	0,091	Vérifiée
Etage1	3,45	48527,87	8114,9256	0,04456667	0,077	Vérifiée

Tableau 25: Vérification des conditions en sens Y-Y

Etage	h_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_y (m)	θ_y	Vérification
Etage6	3,55	7641,5749	2561,5807	0,02363333	0,019	Vérifiée
Etage5	3,55	15897,3601	4342,6811	0,03869	0,039	Vérifiée
Etage4	3,55	24057,7291	5608,8707	0,05277	0,063	Vérifiée
Etage3	3,55	32218,0981	6631,8888	0,06439	0,088	Vérifiée
Etage2	3,55	40378,4671	7532,7645	0,07146333	0,100	Vérifiée
Etage1	3,45	48527,87	8111,1138	0,05048667	0,087	Vérifiée

- Interprétation des résultats :

Les valeurs de θ restent inférieures au seuil de 0,10 dans les deux sens, ce qui signifie que les effets du second ordre (P- Δ) sont négligeables. Aucune correction structurelle n'est nécessaire.

- Vérification de l'effort normale réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normale réduit dans les poteaux ne doivent pas dépasser 35%.

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.35 \quad \text{IV-11}$$

Tableau 26: Vérification de l'effort normal réduit

Poteau	a(m)	b(m)	Combinaison	N _d (KN)	v	Condition
40*40	0,40	0,4	Sismique	1813,8408	0,872s	Non vérifiée

- Interprétation des résultats : Les poteaux ne respectent pas la condition de sécurité.

Cela signifie :

- Un risque accru de rupture fragile en cas de séisme.
- La section est trop faible pour l'effort appliqué.

Cette vérification est primordiale afin d'identifier les éléments verticaux (poteaux) qui subissent une rupture fragile avant que la structure atteigne sa capacité de résistance.

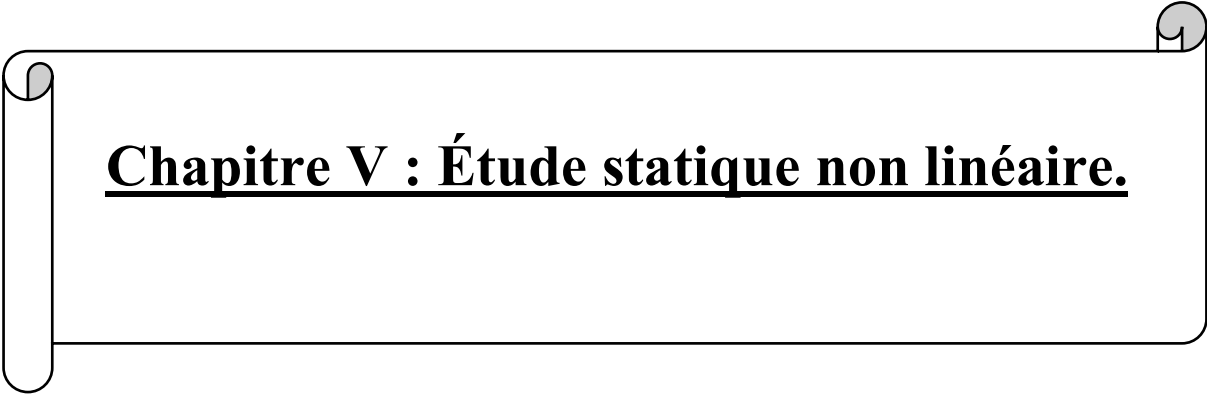
- Recommandations :

- Afin d'assurer la conformité de l'ensemble des poteaux aux exigences de sécurité structurelle, plusieurs solutions peuvent être envisagées pour les éléments non vérifiés,
- Augmentation des dimensions de la section du poteau,
- Réduction de la charge appliquée N_d par redistribution ou allègement des planchers,
- Amélioration des propriétés mécaniques du béton (augmentation de f_{c28}),
- Optimisation du ferrailage transversal afin de mieux confiner le béton dans les zones critiques.

5. Conclusion :

Dans ce chapitre, une vérification du bâtiment existant en R+5 a été réalisée conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. L'évaluation du comportement structural, basée sur l'analyse modale spectrale, a permis de mettre en évidence plusieurs insuffisances et non-conformités vis-à-vis des exigences réglementaires en vigueur. Les résultats obtenus montrent que la structure présente des vulnérabilités susceptibles d'affecter son comportement sous sollicitations sismiques. Par conséquent, il

apparaît nécessaire de procéder à une analyse non linéaire afin d'évaluer la capacité réelle de l'ouvrage au-delà du domaine élastique et d'apprécier son niveau de performance face aux actions sismiques sévères. Cette analyse constituera l'objet du chapitre suivant, consacré à l'étude du comportement non linéaire de la structure et à l'évaluation de sa capacité résistante et dissipative

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left and a horizontal bar at the top, both featuring rounded ends and small circular details.

Chapitre V : Étude statique non linéaire.

1. Introduction

Une structure soumise à une excitation dynamique, notamment sismique, peut être sollicitée au-delà de son domaine élastique, ce qui conduit à un comportement non linéaire. Dans ce cas, les méthodes d'analyse linéaires, telles que la méthode statique équivalente, deviennent insuffisantes, voire peu économiques pour représenter correctement la réponse réelle de la structure.

Par conséquent, il devient nécessaire de recourir à des méthodes d'analyse non linéaires, telles que la méthode d'intégration temporelle ou l'analyse statique non linéaire dite analyse Pushover.

La méthode d'intégration temporelle est généralement considérée comme la plus précise, car elle permet de simuler directement la réponse de la structure sous l'effet d'un séisme réel. Toutefois, son application est souvent limitée par l'indisponibilité d'accélérogrammes représentatifs du site étudié.

Dans ce contexte, l'analyse statique non linéaire, appelée analyse Pushover, constitue une alternative plus simple et plus souple d'utilisation. Cette méthode introduit plusieurs notions importantes telles que la demande sismique, la capacité de la structure, la courbe Pushover et le déplacement cible.

Le principe de cette analyse consiste à appliquer progressivement des forces latérales à la structure afin de la pousser jusqu'à l'atteinte d'un déplacement cible, dans le but d'identifier les zones de faiblesse et d'évaluer le comportement global de la structure.

2. Définition de la méthode « Pushover » :

Il s'agit d'un calcul statique pouvant prendre en compte un modèle structural non linéaire équivalent. Dans cette approche, les charges gravitationnelles sont maintenues constantes, tandis que des forces horizontales sont appliquées aux masses du modèle structural afin de représenter la distribution des forces d'inertie engendrées par l'action sismique.

La répartition de ces forces latérales est généralement adoptée de manière proportionnelle à la forme modale associée au mode fondamental de vibration de la structure. L'intensité de ces forces est ensuite augmentée progressivement jusqu'à l'apparition d'un état de plastification au sein de la structure.

Cet état correspond au développement de mécanismes plastiques dans les éléments structuraux et constitue une limite admissible du point de vue de la sécurité, permettant d'apprécier la capacité de la structure à résister aux sollicitations sismiques.

3. Méthodologie de l'analyse Pushover :

L'analyse pushover consiste à soumettre la structure à un chargement latéral monotone croissant, représentant les forces d'inertie générées lors d'un mouvement sismique du sol. Sous l'effet de ces sollicitations incrémentales, les éléments structuraux entrent progressivement en régime plastique, entraînant une dégradation graduelle de la rigidité globale de la structure. Cette méthode permet ainsi de déterminer la relation non linéaire entre l'effort appliqué et le déplacement, traduite par la courbe capacité force–déplacement. En principe, différents points de contrôle en force ou en déplacement peuvent être adoptés pour piloter l'analyse. Dans la pratique, un premier cas de charge pushover est généralement utilisé pour appliquer les charges gravitaires. Par la suite, des cas de chargement latéral sont définis et appliqués de manière incrémentale à partir de cet état initial, afin de simuler la réponse sismique de la structure.

4. Intérêt de la méthode :

- Vérification du rapport de sur-résistance.
- Identification du mécanisme de ruine et de la distribution des dommages.
- Évaluation de la performance des structures existantes ou renforcées.
- Approximation réaliste du comportement non linéaire.
- Détermination des modes de ruine possibles.
- Vérification de la formation des rotules plastiques selon les hypothèses de conception.

4.1. Procédure :

La procédure de détermination des capacités structurales par la méthode statique non linéaire s'appuie sur les références suivantes :

- Le règlement parasismique algérien, à travers l'application de la méthode « pushover » (poussée progressive).
- Le document de référence utilisé est la norme italienne NTC 2008, relative à la conception, à l'évaluation sismique et au renforcement des structures en béton armé.

Cette approche permet d'estimer le comportement global de la structure en domaine inélastique, en tenant compte de l'évolution progressive des mécanismes d'endommagement sous sollicitations sismiques croissantes.

5. Charge latérale et courbe de capacité :

La force latérale, nominalisée dans la direction considérée appliquée au plancher "i" (ou nœud "i" dans la représentation en modèle "brochette"), de ce modèle de charge est définie par l'équation :

$$\bar{F}_i = m_i * \phi_i \quad \text{V-1}$$

Avec :

m_i : Masse du nœud "i".

ϕ : Mode de vibration qui correspond à la plus grande valeur de la masse modale effective pour la direction d'action considérée.

ϕ_i : Valeur du déplacement du mode ϕ au nœud "i" dans la direction considérée de l'action sismique.

En outre, de déterminer la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement de contrôle (la courbe de capacité) par l'analyse en poussée progressive.

Le déplacement de contrôle peut être pris au centre de gravité de la terrasse du bâtiment.

Il convient de ne pas considérer le sommet d'un appentis en terrasse comme point de contrôle.

5.1. Système équivalent à un seul degré de liberté (1 DDL) :

La masse d'un système équivalent à un seul degré de liberté, m^* est déterminée comme suit :

$$m^* = \sum m_i * \phi_i = \bar{F}_i \quad \text{V-2}$$

Et le coefficient de transformation entre un système à N DDL et le système équivalent à 1 DDL est donné par :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad \text{V-3}$$

La force F^* et le déplacement d^* d'un système équivalent à un seul degré de liberté sont calculés comme suit :

$$F^* = \frac{v_b}{\Gamma} \quad \text{V-4}$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad \text{V-5}$$

Où :

V_b et d_n sont respectivement l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud de contrôle du système à N DDL.

5.2 Comportement idéalisé force-déplacement de la structure :

La relation force-déformation F^* et d^* du modèle équivalent à 1 DDL peut être idéalisée comme un modèle élasto-plastique parfait.

La période T^* du système équivalent a un seul degré de liberté idéalisé est déterminée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad \text{V-6}$$

Où : $k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}$ est la rigidité élastique du système équivalent à 1 DDL.

L'effort plastique F_y^* , qui représente également la résistance ultime du système idéalisé, Est égal à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique. Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté d_y^* , est donné par :

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad \text{V-7}$$

Où :

- E_m^* est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.

- F_y^* est la force à la limite élastique du système équivalent à 1 DDL.
- d_m^* est le déplacement ultime du système équivalent à 1 DDL.
-

Demande sismique (spectre de réponse inélastique de constante de ductilité) :

Le spectre inélastique est déduit à partir du spectre élastique en appliquant les expressions suivantes :

$$s_a = \frac{s_{ae}}{R_\mu} \quad \text{V-8}$$

$$s_d = \frac{\mu}{R_\mu} s_{de} \quad \text{V-9}$$

$$s_a(T, \xi) = \frac{s_{ae}(T, \xi)}{R_\mu} \quad \text{V-10}$$

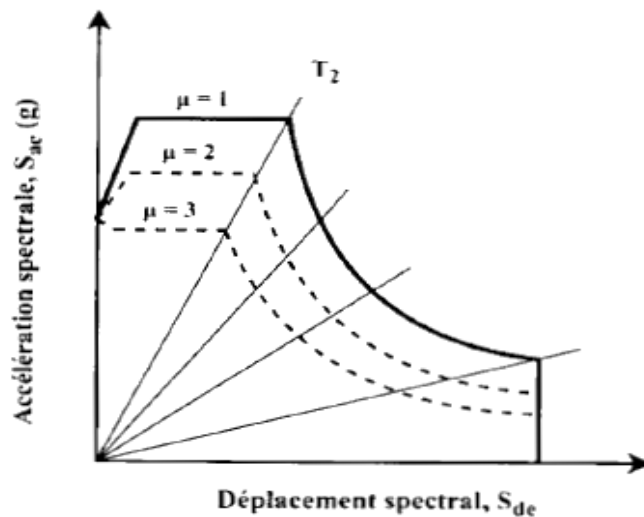


Figure 35: Spectre de réponse inélastique en fonction de la ductilité

$$s_{de}(T, \xi) = \frac{T^2}{4\pi^2} s_{ae}(T, \xi) \quad \text{V-11}$$

Où :

- ξ : valeur d'amortissement visqueux fixée à 5%.

- $S_{ae}(T, \xi)$: accélération dans le spectre élastique, correspondant aux périodes T et $\xi = 5\%$.
- $S_{de}(T, \xi)$: déplacement dans le spectre élastique, correspondant aux périodes T et $\xi = 5\%$.

$$S_d(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} s_{ae}(T, \xi) = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} s_a(T, \xi) \quad V-12$$

Avec :

- $S_a(T, \xi)$: Accélération inélastique
- $S_d(T, \xi)$: Déplacement inélastique
- μ : Facteur de ductilité
- R_μ : Facteur de réduction donné par :

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_2} + 1 & \text{si } T < T_2 \\ \mu & \text{si } T \geq T_2 \end{cases} \quad V-13$$

- T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté.
- T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale Constante.

5.2. Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1 DDL :

Le déplacement cible de la structure avec une période T et un comportement élastique illimité, est donné par :

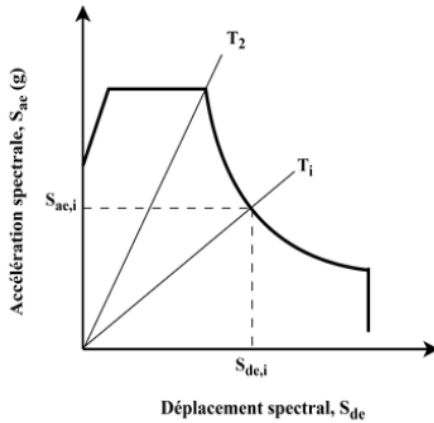


Figure 36: Spectre de réponse élastique du format (S_{ac} , S_{dc})

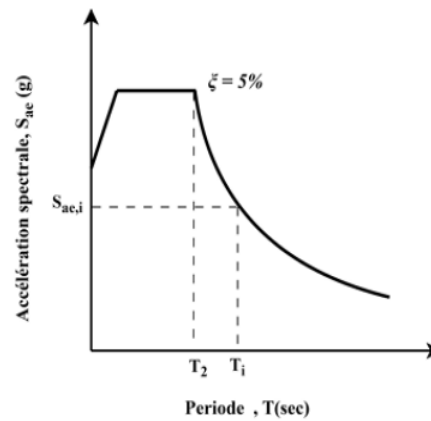


Figure 37: Spectre de réponse élastique du format (S_{ac} , T)

- Spectre inélastique en format ADRS (accélération spectrale – déplacement spectral) -

$$d_{el}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad \text{V-14}$$

Où : $S_e(T^*)$ est le spectre de réponse en accélération à la période T^* .

Pour la détermination du déplacement cible d_t^* des structures, dans le domaine des périodes courtes et des structures dans les domaines des périodes moyennes et longues, Il convient d'utiliser différentes expressions, comme indiqué ci-dessous. La période limite, entre les domaines des périodes courtes et des périodes moyennes, est T_2 .

T_2 représente la limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

- Domaine des périodes courtes : $T^* < T_2$:

- Si $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$: la réponse est élastique soit donc :

$$d_t^* = d_{et}^* \quad \text{V-15}$$

- Si $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$: la réponse est non linéaire, et :

$$\left[d_t^* = \frac{d_{el}^*}{R_\mu} (1 + (R_\mu - 1) \frac{T_2}{T^*}) \right] \geq d_{et}^* \quad \text{V-16}$$

Où : R_μ est le rapport entre l'accélération $S_e(T^*)$ dans la structure ayant un comportement élastique illimité et l'accélération F_y^* / m^* dans la structure avec une résistance limitée

$$R_\mu = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad \text{V-17}$$

- Domaine des périodes moyennes et longues : $T^* \leq T_2$:

$$d_{et}^* = d_{el}^* \quad V-18$$

Il n'est pas nécessaire que d_{et}^* dépasse $3d_{et}^*$. La relation entre les différentes grandeurs peut être visualisée dans les Figures (32) et (33). Les figures sont présentées dans des axes Accélération/déplacement. La période T^* est représentée par la droite radiale partant de l'origine du système de coordonnées jusqu'au point du spectre de réponse élastique défini par les coordonnées : $d^* = S_e(T^*)$, $(T^*/2\pi)^2$ et $S_e(T^*)$.

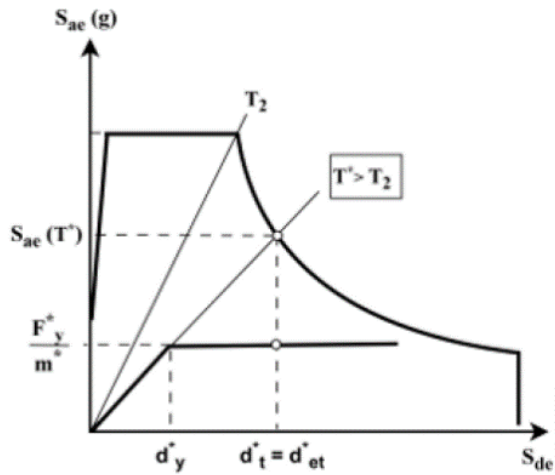


Figure 38: Domaine des périodes moyennes et longues

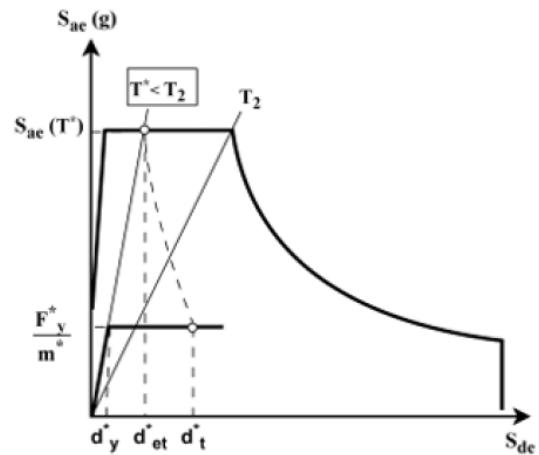


Figure 39: domaine des périodes courtes

5.3. Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à N DDL :

Le déplacement cible du système à N DDL est donné par :

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad V-19$$

Le déplacement cible correspond au nœud de contrôle.

5.4. Formation des rotules plastiques :

On désigne par rotule plastique la dimension fictive qui permet le calcul simplifié de déformations d'un élément de construction en cours de plastification. Toute rotule plastique est caractérisée par sa position, ses rotations et la valeur de la longueur plastique L_p .

- La résistance du béton et le confinement des sections surtout au niveau des zones plastiques. C'est une zone d'un élément de structure (poteaux, poutres, voile) subissant des déformations irréversibles, capable de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil, de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément. [6]
- Dans le cadre de l'analyse Pushover, la formation et la distribution des rotules plastiques permettent d'évaluer le respect des exigences de ductilité imposées par le RPA 2024, notamment l'article {2.5.5}. En effet, l'apparition progressive des rotules plastiques traduit la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique à travers des mécanismes ductiles.

Idéalement, les premières rotules plastiques doivent se former dans les éléments horizontaux, en particulier aux extrémités des poutres, conformément au principe de « poutres faibles – poteaux forts ». Cette configuration garantit que les poteaux conservent leur capacité portante et que la stabilité globale de la structure n'est pas compromise.

Si l'analyse Pushover montre que les rotules apparaissent majoritairement dans les poutres avant d'atteindre les poteaux, cela indique un comportement ductile satisfaisant et une bonne hiérarchie des résistances. En revanche, une formation précoce de rotules dans les poteaux ou au niveau des nœuds constitue un mécanisme défavorable, pouvant entraîner un risque de ruine fragile.

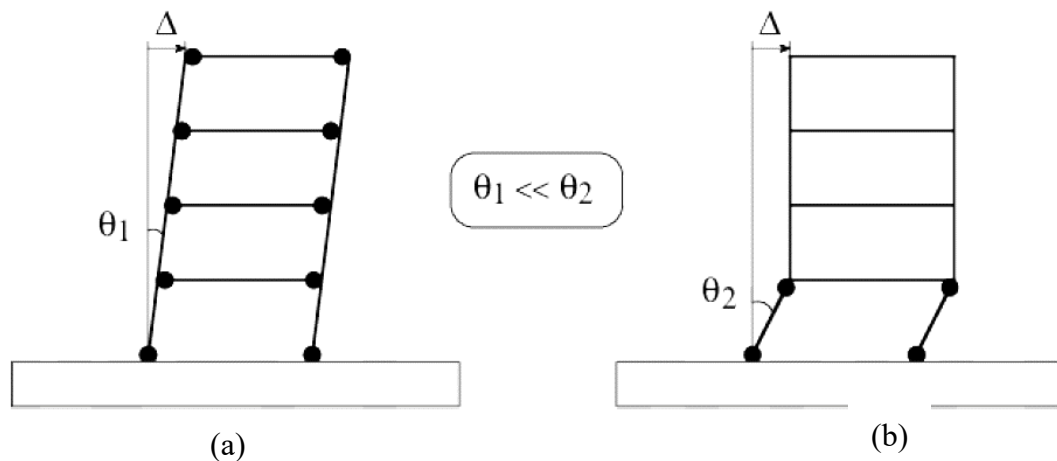


Figure 40: Mécanisme plastique approprié (a) et inapproprié (b). [7]

5.4.1. Longueur de la rotule plastique

La longueur de rotule plastique L_p correspond à la zone dans laquelle les déformations plastiques sont concentrées de manière équivalente. Elle représente la région critique où se développe la dissipation d'énergie.

Parmi les premières expressions proposées pour l'estimation de la longueur de rotule plastique, celle développée par Park R. and Paulay T. reste largement utilisée en raison de sa simplicité et de sa pertinence pour les éléments en béton armé soumis à la flexion.

$$L_p = 0,5 \cdot H$$

V-20

Où h désigne la hauteur de la section transversale.

5.4.2. Définition du comportement non- linéaire des poteaux

Dans l'analyse des structures en béton armé, les poteaux sont généralement modélisés en comportement élastique linéaire. Toutefois, sous l'effet de sollicitations sismiques, ces éléments peuvent développer un comportement non linéaire marqué par la fissuration du béton et la plastification des armatures.

Afin de représenter ce comportement, des rotules plastiques sont introduites au niveau des sections critiques, en particulier aux extrémités des poteaux où les moments fléchissant sont maximaux.

Dans ce cadre, le modèle de rotule en fibres est retenu en raison de sa précision. Il consiste à discrétiser la section transversale en fibres élémentaires, chacune caractérisée par sa position, sa surface et sa loi contrainte-déformation propre au matériau. Le comportement global de la section est obtenu par intégration des réponses des fibres, ce qui permet de reproduire fidèlement l'évolution de la plastification.

Ce type de modélisation ne nécessite pas la définition préalable d'une relation moment-rotation, celle-ci étant déterminée automatiquement lors de l'analyse non linéaire. Il est ainsi particulièrement adapté aux exigences de ductilité et de dissipation d'énergie prescrites par le RPA 2024.

5.4.3. Représentation du modèle de rotule en fibres

On distingue trois types de fibres :

- Les fibres de béton non confiné, situées en périphérie de la section, représentant le béton non soumis à l'effet des armatures transversales ;
- Les fibres de béton confiné, localisées dans le noyau central, où le béton bénéficie de l'effet de confinement dû aux étriers, améliorant ainsi sa résistance et sa ductilité ;
- Les fibres d'acier, correspondant aux armatures longitudinales, responsables de la reprise des efforts de traction et de la contribution majeure à la capacité plastique de la section.

Chaque fibre est caractérisée par sa position dans la section, sa surface et sa loi contrainte-déformation. Le comportement global de la section est obtenu par intégration des contributions individuelles de ces fibres, permettant ainsi de simuler avec précision la distribution des contraintes et l'évolution de la plastification. Cette modélisation permet notamment de distinguer le comportement différencié entre le béton confiné et non confiné, ce qui est essentiel pour une évaluation réaliste de la ductilité des poteaux sous sollicitations sismiques.

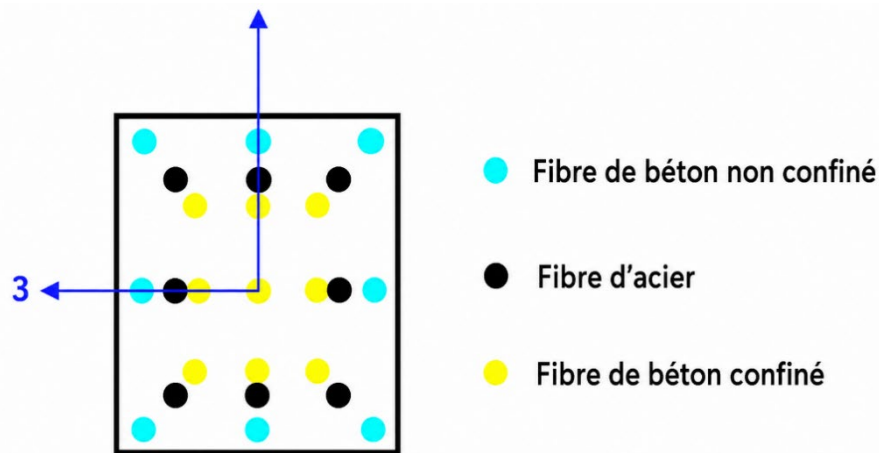


Figure 41: Modèle fibre

5.4.4. Lois de comportement des matériaux béton –acier :

Cette étude porte sur la modélisation numérique du comportement non linéaire des matériaux structuraux soumis à des sollicitations sismiques. Deux modèles constitutifs bien établis sont évalués : le modèle de Mander appliqué au béton confiné et non confiné, ainsi que le modèle élastoplastique simplifié de Park pour l'acier : une loi de comportement élasto-plastique parfaite, sans écrouissage, a été adoptée. Cette hypothèse simplifie la représentation du comportement non linéaire de l'acier tout en conservant une approche conservative. Après l'atteinte de la limite d'élasticité, la contrainte est supposée constante, ce qui conduit à une légère sous-estimation de la résistance ultime mais permet une meilleure représentation de la formation des rotules plastiques et de la ductilité globale de la structure lors des analyses Pushover. La validation de ces modèles est réalisée par une comparaison rigoureuse avec des données expérimentales issues de la littérature scientifique.

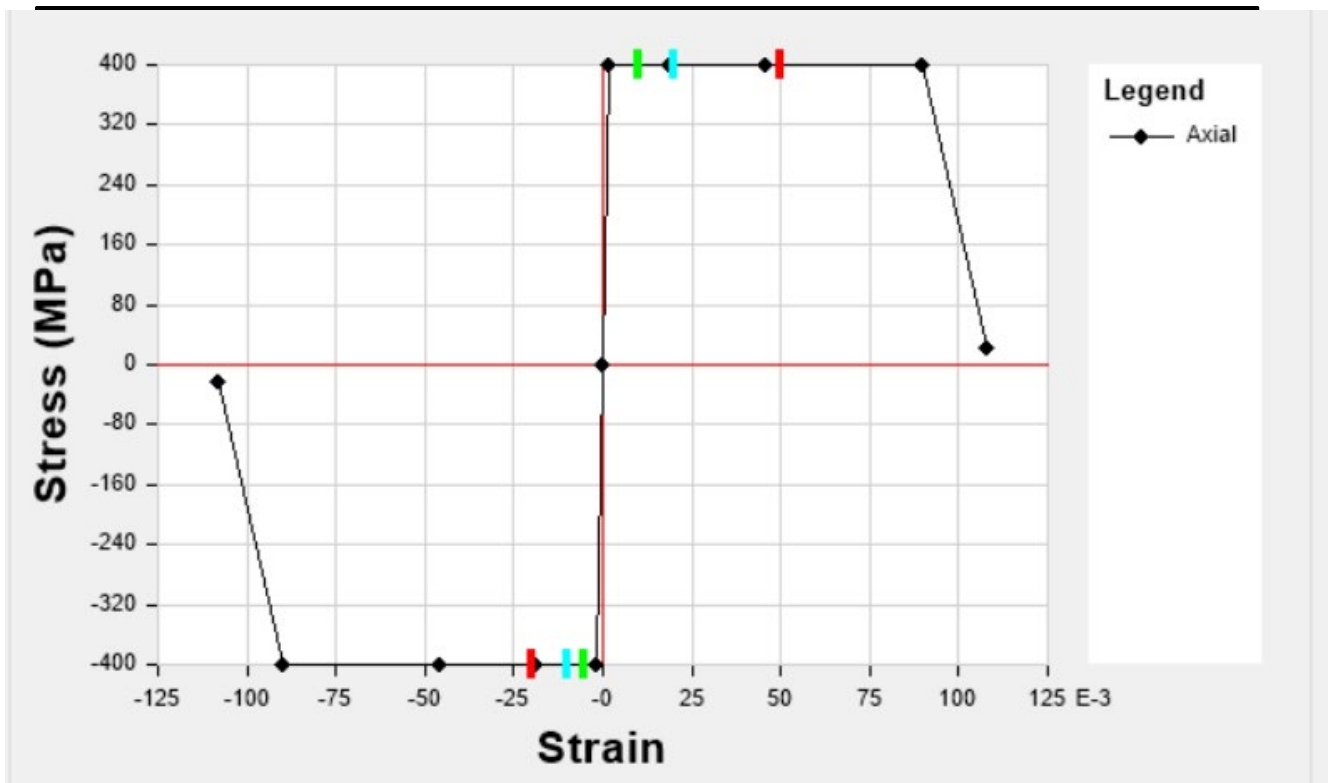


Figure 42: loi de comportement d'Acier

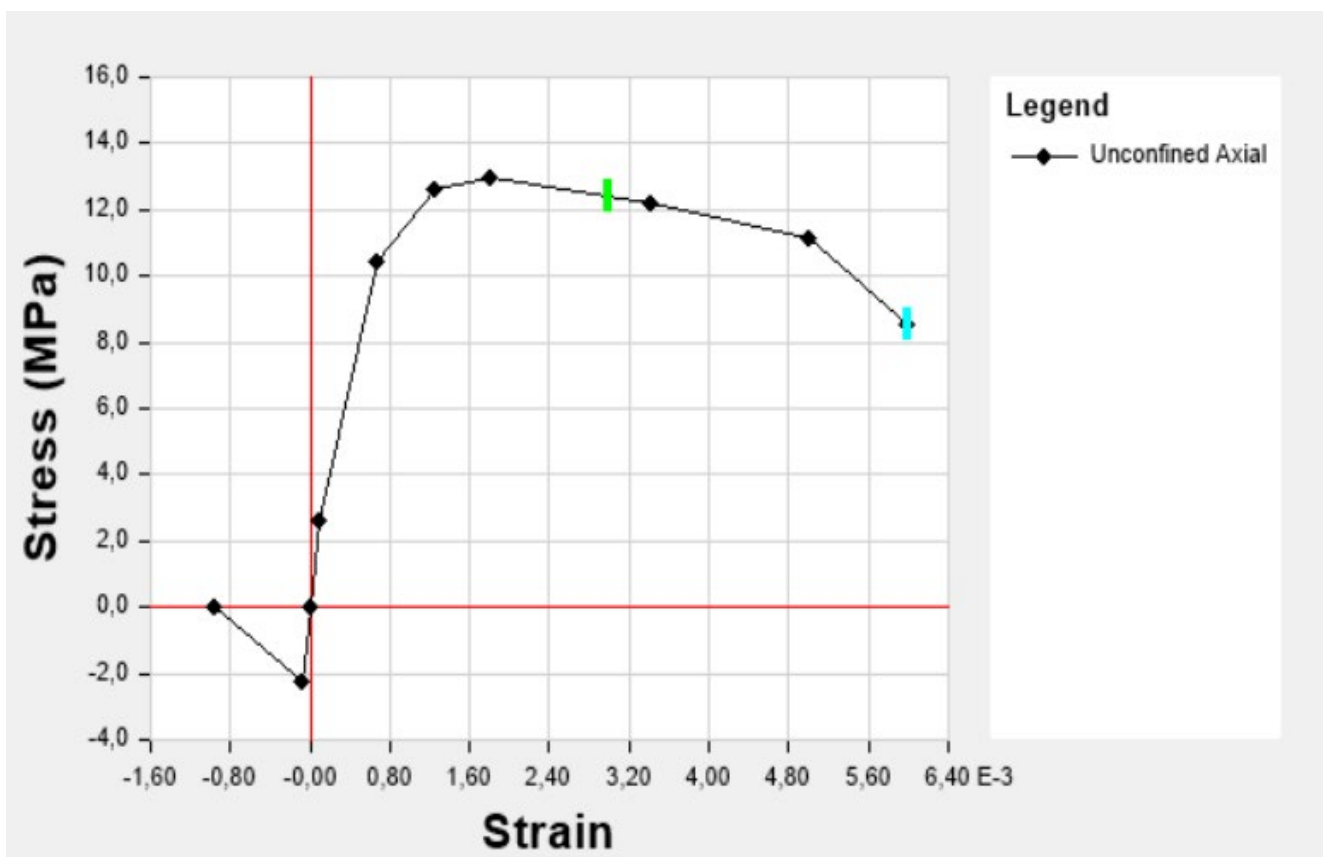


Figure 43: loi de comportement du béton

5.5. Résultats de l'analyse statique non-linéaire :

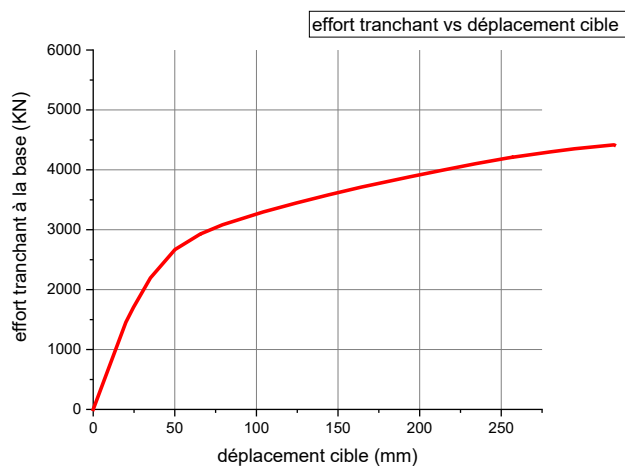


Figure 44: Courbe capacitaire sous chargement modal sens Y

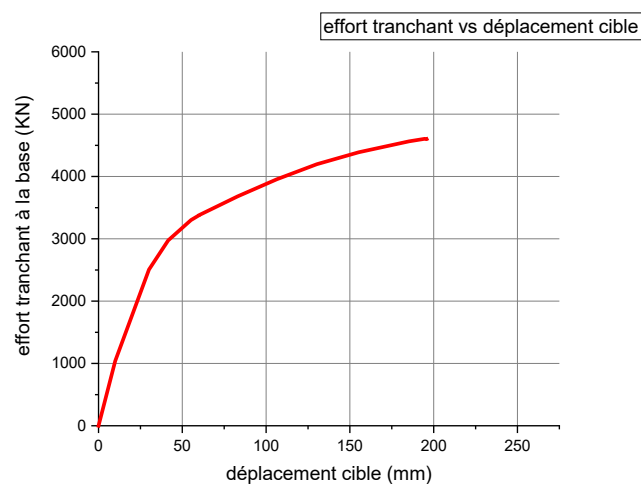


Figure 45: Courbe Capacitaire sous chargement uniforme sens Y

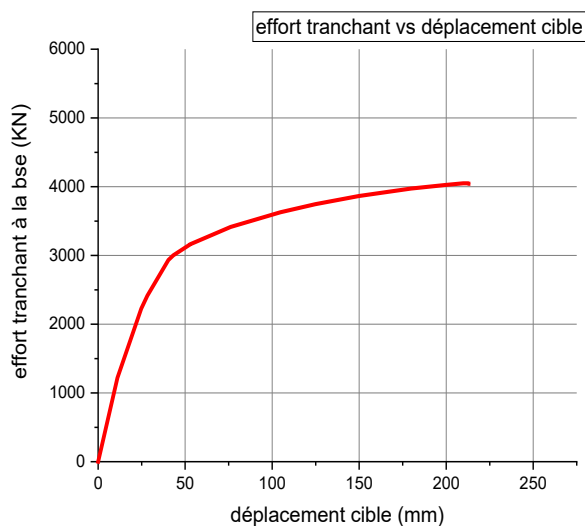


Figure 46: courbe capacitaire sous un chargement modal X

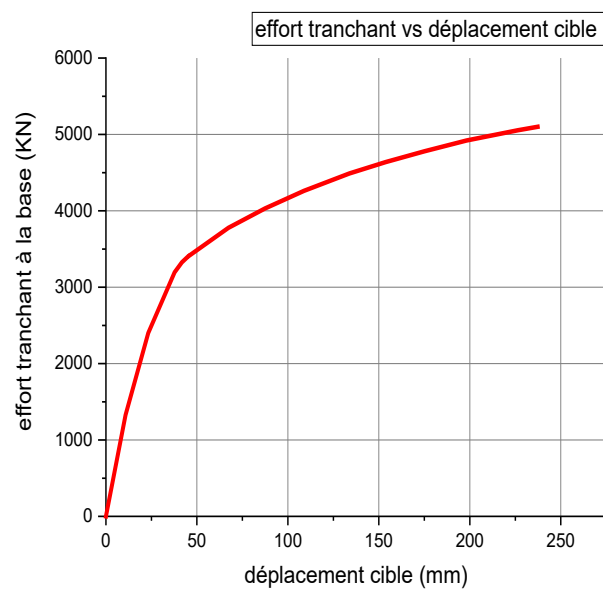


Figure 47: courbe capacitaire sous un chargement uniforme dans le sens X

5.5.1. Les courbes de capacité de la structure

- La courbe de capacité spectrale :

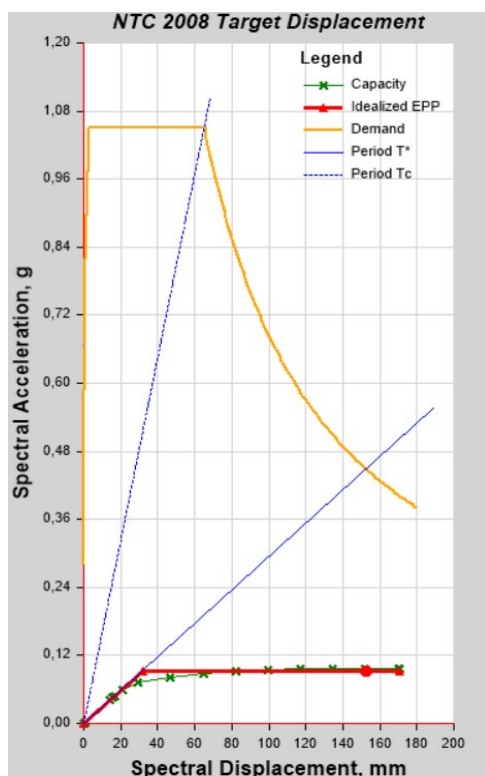


Figure 49: Courbe capacitaire spectrale sous chargement modal dans le sens XX

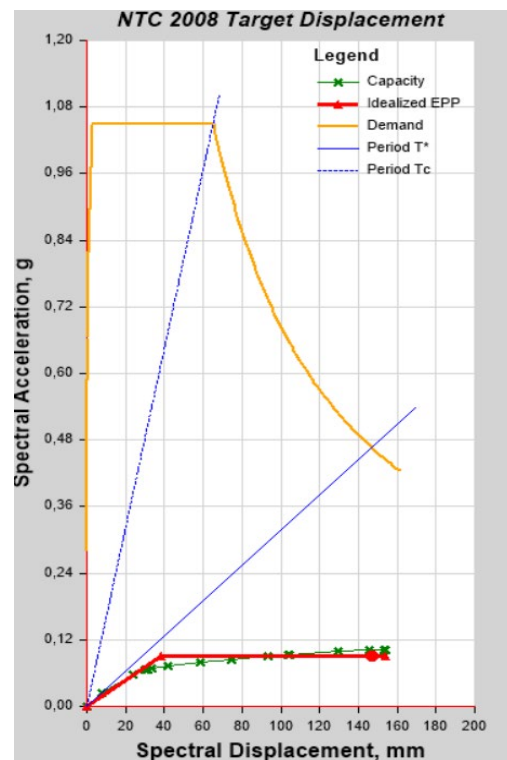


Figure 48: Courbe capacitaire spectrale sous chargement uniforme dans le sens XX

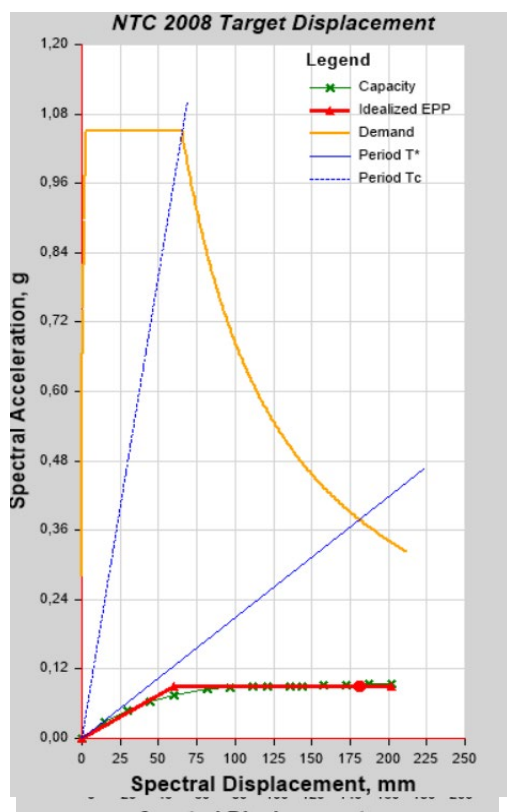


Figure 50: Courbe capacitaire spectrale sous chargement modal dans le sens YY

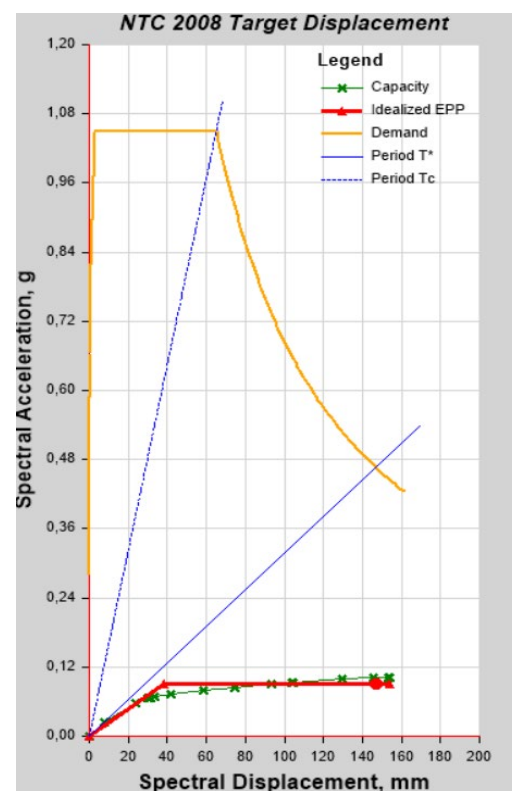


Figure 51: Courbe capacitaire spectrale sous chargement uniforme dans le sens YY

5.5.2. Résultats de la vulnérabilité de la structure (point de performance) :

Tableau 27: valeurs du déplacement cible et de l'effort tranchant correspondant aux deux types de chargement choisi

Type de chargement	Direction	Effort tranchant (kN)	Déplacement cible (mm)
Chargement uniforme	Sens x	4758,691	171,892
	Sens y	4569,5997	187,234
Chargement modale	Sens x	4094,8302	173,74
	Sens y	4007,2605	247,093

- **Interprétation** : D'après l'analyse des figures et des tableaux précédents, il ressort que le cas le plus défavorable correspond à la direction Y sous un chargement modal. Ce cas conduit à la valeur de déplacement cible la plus élevée, atteignant 247,093 (mm), ce qui traduit une sollicitation plus critique de la structure dans cette configuration.

5.5.3. Développement des rotules plastiques :

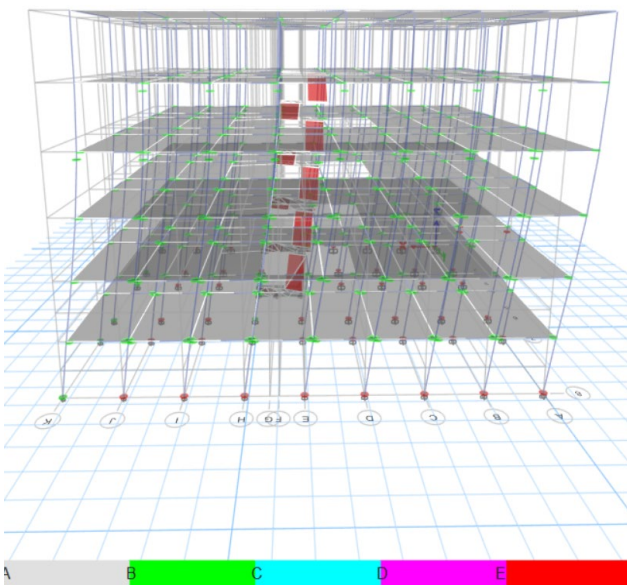


Figure 52: développement des rotules plastiques dans le bâtiment

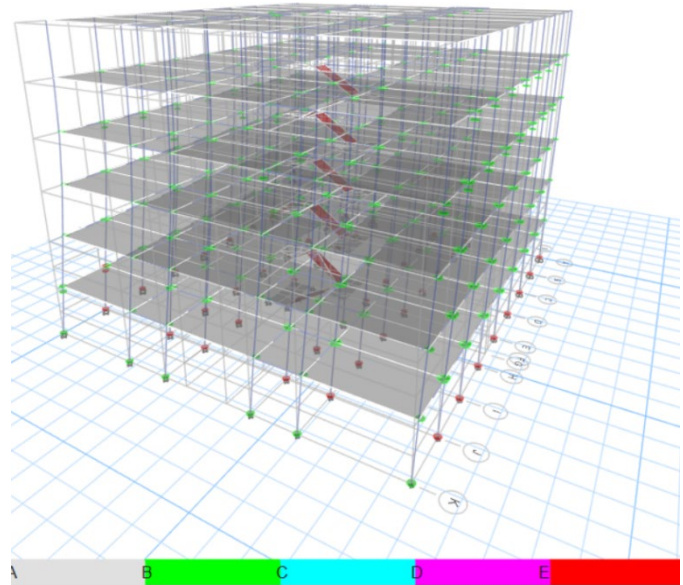


Figure 53: développement des rotules plastiques dans le bâtiment

Couleur	Signification
	Hors domaine élastique (inactif)
	Domaine élastique
	De IO à LS (Immediate Occupancy → Life Safety)
	De LS à CP (Life Safety → Collapse Prevention)
	De CP à C (Collapse Prevention → Collapse)

Figure 54: Légende des états de rotules plastiques selon les niveaux de performance structurale

Tableau 28: tableau récapitulatif sur la distribution des rotules

Nombre de rotules	La direction	Niveaux de performance	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
	Sens X	Chargement modale	991	438	1	0	55
		Chargement uniforme	1114	585	55	1	3
	Sens Y	Chargement modale	1155	545	0	0	58
		Chargement uniforme	1136	558	40	1	23

5.5.4. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

Pour chaque étage i, Etabs donne le déplacement :

$$\theta_i = \frac{\Delta_i}{h_i} \quad \text{V-19}$$

Tableau 29: Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages sens x-x

Etage	θ_x	Vis-à-vis le non effondrement $\theta_x \leq 0,015$	Vis-à-vis la limitation de dommages $\theta_x \leq 0,01$
Etage 6	0,001348	Vérifiée	Vérifiée
Etage 5	0,004511	Vérifiée	Vérifiée
Etage 4	0,009784	Vérifiée	Vérifiée
Etage 3	0,014397	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 2	0,016530	Non vérifiée	Non vérifiée
Etage 1	0,014191	Vérifiée	Non vérifiée

Tableau 30: Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages sens y-y

Etage	θ_y	Vis-à-vis le non effondrement $\theta_y \leq 0,015$	Vis-à-vis la limitation de dommages $\theta_y \leq 0,01$
Etage 6	0,002547	Vérifiée	Vérifiée
Etage 5	0,005787	Vérifiée	Vérifiée
Etage 4	0,010904	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 3	0,016155	Non vérifiée	Non vérifiée
Etage 2	0,019240	Non vérifiée	Non vérifiée
Etage 1	0,018295	Non vérifiée	Non vérifiée

6. Conclusion :

L'analyse statique non linéaire de type pushover réalisée dans les deux directions principales met en évidence un comportement dissymétrique de la structure face aux sollicitations sismiques.

Dans la direction X, la structure présente une réponse globalement acceptable vis-à-vis du critère de non-effondrement, à l'exception de l'étage N2 où un dépassement est observé ($\theta_x = 0,01653 > 0,015$), indiquant une vulnérabilité localisée et la formation probable d'un étage faible. Toutefois, le critère de limitation des dommages n'est pas satisfait aux niveaux inférieurs (N1 à N3), traduisant une concentration des déformations inélastiques dans ces zones.

En revanche, dans la direction Y, la structure montre une vulnérabilité beaucoup plus marquée. Le critère de non-effondrement n'est pas respecté aux étages N1, N2 et N3, tandis que le critère de limitation des dommages n'est vérifié qu'aux niveaux supérieurs. Cette situation révèle une insuffisance de rigidité et de résistance latérale dans cette direction, accompagnée d'une concentration importante des déformations au niveau des étages inférieurs, pouvant conduire à un mécanisme de ruine partielle ou globale de type étage faible étendu.

Par conséquent, la structure est jugée vulnérable, en particulier dans la direction Y, qui constitue la direction critique.

SOUS CHAPITRE : Classification du degré de vulnérabilité selon l'EMS-98

1. Introduction

L'European Macroseismic Scale est une échelle utilisée pour évaluer l'intensité des tremblements de terre à partir de leurs effets observés sur les personnes, les bâtiments et l'environnement. Contrairement aux échelles de magnitude comme l'Richter scale, qui mesurent l'énergie libérée par un séisme, l'EMS-98 décrit ce qui se passe réellement sur le terrain.

Elle comporte 12 degrés d'intensité, allant de I (non ressenti) à XII (destruction totale). Plus l'intensité est élevée, plus les effets sont importants, comme des fissures dans les murs, des effondrements de bâtiments ou des modifications du sol.

L'un des aspects essentiels de cette échelle est qu'elle tient compte de la vulnérabilité des constructions. Cela signifie que les dégâts ne dépendent pas seulement de la force du séisme, mais aussi de la qualité et du type des bâtiments. Ainsi, pour une même secousse, certains bâtiments peuvent résister tandis que d'autres subissent de lourds dommages.

2. Types de bâtiments et classes de vulnérabilité

La diversité des types de bâtiments rend nécessaire une différenciation dans l'évaluation des dommages. L'EMS-98 distingue notamment les constructions en maçonnerie et en béton armé, ainsi que les bâtiments conçus selon des normes parasismiques. Cette distinction permet de mieux prévoir les modes de défaillance et de classer les bâtiments selon leur vulnérabilité réelle. Les dommages sont également différenciés entre éléments structuraux (porteurs) et non structuraux (cloisons, façades), et les évaluations doivent se baser sur des inspections à l'intérieur et à l'extérieur des bâtiments. [8]

3. Degrés des dommages

Les degrés de dommages (1 à 5) représentent une progression approximative de la sévérité des effets d'un séisme, tout en restant facilement identifiables sur le terrain. Ils reflètent la variabilité des réponses des bâtiments selon leur type, leur état et leur conception parasismique. Les dommages structuraux affectent la stabilité des bâtiments, tandis que les dommages non structuraux concernent les éléments secondaires. Pour les bâtiments avec une conception parasismique, l'évolution des dommages n'est pas nécessairement linéaire et peut être influencée par les séismes précédents ou par des répliques. [8]

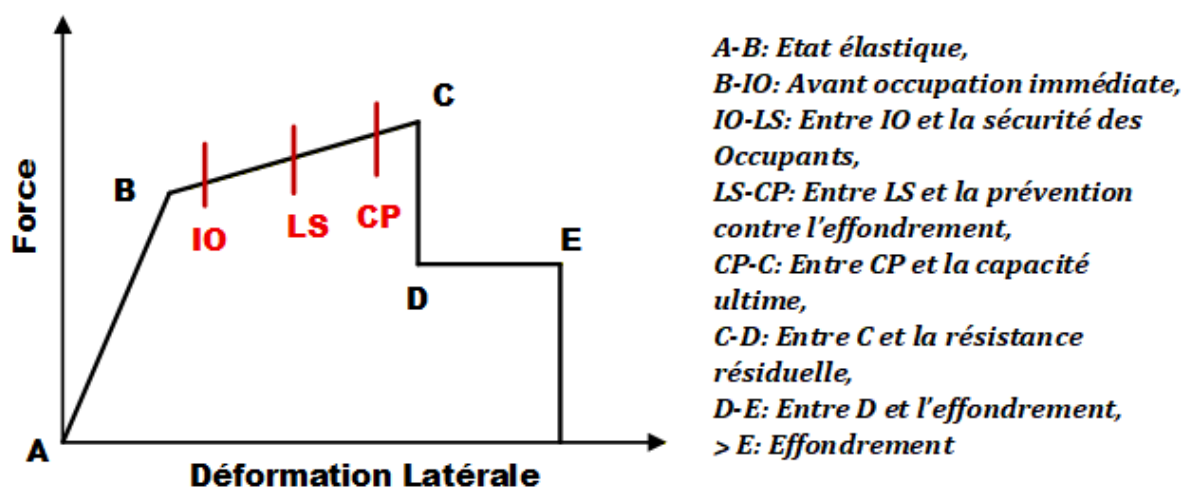


Figure 55: relation force déplacement d'une rotule plastique

4. Forme abrégée de l'EMS-98

Une version abrégée de l'EMS-98 permet d'obtenir un aperçu général et pédagogique des effets des séismes. Cette version simplifiée n'est pas destinée à déterminer

l'intensité réelle mais offre une description condensée des effets observés pour chaque degré :

Tableau 31: Forme abrégée de l'échelle macrosismique européenne EMS-98 et effets typiques observés selon l'intensité sismique

Intensité EMS	Effets typiques observés
I – Non ressenti	Aucune sensation.
II – À peine ressenti	Perçu uniquement par quelques personnes au repos à l'intérieur.
III – Faible	Ressenti à l'intérieur par quelques personnes ; légère oscillation.
IV – Largement observé	Ressenti par plusieurs personnes à l'intérieur ; fenêtres et objets vibrent.
V – Fort	Ressenti par la majorité à l'intérieur ; objets déplacés, portes et fenêtres s'ouvrent ou se ferment.
VI – Légèrement dommageable	Panique modérée ; petits dommages non structurels (fissures superficielles, chutes de plâtre).
VII – Dommageable	Mobilier déplacé ; fissures dans les murs ; dommages modérés aux bâtiments ordinaires.
VIII – Fortement dommageable	Difficulté à rester debout ; fissures importantes ; risques d'effondrement pour les structures faibles.
IX – Destructeur	Panique générale ; effondrement des structures faibles ; graves dommages aux bâtiments solides.
X – Très destructeur	Effondrement de nombreux bâtiments solides ordinaires.
XI – Dévastateur	Effondrement quasi total des bâtiments solides ; certains bâtiments résistants s'effondrent.
XII – Totalelement dévastateur	Destruction quasi complète des bâtiments.

5. Évaluation des niveaux d'endommagement

5.1. Calcul des déplacements

Pour chaque étage i , on calcule les déplacements :

$$\theta_i = \frac{\Delta_i}{h_i} \quad \text{VI-1}$$

Avec Δ_i le déplacement horizontal du niveau i et h_i la hauteur d'étage.

5.2. Critères EMS-98

On associe aux grades de dommage EMS-98 les déplacements suivants :

Tableau 32: Classification des niveaux de dommages selon l'EMS-98 en fonction de la distorsion inter-étage θ et des dommages observés

Grade (EMS-98)	Intervalle	Description des dommages typiques
D0 – Aucun dommage	~	Aucun dégât observé ; la structure reste intègre.
D1 – Négligeable / Léger	$0,05 \leq \theta < 0,30 \%$	Aucun dommage structurel ; fissures capillaires ou fines sur quelques cloisons ou murs, chutes de petits éclats de plâtre.
D2 – Modéré	$0,30 \leq \theta < 0,75 \%$	Dommages structurels légers (quelques fissures dans poteaux, poutres ou murs porteurs) et dommages non structurels modérés (chutes de plâtre, fragments).
D3 – Important	$0,75 \leq \theta < 1,50 \%$	Dommages structurels modérés (fissures larges dans colonnes/poutres, écaillage du béton, flambement d'armatures) et dommages non structurels importants (effondrement partiel de cloisons).
D4 – Très important	$1,50 \leq \theta < 2,50 \%$	Dommages structurels lourds (fissures étendues, rupture des barres d'acier, colonnes basculées) et dommages non structurels très importants ; effondrement partiel d'un étage.
D5 – Destruction	$\theta \geq 2,50 \%$	Dommages structurels très graves : effondrement complet ou quasi-complet de l'ouvrage (par exemple, effondrement total du rez-de-chaussée).

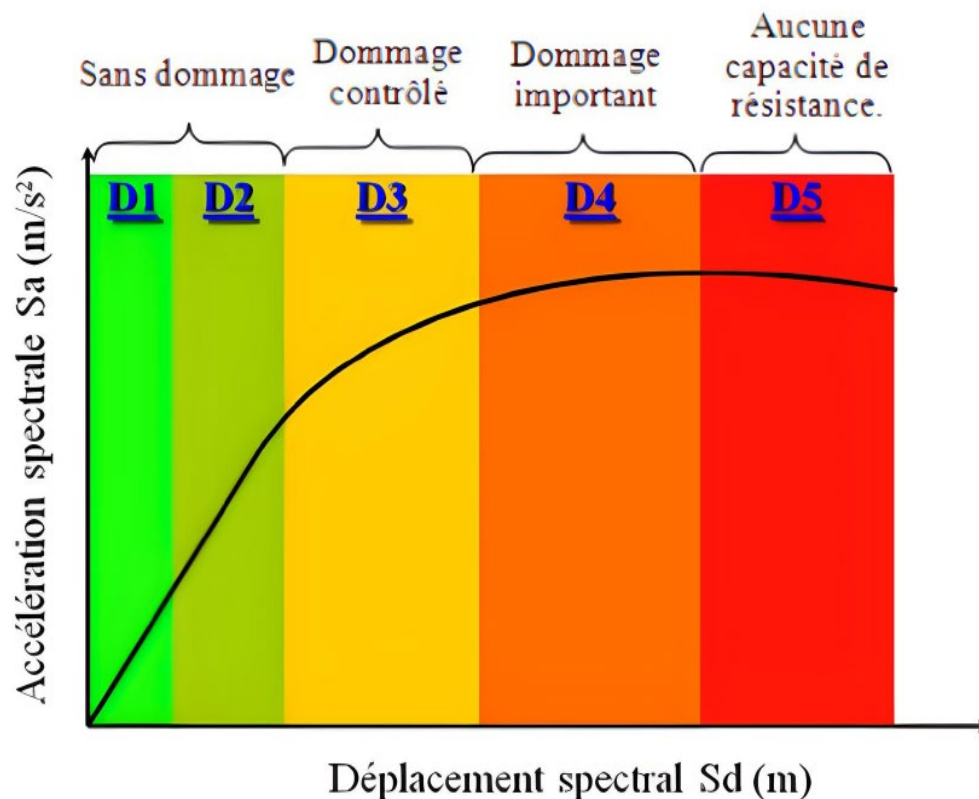
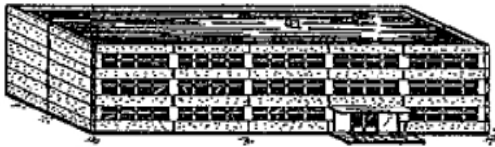
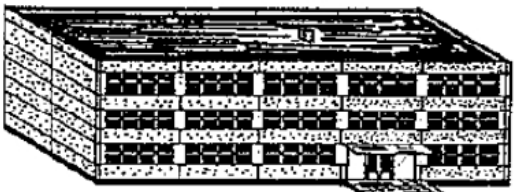
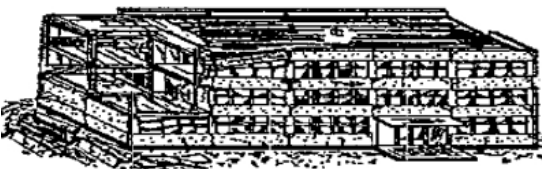
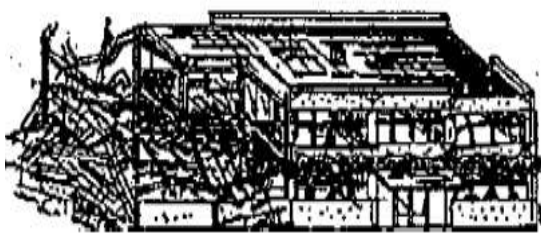


Figure 56: Présentation de l'état d'endommagement des structures en béton

Tableau 33: Description des degrés de dommages des structures selon les dégâts structuraux et non structuraux observés

	Degré 00 et 01 (DG0,1) : Dégâts négligeables à légers (Aucun dégât structurel légers dégâts non structuraux) : - Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. - Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.
	Degré 02 (DG2) : Dégâts modérés (Dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés) : Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans les structures avec murs.

	Degré 03 (DG3) : Dégâts sensibles à importants (dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants) • Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. • Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.
	Degré 04 (DG4) : Dégâts très importants (Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants) • Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence ; Perte de l'adhérence acier béton ; basculement des poteaux. • Ecroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur
	Degré 05 (DG5) : Destruction (Dégâts structuraux très importants) Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.

- Interprétation :

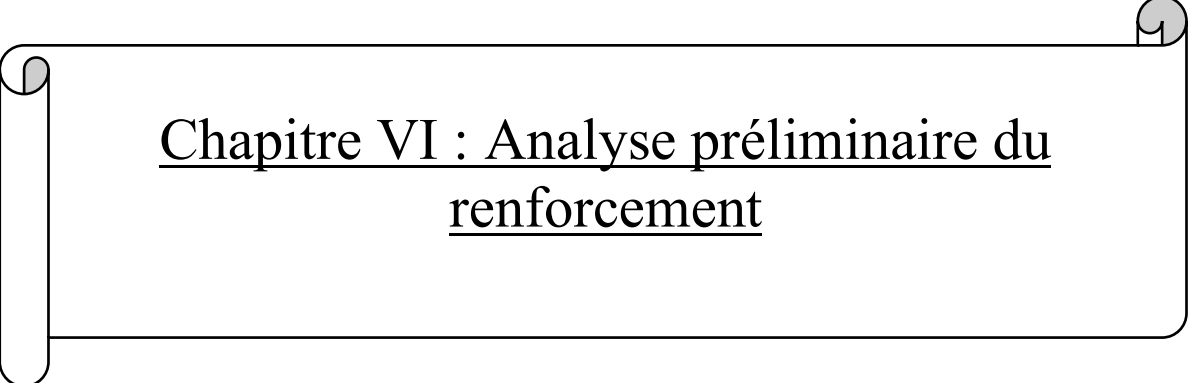
On obtient en utilisant ETABS : $\theta_{\max} = 1,924\%$ donc le niveau d'endommagement d'une structure est D4 dommages très importants, dommages structurels et dégâts non structurels importants. Cela indique que, sous l'action de la charge sismique considérée, la structure subit des déformations significatives pouvant affecter à la fois les éléments structurels et non structurels. Bien que la stabilité globale de la structure ne soit pas compromise, des réparations ou renforcements ciblés seraient nécessaires pour restaurer la performance complète du bâtiment et limiter les risques en cas de séisme futur. Cette analyse met en évidence l'importance d'intégrer la vulnérabilité et la conception parasismique dans l'évaluation structurale afin de prévenir des dommages excessifs et d'assurer la sécurité des occupants.

6. Conclusion

L'European Macroseismic Scale constitue un outil de référence essentiel pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. En associant les degrés de dommages aux déplacements inter-étage et à la classification des structures selon leur vulnérabilité et leur conception parasismique, il permet de quantifier de manière systématique le niveau de dommages probable.

L'application de cette méthodologie à un bâtiment existant, notamment via des outils de calcul tels qu'ETABS, permet d'identifier les zones critiques et de déterminer le niveau d'endommagement attendu. Dans le cas étudié, les déplacements maximaux de la structure conduit à une classification D4, indiquant des dommages très importants. Cette information est déterminante pour orienter les interventions de renforcement, de réparation ou d'adaptation parasismique, afin d'assurer la sécurité des occupants et la pérennité de l'ouvrage.

Ainsi, l'EMS-98 offre un cadre rigoureux pour l'analyse de la performance sismique des bâtiments existants, conciliant observation, modélisation et évaluation de la vulnérabilité, et constitue un outil opérationnel pour la prévention et la gestion des risques sismiques

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left and rounded corners on the right, containing the chapter title.

Chapitre VI : Analyse préliminaire du renforcement

1. Introduction :

Dans le cadre de l'évaluation sismique des structures existantes, les analyses précédentes ont mis en évidence que le bâtiment étudié présente plusieurs insuffisances vis-à-vis des exigences du règlement parasismique algérien RPA 2024. En effet, la structure ne satisfait pas aux critères de sécurité, notamment en termes de résistance et de limitation des déplacements, ce qui la rend vulnérable face aux sollicitations sismiques.

Dans ce contexte, il devient indispensable d'envisager des solutions de renforcement permettant d'améliorer le comportement global de l'ouvrage et d'assurer un niveau de sécurité acceptable. Le choix de la technique de renforcement constitue une étape déterminante, devant tenir compte à la fois des performances structurales recherchées, des contraintes architecturales ainsi que des aspects économiques et de mise en œuvre. Parmi les différentes techniques de réhabilitation parasismique, l'ajout de voiles en béton armé s'impose comme une solution particulièrement efficace. Cette méthode permet d'augmenter significativement la rigidité latérale de la structure, de réduire les déplacements et les déplacements inter-étages, tout en assurant une meilleure répartition des efforts sismiques. Elle contribue ainsi à améliorer la stabilité globale du bâtiment et à limiter les risques de défaillance.

L'objectif de ce chapitre est donc de proposer une méthode de renforcement basée sur l'intégration de voiles en béton armé au sein de la structure existante, puis d'évaluer l'efficacité de cette solution à travers une nouvelle analyse conformément aux exigences du RPA 2024. Une comparaison des résultats avant et après renforcement permettra de juger de la pertinence de la solution adoptée et de vérifier si le bâtiment satisfait désormais aux critères réglementaires en vigueur.

2. Notions de base :

2.1. Définition de vulnérabilité des bâtiments :

Le terme « vulnérabilité des bâtiments » est utilisé pour exprimer les différences de réaction des bâtiments aux secousses sismiques. Par exemple, si deux groupes de bâtiments sont soumis exactement à la même secousse sismique et que l'un des groupes se comporte mieux que l'autre, alors on dira que les bâtiments qui ont été le moins

endommagés avaient une vulnérabilité plus faible aux tremblements de terre que ceux qui ont été plus endommagés. L'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment ou d'un ensemble de bâtiments nécessite l'estimation des dommages potentiels aux différents types de structures, et selon différentes intensités sismiques. Afin d'estimer les dommages probables, il est intéressant d'utiliser des approches empiriques ou des analyses dynamiques théoriques des structures à l'étude proposées par différents chercheurs et organismes. Les approches pour l'évaluation de la vulnérabilité sont multiples et peuvent être classées soit selon leur degré de difficulté en fonction de temps de calculs. [9]

2.2. Le Renforcement :

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier l'augmentation de la ductilité et de la résistance d'un élément de structure pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'avance pendant la phase de conception et de calcul. [10]

- Choix d'une solution de renforcement :

Avant de choisir la solution optimale de renforcement et/ou réparation, il faut que l'étude préliminaire prenne en compte les données et envisager toutes les solutions avec leurs avantages et inconvénients. Cette étude est montrée par les points ci-dessous :

- Aspect technique : l'état de la structure existante, sa conception et l'état de ces éléments jouent un rôle important dans le choix de la méthode à adopter.
- Faisabilité : ils existent des cas où la modification des niveaux de l'intrados et/ou l'extrados de la structure est impossible. Donc les différentes méthodes peuvent ne pas être disponibles dans les zones des structures à renforcer.
- Délais des travaux : la fonctionnalité de la structure peut limiter les délais des travaux à réaliser, et par la suite affecter la méthode choisie.
- Importance du bâtiment : elle est en relation directe avec le niveau de performance et par suite les techniques de renfort.
- Aspect économique : l'évaluation du coût et des bénéfices d'un renforcement et/ou réparation de la structure doit être évalué, avant prise de décision. [11]

- Techniques de renforcement :

Dans le cadre de la réhabilitation des structures existantes, plusieurs techniques de renforcement peuvent être envisagées afin d'améliorer la capacité portante, la rigidité

et la ductilité de l'ouvrage. Le choix de la technique dépend de l'état de la structure, des insuffisances identifiées ainsi que des contraintes économiques et architecturales. Les principales méthodes utilisées sont présentées ci-après :

1. Renforcement des poteaux en BA par fibres de carbone ou plats métalliques collés

Le principe consiste à enrober le poteau par des bandes ou tissus en fibres de carbone collés à l'aide de résines époxydiques. Cette technique permet d'augmenter la résistance en compression et d'améliorer la ductilité par confinement du béton.

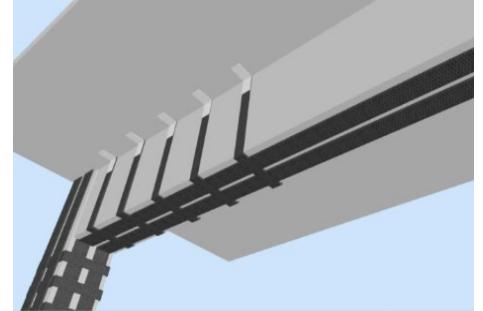


Figure 57: Renforcement des poteaux en BA par plats métalliques collés

2. Renforcement des poutres par fibres de carbone

Le renforcement des poutres par fibres de carbone consiste généralement à coller des lamelles ou tissus de FRP sur la face tendue (intrados) de la poutre afin d'augmenter sa résistance en flexion.



Figure 58: Renforcement des poutres par fibres de carbone

3. Renforcement des murs par fibres de carbone

Les murs porteurs peuvent être renforcés par l'application de tissus en fibres de carbone collés sur leur surface. Cette technique permet d'améliorer leur résistance aux efforts de traction et de cisaillement, tout en limitant la propagation des fissures.



Figure 59: Renforcement des murs par fibres de carbone

4. Renforcement par ajout des voiles en béton armé

L'ajout de voiles en béton armé constitue l'une des techniques les plus efficaces en zone sismique. Les voiles jouent un rôle fondamental dans la reprise des efforts horizontaux, en augmentant considérablement la rigidité et la résistance de la structure.

Ils permettent également de réduire les déplacements latéraux et les déplacements inter-étages, tout en assurant une meilleure distribution des efforts sismiques.

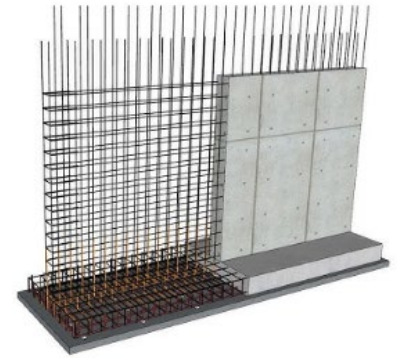


Figure 60: renforcement par ajout des voiles en BA

5. Renforcement par remplissage d'un portique en maçonnerie ou en béton armé

Cette technique consiste à remplir les travées d'un portique par des murs en maçonnerie ou en béton armé, afin de transformer partiellement le système portique en système mixte.

Le remplissage contribue à augmenter la rigidité latérale et à réduire les déplacements. Toutefois, il peut introduire des irrégularités s'il n'est pas bien réparti.

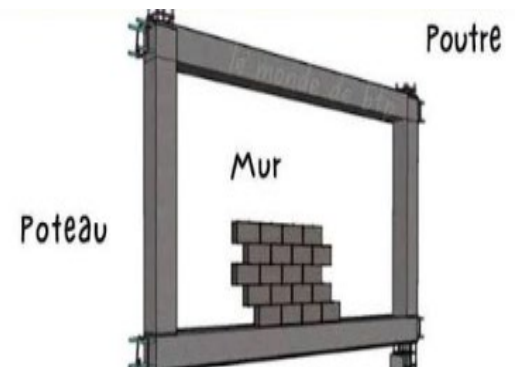


Figure 61: Renforcement par remplissage d'un portique en maçonnerie

6. Chemisage des poteaux/poutres/voiles en béton armé

Le chemisage consiste à augmenter la section des éléments structuraux par ajout de béton armé autour de l'élément existant. Cette technique permet d'améliorer à la fois la résistance et la ductilité.



Figure 62: Chemisage des poteaux

À titre de synthèse des techniques de renforcement précédemment décrites, le tableau ci-après présente une comparaison des principales méthodes en termes d'avantages et d'inconvénients.

Tableau 34: tableau récapitulatif sur les techniques de renforcement

Technique de renforcement	Avantages	Inconvénients
Renforcement des poteaux par fibres de carbone ou plats métalliques	- Mise en œuvre rapide - Faible augmentation de section - Amélioration de la ductilité	- Sensibilité au feu - Coût élevé (FRP) - Nécessite une surface bien préparée
Renforcement des poutres par fibres de carbone	- Augmentation de la résistance en flexion - Intervention légère - Rapidité d'exécution	- Risque de décollement - Faible efficacité en cisaillement - Sensible aux conditions d'adhérence
Renforcement des murs par fibres de carbone	- Technique peu invasive - Amélioration de la résistance en traction - Limitation de la fissuration	- Nécessite un support sain - Faible contribution à la rigidité globale - Coût relativement élevé
Ajout de voiles en béton armé	- Forte augmentation de la rigidité - Réduction des déplacements - Amélioration de la stabilité globale	- Travaux lourds - Modification architecturale - Augmentation des charges sur fondations
Remplissage d'un portique (maçonnerie ou BA)	- Solution économique - Mise en œuvre simple - Augmentation de la rigidité	- Risque de poteau court - Mauvaise répartition des efforts - Comportement fragile possible
Chemisage des éléments en béton armé	- Augmentation importante de la résistance	- Augmentation des dimensions - Travaux lourds - Réduction de l'espace utile

	-Amélioration de la ductilité -Technique fiable	
--	--	--

1. Choix adopté :

À la suite de la comparaison des différentes techniques de renforcement, l'ajout de voiles en béton armé a été retenu pour le cas étudié. Cette solution permet d'augmenter significativement la rigidité globale de la structure et d'améliorer son comportement sous actions horizontales, notamment sismiques. En effet, les voiles contribuent à la reprise des efforts latéraux, réduisent les déplacements et limitent les effets de torsion (disposition régulière). Ce type de renforcement améliore également la stabilité globale de l'ouvrage et augmente sa sécurité structurale, en assurant une meilleure répartition des efforts entre les éléments porteurs.

Afin d'optimiser ce choix et d'adapter le renforcement aux contraintes architecturales et structurelles du bâtiment, deux (02) variantes de disposition des voiles seront proposées.

- Première variante :

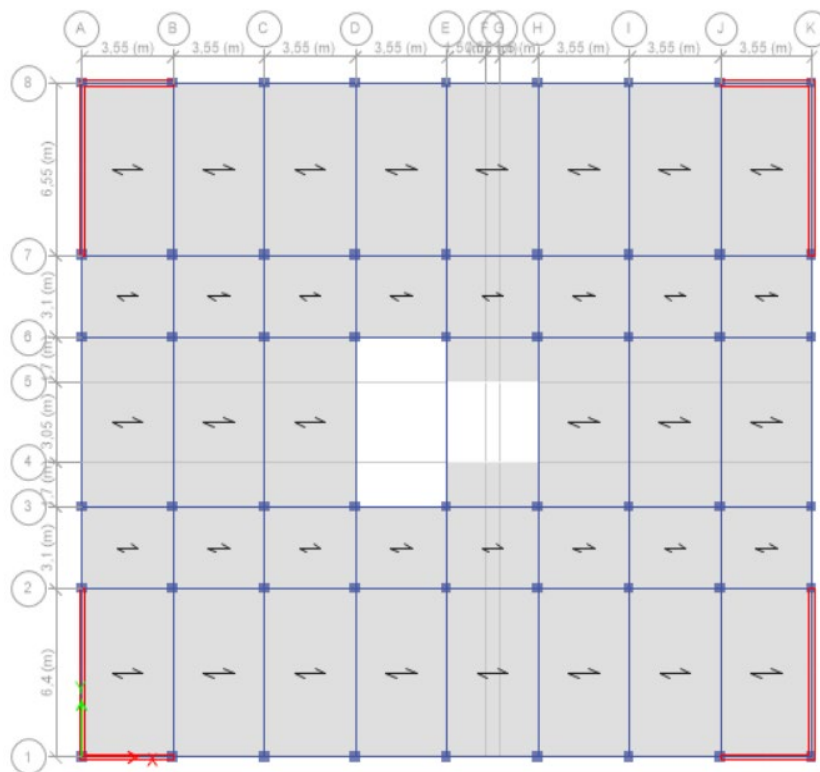


Figure 63:vue en plan variante 01

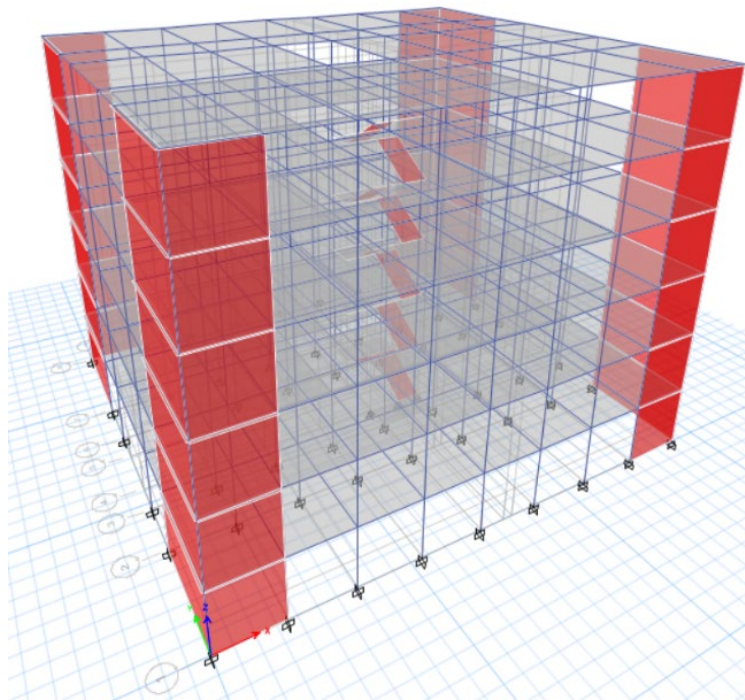


Figure 64: Vue en 3D du bâtiment de la variante 01

Tableau 35: tableau récapitulatif du développement des rotules plastiques de la variante 02

	La direction	Niveaux de performance	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
Nombre de rotules	Sens X	Chargement modale	403	755	0	0	0
	Sens Y	Chargement modale	671	487	0	0	0

- Deuxième variante :

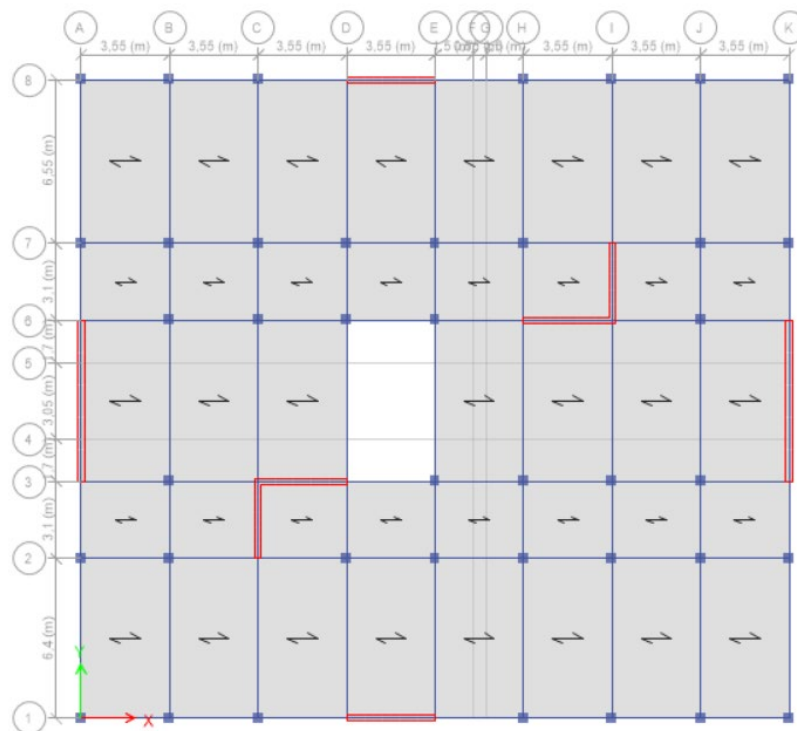


Figure 65:vue en plan de la variante 02

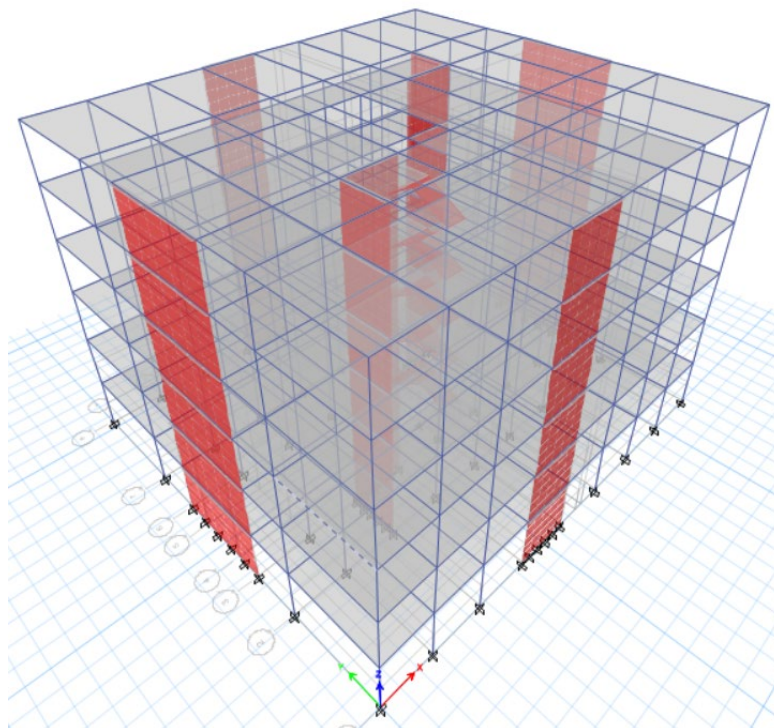


Figure 66: vue 3D de la variante 02

Tableau 36: tableau récapitulatif du développement des rotules plastiques de la variante 02

	La direction	Niveaux de performance	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
Nombre de rotules	Sens X	Chargement modale	1495	815	0	0	0
	Sens Y	Chargement modale	1969	341	0	0	0

- **Coffrage des voiles :**

Selon l'article §7.7.1 du RPA 2024, sont considérés comme voiles de contreventement les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$l_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1m \right) \quad \text{V2I-1}$$

Où : l_w représente la longueur du voile.

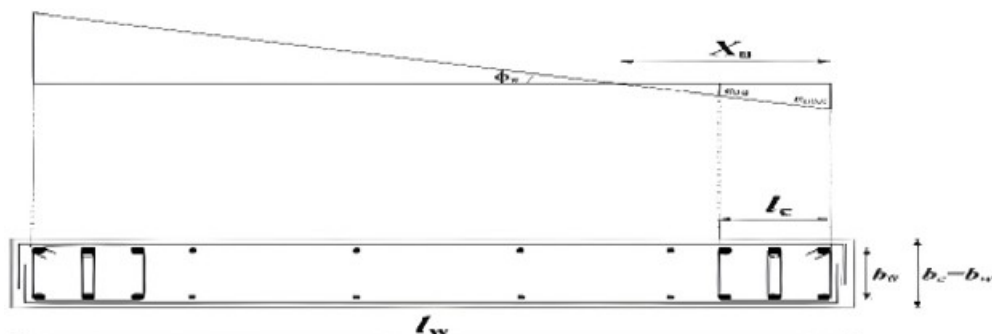


Figure 67: Vue en plan d'un voile en béton armé

- Le même article précise également que l'épaisseur minimale du voile doit vérifier :

$$b_w \geq \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15cm \right) \quad \text{VII-2}$$

- Conformément aux prescriptions réglementaires, l'épaisseur des parties confinées, notée b_c , ne doit en aucun cas être inférieure à 200mm.
- Par ailleurs, la valeur minimale de cette épaisseur dépend de la longueur de la partie confinée l_c , en comparaison avec la valeur maximale $\max(2b_w ; 0.2l_w)$,

Où : b_w représente l'épaisseur du voile et l_w sa longueur totale.

- Lorsque la longueur de la zone confinée vérifie :

$$l_c \leq \max(2 \cdot b_w ; 0,2 \cdot l_w) \quad \text{VII-3}$$

- L'épaisseur minimale doit satisfaire la condition suivante :

$$b_c \geq \frac{h_e}{15} \quad \text{VII-4}$$

- En revanche, si :

$$l_c > \max(2 \cdot b_w ; 0,2 \cdot l_w) \quad \text{VII-5}$$

- L'épaisseur minimale devient plus exigeante et doit vérifier :

$$b_c \geq \frac{h_e}{10} \quad \text{VII-6}$$

- Ferraillage des voiles :

Dispositions générales :

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription de l'équation suivante :

$$v_d = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \quad \text{VII-7}$$

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées au § 7.7.1, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton armé en vigueur ; en outre :

- Les voiles élancés correspondent à $((h_w/l_w) > 2.0)$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.
- Les voiles courts correspondent à $((h_w/l_w) \leq 2.0)$.
- Les voiles de grandes dimensions correspondent à $((h_w/l_w) \leq 2/3)$

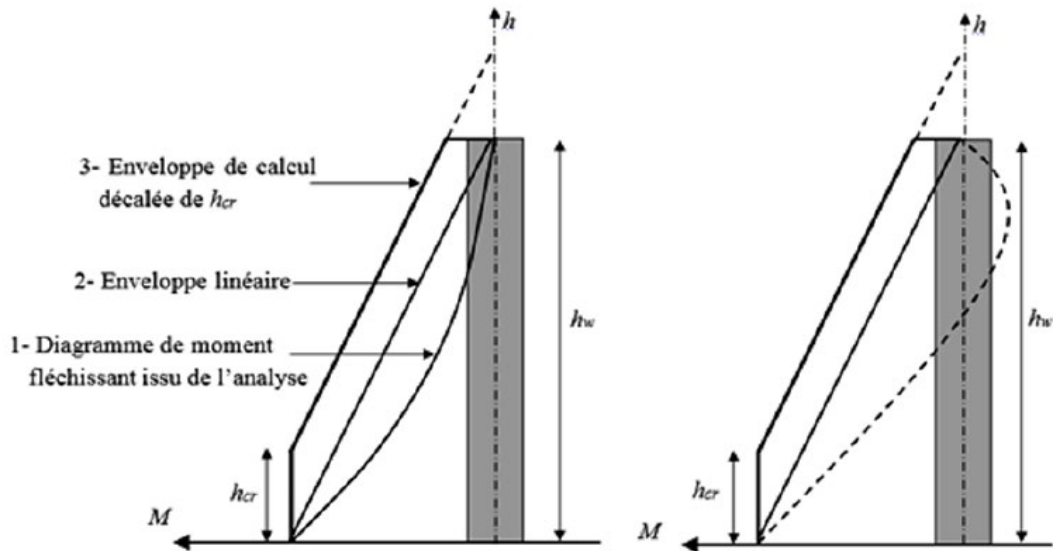


Figure 68: Enveloppe de calcul pour le moment fléchissant dans les voiles

- La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit : $h_{cr} = \max (l_w ; h_w/6)$

Et :

$$h_{cr} = \begin{cases} 2.l_w \\ h_e ; \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e ; \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \quad \text{VII-8}$$

Où :

h_e est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats;

h_w est la hauteur totale du voile.

- Pour les systèmes à contreventement mixte, contenant des voiles élancés, l'enveloppe de calcul modifiée, pour les efforts tranchants, est donnée par la figure suivante

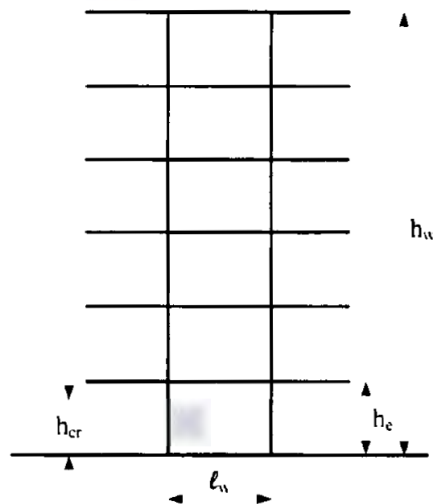


Figure 69: Zone critique a la base du voile

- L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est construite en trois étapes :
 La première étape consiste à amplifier le diagramme initial de 40%.
 La deuxième étape consiste a. maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu'à une hauteur égale à $(h_w/3)$.
 La troisième étape consiste en une enveloppe linéaire entre $(h_w/3)$ et le sommet du voile.
 L'enveloppe de calcul modifiée pour Les efforts tranchants est valable uniquement pour les systèmes à contreventement mixte. Cette modification est faite pour tenir compte des incertitudes dues aux modes supérieurs.
- Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive doit rester au moins égal à 0,5% de la surface de la zone confinée.
- Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$St \leq \min(b_0/3; 12.5\text{cm}; 6 \cdot \phi_l) \quad \text{VII-9}$$

Où : ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ; en outre $\phi_l \geq 12\text{mm}$.

- La distance horizontale entre deux barres verticales longitudinales ne doit pas dépasser 20cm.

- Pour le ferrailage horizontal la section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_e) et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0,09 s_t b_0 \frac{f_{c_{28}}}{f_e} \quad \text{VII-10}$$

$$A_t \geq 0,3 \cdot S_t \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c_{28}}}{f_e} \quad \text{VII-11}$$

Où :

b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive

(A_g / A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

- Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des étriers espacés d'environ 500mm.
- Le diamètre maximal, ϕ_{max} , des armatures d'âme doivent respecter la condition

$$8mm < \phi_{max} < b_w/8 \quad \text{VII-12}$$

- L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (Jonction par recouvrement).

Pour les barres horizontales elles doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

2. Tableau récapitulatif sur le coffrage et ferrailage des voiles

- Variante 01

Tableau 37: Caractéristiques géométriques et classification des voiles pour la variante 01

	Voile 01	Voile 02	Voile 03
l_w (m)	3,55	6,40	6,55
b_w (cm)	35	35	35

$l_{cr}(cm)$	55	100	100
$h_{cr}(cm)$	345	345	345
$b_{cr}(cm)$	35	35	35
h_w / l_w	5,97	3,3125	3,235
Voile courts/élancé	Elancé	Elancé	Elancé

Elément de rive :

Tableau 38: Calcul des armatures de confinement des éléments de rive des voiles pour la variante 01

$l_w (m)$	3,55	6,40	6,55
$A_{confinée} (cm^2) = l_{cr} \cdot b_{cr}$	1925	3500	3500
0,5% $A_{confinée} (cm^2)$	9,625 = 9HA12	17,50 = 16HA12	17,50 = 16HA12
$S_t^{vertical}$	7 cm		
$S_t^{horizontal}$	20 cm		
$\varnothing_l$	12 mm		
A_t	0,75 cm^2		

L'âme :

Tableau 39: calcul des armatures de l'âme des voiles pour la variante 01

$l_w (m)$	3,55	6,40	6,55
$\varnothing (mm)$	12	10	12
Espacement vertical (cm)	50	50	50
Espacement horizontal (cm)	20	20	20

- Variante 02 :

Tableau 40: calcul des armatures de l'âme des voiles pour la variante 01

	Voile 01	Voile 02	Voile 03
$l_w (m)$	3,1	3,55	6,45
$b_w (cm)$	25	25	25
$l_{cr}(cm)$	50	55	100
$h_{cr}(cm)$	353	355	645
$b_{cr}(cm)$	25	25	25
h_w / l_w	6,84	5,97	3.29
Voile courts/élancé	Élancé	Elancé	Elancé

Elément de rive :*Tableau 41: Calcul des armatures de confinement des éléments de rive des voiles pour la variante 02*

l_w (m)	3,1	3,55	6,45
$A_{\text{confinée}} \text{ (cm}^2\text{)} = l_{cr} \cdot b_{cr}$	1250	1375	2500
$0,5\% A_{\text{confinée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	6,25	6,875	12,5
ϕ_l	12mm=7HA12	12mm=7HA14	14mm=9HA14
$S_t^{\text{horizontal}}$	20 cm		
S_t^{vertical}	12 cm		
A_t	0,6 cm ²		

L'âme :*Tableau 42: calcul des armatures de l'âme des voiles pour la variante 02*

l_w (m)	3,1	3,55	6,45
ϕ (mm)	10	10	10
Espacement vertical (cm)	50	50	50
Espacement horizontal (cm)	20	20	20

Pour vérifier l'efficacité des solutions de renforcement proposées et évaluer leur aptitude à satisfaire les exigences du règlement parasismique algérien RPA 2024, une analyse non linéaire statique de type Pushover a été réalisée sur les deux variantes de renforcement étudiées. Les deux variantes de renforcement ont été modélisées et analysées séparément afin de comparer leur comportement global sous sollicitation sismique. Cette comparaison a permis d'identifier la solution de renforcement la plus efficace en termes d'amélioration de la capacité portante, de réduction des déplacements, d'augmentation de la ductilité et de maîtrise du mécanisme d'endommagement.

3. Résultat de l'analyse statique non linéaire**- Variante 01 :**Les courbes de capacité de la structure :

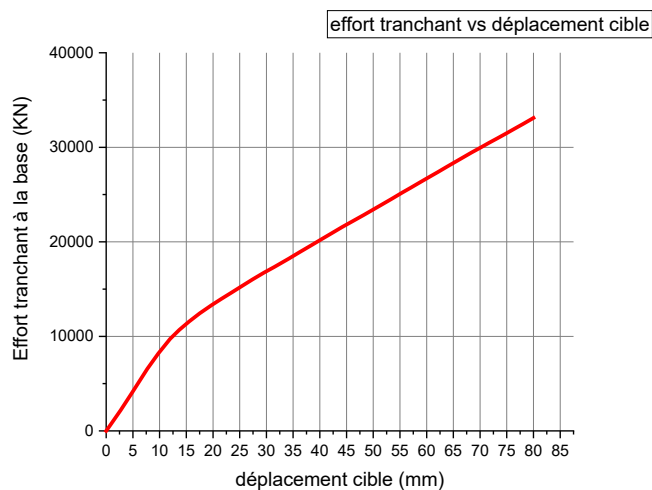


Figure 70: courbe capacitaire dans le sens yy de la variante 01

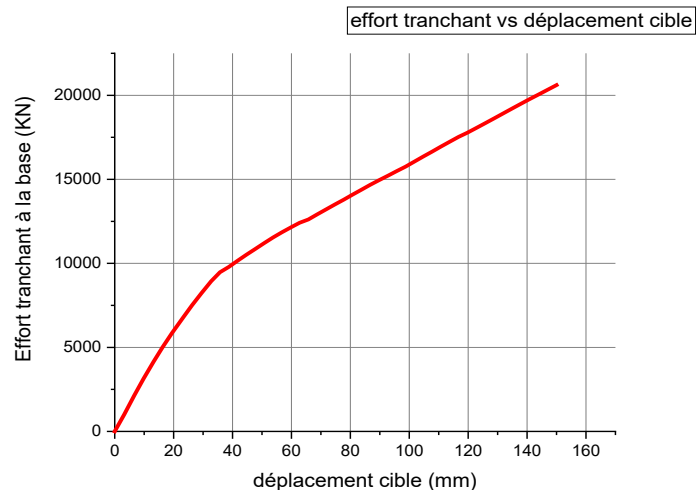


Figure 71: courbe capacitaire dans le sens xx de la variante 01

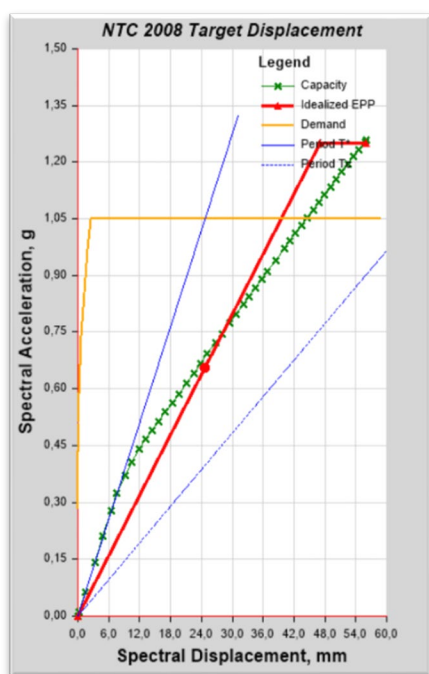


Figure 72: Courbe capacitaire spectrale dans le sens YY

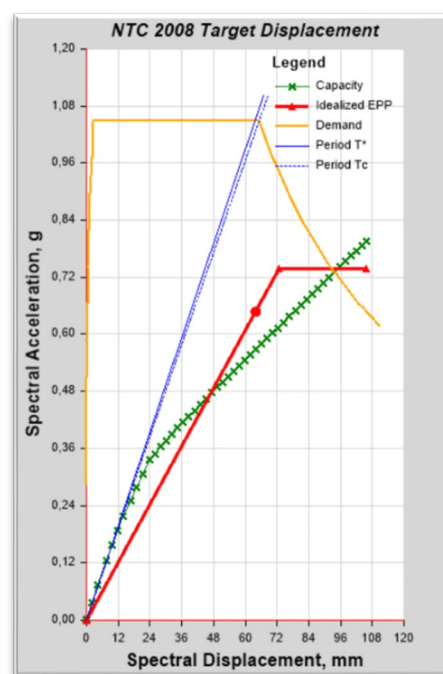


Figure 73: Courbe capacitaire spectrale sens XX

100

Identification du point de performance*Tableau 43: Résultats de l'analyse pushover dans les deux directions principales*

Type de chargement	Direction	Effort tranchant (kN)	Déplacement cible (mm)
Chargement modale	Sens x	16904,1653	110,312
	Sens y	24790,6049	53,732

Justification vis-à-vis des déplacements inter-étagesSens XX*Tableau 44: Vérification des déplacements inter-étages dans la direction X vis-à-vis des critères de performance sismique*

Etage	θ_x	Vis-à-vis le non effondrement $\theta_x \leq 0,015$	Vis-à-vis la limitation de dommages $\theta_x \leq 0,01$
Etage 6	0,006578	Vérifiée	Vérifiée
Etage 5	0,006617	Vérifiée	Vérifiée
Etage 4	0,006412	Vérifiée	Vérifiée
Etage 3	0,005725	Vérifiée	Vérifiée
Etage 2	0,004193	Vérifiée	Vérifiée
Etage 1	0,001698	Vérifiée	Vérifiée

Sens YY*Tableau 45: Vérification des déplacements inter-étages dans la direction y vis-à-vis des critères de performance sismique*

Etage	θ_y	Vis-à-vis le non effondrement $\theta_y \leq 0,015$	Vis-à-vis la limitation de dommages $\theta_y \leq 0,01$
Etage 6	0,003237	Vérifiée	Vérifiée
Etage 5	0,003256	Vérifiée	Vérifiée
Etage 4	0,00317	Vérifiée	Vérifiée
Etage 3	0,002836	Vérifiée	Vérifiée
Etage 2	0,002087	Vérifiée	Vérifiée
Etage 1	0,000898	Vérifiée	Vérifiée

- Variante 02

La courbe de capacité de la structure :

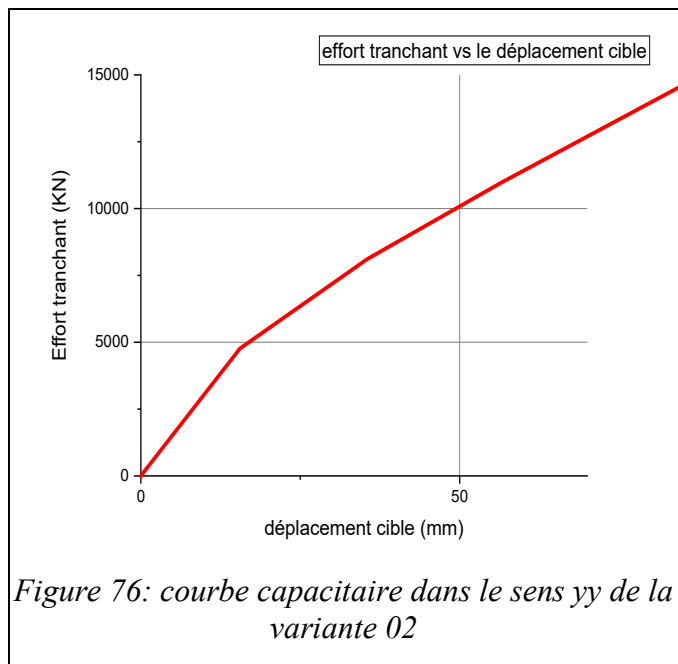


Figure 76: courbe capacitaire dans le sens yy de la variante 02

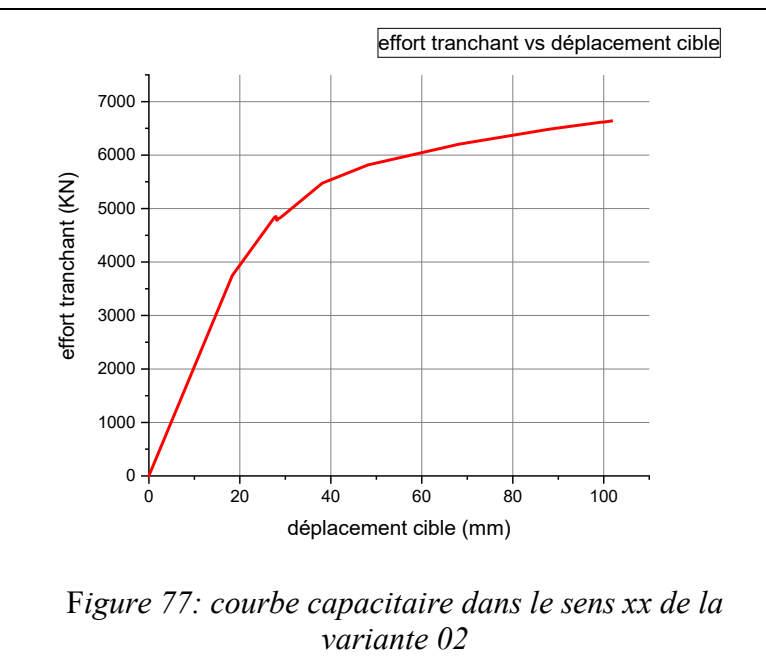


Figure 77: courbe capacitaire dans le sens xx de la variante 02

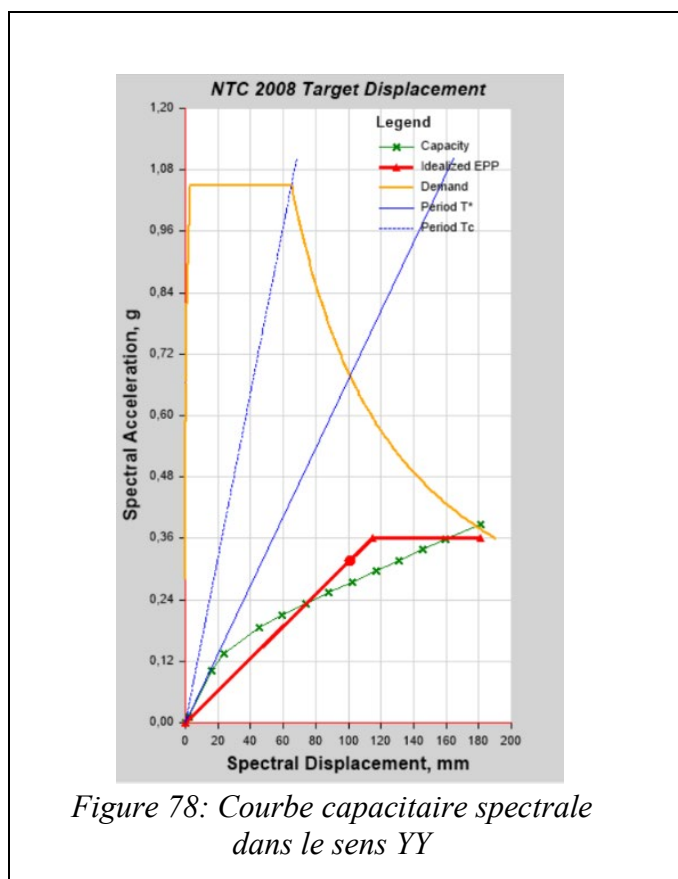


Figure 78: Courbe capacitaire spectrale dans le sens YY

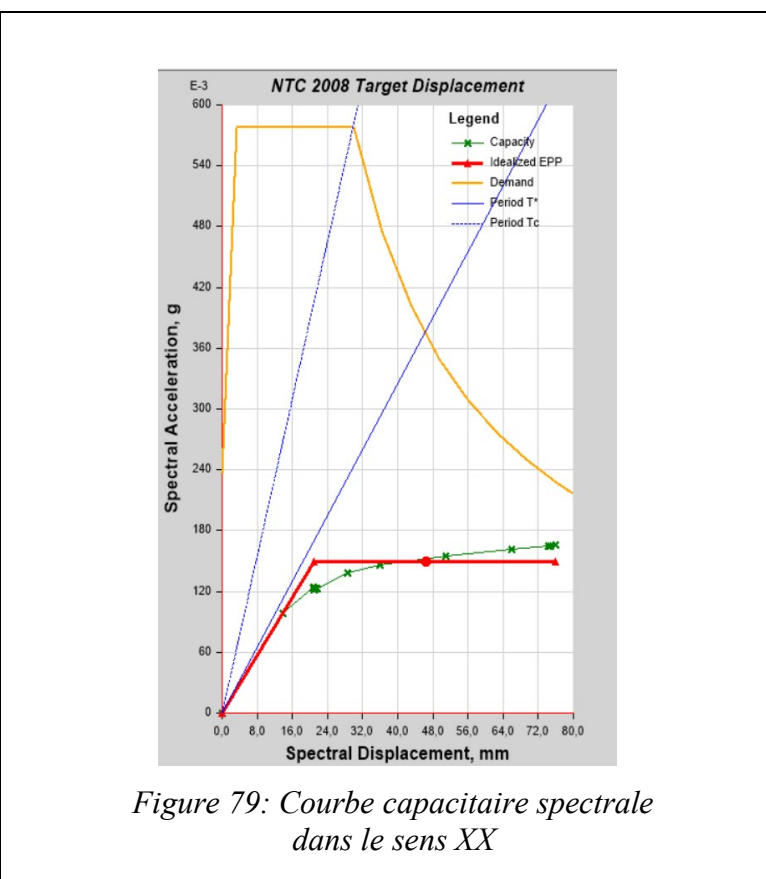
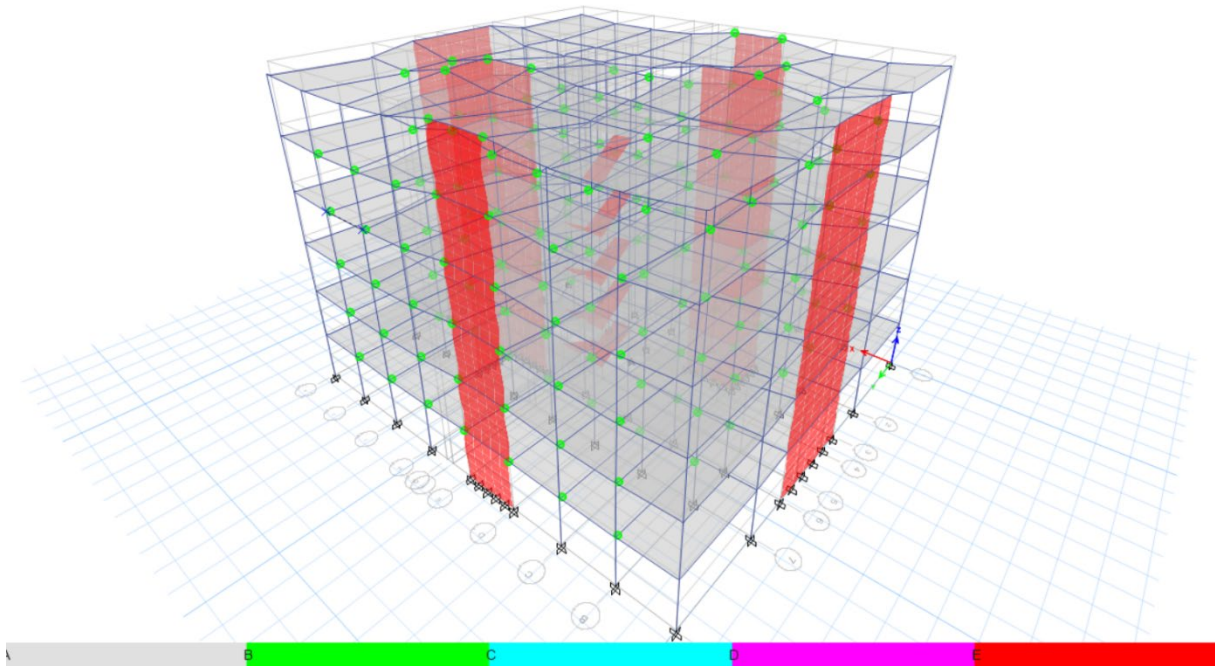
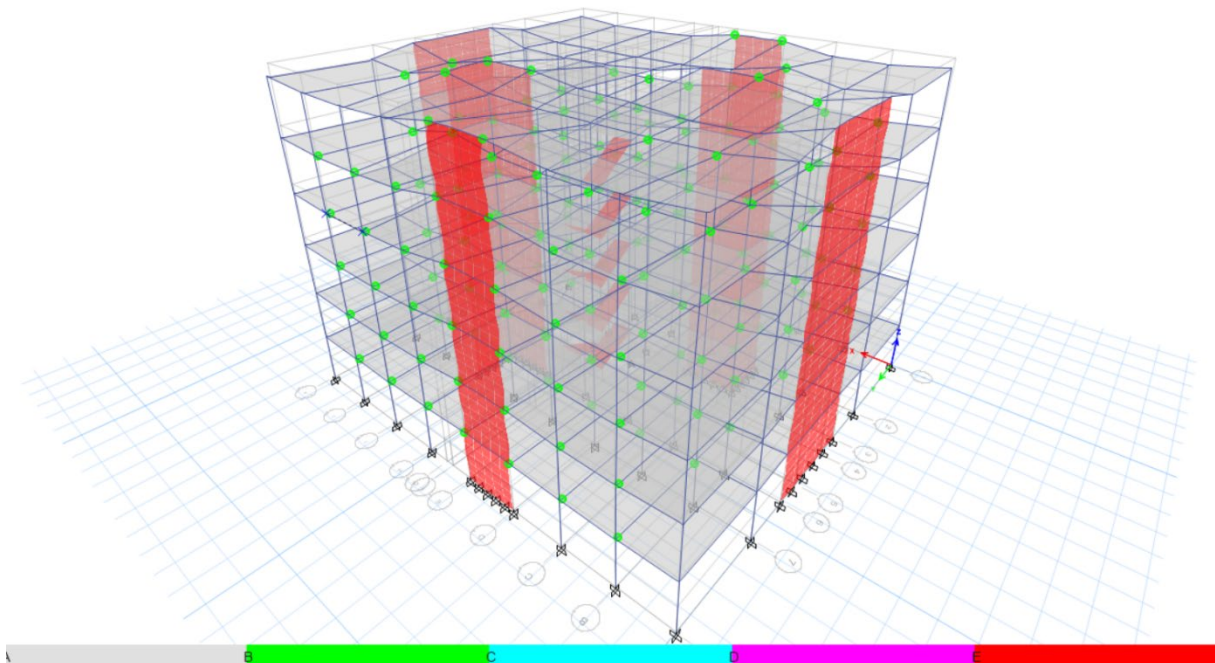


Figure 79: Courbe capacitaire spectrale dans le sens XX

Développement des rotules plastiques :*Figure 80: développement des rotules plastiques dans le sens yy**Figure 81: développement des rotules plastiques dans le sens xx*

Identification du point de performance :*Tableau 46: Résultats de l'analyse pushover dans les deux directions principales*

Type de chargement	Direction	Effort tranchant (kN)	Déplacement cible (mm)
Chargement modale	Sens x	6527,6687	91,81
	Sens y	13351,19	81,577

Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :Sens XX*Tableau 47: Vérification des déplacements inter-étages dans la direction X vis-à-vis des critères de performance sismique*

ss	θ_x	Vis-à-vis le non effondrement $\theta_x \leq 0,015$	Vis-à-vis la limitation de dommages $\theta_x \leq 0,01$
Etage 6	0,003436	Vérifiée	Vérifiée
Etage 5	0,003636	Vérifiée	Vérifiée
Etage 4	0,003737	Vérifiée	Vérifiée
Etage 3	0,003698	Vérifiée	Vérifiée
Etage 2	0,003435	Vérifiée	Vérifiée
Etage 1	0,002451	Vérifiée	Vérifiée

Sens YY*Tableau 48: Vérification des déplacements inter-étages dans la direction Y vis-à-vis des critères de performance sismique*

Etage	θ_y	Vis-à-vis le non effondrement $\theta_y \leq 0,015$	Vis-à-vis la limitation de dommages $\theta_y \leq 0,01$
Etage 6	0,007414	Vérifiée	Vérifiée
Etage 5	0,007371	Vérifiée	Vérifiée
Etage 4	0,007285	Vérifiée	Vérifiée
Etage 3	0,006365	Vérifiée	Vérifiée
Etage 2	0,004603	Vérifiée	Vérifiée
Etage 1	0,00196	Vérifiée	Vérifiée

- Interprétation :

Dans le cadre de cette étude, deux variantes de système de contreventement par voiles en béton armé ont été proposées et analysées conformément aux exigences du RPA 2024.

L'objectif principal était de déterminer la solution la plus adaptée du point de vue structural, économique et constructif, tout en assurant un comportement satisfaisant de l'ouvrage sous sollicitations sismiques.

La première variante est constituée d'un nombre plus important de voiles, avec des épaisseurs de 35 cm et plusieurs voiles de grandes dimensions. Cette configuration permet d'obtenir une rigidité latérale élevée ainsi qu'une bonne reprise des efforts horizontaux. Les vérifications réglementaires effectuées ont montré que les voiles satisfont les critères imposés par le RPA 2024.

La deuxième variante repose sur une configuration, avec une épaisseur de 25 cm. Malgré cette réduction, les différentes vérifications ont également montré que cette variante répond aux exigences réglementaires du RPA 2024 et assure une résistance suffisante vis-à-vis des actions sismiques. Les voiles présentent un comportement satisfaisant, avec des éléments de rive correctement dimensionnés et un ferrailage conforme aux prescriptions réglementaires.

Une comparaison quantitative des volumes de béton nécessaires pour les deux variantes a également été réalisée. Pour la variante 01, le volume total des voiles est estimé à :

$$V_1 = (3,55 \times 4 + 6,55 \times 2 + 6,40 \times 2) \times 0,35 \times 21,2 = 297,54 \text{ m}^3$$

Pour la variante 02, le volume total des voiles est :

$$V_2 = (3,55 \times 4 + 6,45 \times 2 + 3,10 \times 2) \times 0,25 \times 21,2 = 176,49 \text{ m}^3$$

La variante 02 permet ainsi une réduction de 121,05 m³ de béton, soit une économie d'environ 40,7 % par rapport à la variante 01.

Après comparaison des résultats obtenus pour les deux variantes, il apparaît que la variante 02 constitue la solution la plus avantageuse. En effet, celle-ci permet d'assurer les performances structurales requises avec un nombre de voiles moins élevé, ce qui présente plusieurs avantages :

- Diminution de la quantité de béton et d'acier utilisée,
- Réduction du poids propre de la structure,
- Amélioration de l'exploitation architecturale grâce à un gain d'espace,
- Simplification de l'exécution sur chantier,

- Réduction des coûts de coffrage, de ferrailage et de réalisation.

De plus, la réduction du nombre de voiles permet d'obtenir une structure plus rationnelle sans compromettre sa stabilité ni sa capacité de dissipation d'énergie sous l'effet sismique.

Ainsi, au vu des résultats obtenus et des critères technico-économiques considérés, la variante 02 a été retenue comme solution finale pour le système de contreventement de la structure.

- Calcul de l'effort sismique à la base RPA2024

Voici le rapport de participation de masse modale de la structure renforcée

Tableau 49: Rapports de participation de masse modale

Case	Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0,68	0,6598	0,054	0,6598	0,054	0
Modal	2	0,536	0,0543	0,6456	0,7141	0,6997	1,429E-05
Modal	3	0,464	2,984E-06	1,044E-05	0,7141	0,6997	0,7003
Modal	4	0,171	0,1648	0,0107	0,8789	0,7104	9,678E-07
Modal	5	0,126	0,0122	0,1865	0,8911	0,8969	0
Modal	6	0,108	8,505E-07	0	0,8911	0,8969	0,1949
Modal	7	0,079	0,0586	0,0042	0,9497	0,9011	0
Modal	8	0,061	0,0039	0,0567	0,9536	0,9578	0
Modal	9	0,052	4,239E-05	4,301E-06	0,9537	0,9578	0,0616
Modal	10	0,051	0,0247	0,0022	0,9783	0,96	0,0001
Modal	11	0,046	0	0	0,9783	0,96	0
Modal	12	0,046	3,431E-05	8,218E-07	0,9783	0,96	0

On cite le comportement des trois premier :

- Mode N°1 : mode « Translation selon X ».
- Mode N°2 : mode « Translation selon Y ».
- Mode N°3 : mode de torsion.

- Pour les périodes propres :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot h_n^{3/4} = 0,494s.$$

$$T_{\text{numérique}} = \begin{cases} \text{sens } x : T_x = 0,68s > 1,3 T_{\text{emp}} = 0,642s \\ \text{sens } y : T_y = 0,536s < 1,3 T_{\text{emp}} = 0,642s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_{0x} = 0,642 s \\ T_{0y} = 0,536 s \end{cases}$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_x) = A. I. S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \cdot \frac{T_2}{T_x} \right] = 0,25 * 1,4 * 1,20 * \left[2,5 \frac{1,05}{4,5} \cdot \frac{0,5}{0,68} \right] : T_2 \leq T < T_3$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_x) = \mathbf{0,18}$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_y) = A. I. S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \cdot \frac{T_2}{T_y} \right] = 0,25 * 1,4 * 1,20 * \left[2,5 \frac{1,05}{4,5} \cdot \frac{0,5}{0,536} \right] : T_2 \leq T < T_3$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_y) = \mathbf{0,23}$$

- Le poids total de la structure : **W_{tot} = 52933,16 kN**

$$V_x = \lambda \cdot \frac{S_{ad}(T_x)}{g} \cdot W = 0,85 * 0,18 * 52933,16 = \mathbf{8098,773 \text{ kN}}$$

$$V_y = \lambda \cdot \frac{S_{ad}(y)}{g} \cdot W = 0,85 * 0,23 * 52933,16 = \mathbf{10348,433 \text{ kN}}$$

- Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau 50: Réaction à la base

Output Case	FX (kN)	FY (kN)	0,8 * V (kN)	Vérification
Ex	8169,9471	355,2409	6479,0184	Vérifiée
Ey	454,7219	9989,5392	8278,746	Vérifiée

- Conditions de ductilité locale :

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises, ω_{wd} , dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{syd} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad 2-12$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \text{VII-13}$$

Avec :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_{c28}}{f_e} * \frac{\gamma_b}{\gamma_s} \quad \text{VII-14}$$

Où :

- μ_{ϕ} : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.
- ε_{sy} : Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} \quad \text{VII-15}$$

- E_s : module d'élasticité de l'acier
- V_d : effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire
- ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)bw} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \text{VII-16}$$

- A_{sv} : section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile
- F_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier
- F_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression
- α : coefficient d'efficacité du confinement, égal à (α_n, α_s) , avec :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \Sigma_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) \end{cases} \quad \text{VII-17}$$

- n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ;
- b_i distance entre des barres maintenues consécutives ;
- b_0, h_0, t : grandeurs géométriques.

Il convient de prévoir une valeur minimale de ω_{wd} égale à 0.12 dans la zone critique à la base du voile.

Le coefficient de ductilité en courbure (μ_ϕ) peut être déterminé selon l'équation suivante en fonction de la période fondamentale (T_0), de la valeur (T_2) du spectre de calcul, du coefficient de comportement (R / QF) et du rapport (M_{Ed} / M_{Rd}).

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) - 1 & ; si \ T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) - 1 \right] \frac{T_0}{T_2} & ; si \ T_0 < T_2 \end{cases} \quad \text{VII-18}$$

M_{Ed} est le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de h_{cr}) à la base du mur ;

M_{Rd} est la résistance à la flexion de calcul.

La position de l'axe neutre, x_u , correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situe hors du noyau confine des éléments de rive peut être estimée comme suit :

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w b_c}{b_0} \quad \text{VII-19}$$

Pour calculer la longueur comprimée des parties de rive $l_{c,calcul}$, il est nécessaire de calculer le raccourcissement limite à la rupture, $\varepsilon_{cu,c}$, du béton comprimé :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd} \quad \text{VII-20}$$

- Soit donc :

$$l_{c,calcul} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right) \quad \text{VII-21}$$

Avec : $\varepsilon_{cu} = 0.0035$

- Cette longueur $l_{c,calcul}$ doit être supérieure à $\max(0,15l_w; 1,5b_w)$.

• Vérification de la condition de la ductilité local :

- Voile 03 de 6,45 m

On doit respecter la condition :

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi(v_d + \omega_v)\varepsilon_{syd} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd} = \frac{2(b_0 + h_0) \times S f_{yd}}{h_0 \times b_0 \times t f_{cd}} = \frac{(19 \times 2 + 94 \times 2) \times \pi \times 1^2}{94 \times 19 \times 12 \times 4} \times \frac{400 \times 1,2}{25 \times 1} = 0,159 > 0,12$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 2 \times 10^{-3}$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)b_w} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{34,54}{(645 - 2 \times 100) \times 25} \times \frac{400 \times 1,2}{25 \times 1} = 0,108$$

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \Sigma_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 h_0} \right) = 1 - 9 \times \frac{20^2}{6 \times 19 \times (100 - 2 \times 3)} = 0,6641 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{t}{2h_0}\right) = \left(1 - \frac{12}{2 \times 19}\right) \left(1 - \frac{12}{2 \times 94}\right) = 0,6405 \end{cases}$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,6641 \times 0,6405 = \mathbf{0,4254}$$

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) - 1 & ; si T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) - 1 \right] \frac{T_0}{T_2} & ; si T_0 < T_2 \end{cases}$$

- Pour déterminer le système de contreventement :

Sens xx

L'effort tranchant à la base : $V_{base} = 8169,9471 \text{ kN}$

L'effort tranchant du voile : $V_{voile} = 7358,7292 \text{ kN}$

$$\frac{v_{voile}}{v_{base}} = \frac{7358,7292}{8263,6531} \times 100 = 89,05 \% > 65\%$$

Sens yy

L'effort tranchant à la base : $V_{base} = 9989,5392 \text{ KN}$

L'effort tranchant du voile : $V_{voile} = 8258,8419 \text{ KN}$

$$\frac{v_{voile}}{v_{base}} = \frac{8258,8419}{9989,5392} \times 100 = 82,67 \% > 65\%$$

⇒ Donc, il s'agit du système de contreventement n°5 dans les deux sens : Système de contreventement constitué par des voiles, avec un coefficient de comportement

R=4,5^(b).

Comme : $T_0 > T_2 = 0,5s$, Alors :

$$\mu_\phi = 2 \left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) - 1 = 2 \left(\frac{4,5}{1,05} \times 1 \right) - 1 = 7,571$$

- Pour le moment fléchissant issu de l'analyse M_{ED} on suppose que $M_{ED} = M_{RD}$ (car $M_{ED} \leq M_{RD}$; on prend le cas le plus défavorable)

$$v_d = \frac{Nd}{b_c \times f_{c28}} = \frac{1120,0072 \times 10^{-3}}{(6,45 \times 0,25) \times 25} = 0,028$$

Alors :

$$\alpha \omega_{w_d} = 0,4254 \times 0,159 = 0,068 \geq 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \varepsilon_{syd} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 = 4,7932 \times 10^{-3}$$

⇒ Condition vérifiée

La position de l'axe neutre :

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w b_c}{b_0} = (0,028 + 0,108) \times \frac{6,45 \times 0,25}{0,19} = 1,15m = 115,4 \text{ cm}$$

Raccourcissement limite à la rupture :

$$\varepsilon_{cu-c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd} = 0,0035 + 0,1 \times 0,4254 \times 0,159 = 0,0103$$

Donc :

$$l_{c.calcul} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu-c}}\right) = 115,4 (1 - 0,34) = 76,18 \text{ cm} < \max(0,15l_w; 1,5b_w) = 96 \text{ cm}$$

⇒ On prend $l_c = 100 \text{ cm}$

- Vérifications spécifiques
Sollicitations normales

Poteaux :

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} = \frac{635,70 \times 10^{-3}}{0,4^2 \times 13} = 0,3 \leq 0,35$$

Tableau 51: Vérification de l'effort normal réduit au niveau des poteaux

Poteau	a(m)	b(m)	Combinaison	N _d (KN)	v	Condition
40*40	0,40	0,4	Sismique	635,70	0,3	Vérifiée

Voiles :

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} = \frac{7436,6 \times 10^{-3}}{(3,55 \times 0,25) \times 25} = 0,34 \leq 0,4$$

Tableau 52: Vérification de l'effort normal réduit au niveau des voiles

Voile	L _w (m)	b _w (m)	Combinaison	N _d (KN)	v	Condition
355*25	3,55	0,25	Sismique	7436,6	0,34	Vérifiée

4. Conclusion :

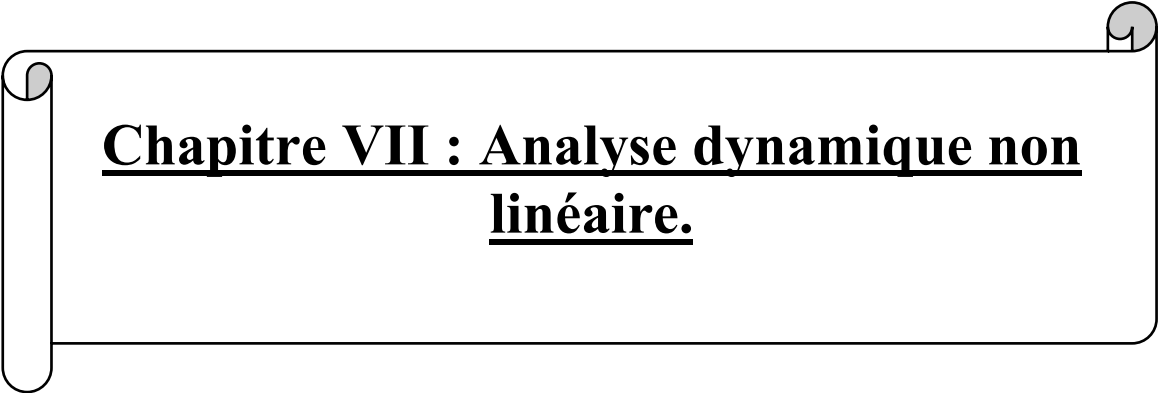
Ce chapitre, consacré à l'étude préliminaire du renforcement de la structure, a permis d'évaluer l'efficacité de l'intégration de voiles en béton armé comme solution de contreventement afin d'améliorer le comportement sismique du bâtiment et d'assurer sa conformité aux exigences du RPA 2024.

L'objectif principal de cette étude était de vérifier la satisfaction des critères réglementaires relatifs à la résistance, à la rigidité et à la stabilité de la structure sous sollicitations sismiques. Les différentes vérifications effectuées ont montré que l'introduction des voiles a contribué à une amélioration significative de la réponse globale de l'ouvrage, notamment par la réduction

des déplacements latéraux et des déplacements inter-étages, ainsi que par une meilleure répartition des efforts sismiques.

Par ailleurs, l'analyse pushover réalisée a mis en évidence une augmentation notable de la capacité portante et de la ductilité de la structure. Les résultats obtenus traduisent une amélioration du niveau de performance sismique ainsi qu'une diminution des dommages potentiels susceptibles d'apparaître lors d'un séisme majeur.

En conséquence, le renforcement proposé permet d'accroître la sécurité et la résilience de l'ouvrage, tout en garantissant une meilleure aptitude de la structure à résister aux actions sismiques conformément aux prescriptions réglementaires en vigueur

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left and a horizontal bar at the top and bottom. The corners are rounded, and there are small circular details at the top and bottom of the vertical bar.

Chapitre VII : Analyse dynamique non linéaire.

1. Introduction :

Afin de mieux reproduire la réponse réelle des structures, l'analyse dynamique temporelle constitue aujourd'hui l'une des méthodes les plus performantes dans le domaine du génie parasismique. Cette méthode permet de suivre l'évolution du comportement structural instant par instant sous l'effet d'accélérogrammes sismiques appliqués à la base de la structure, tout en tenant compte des non-linéarités des matériaux et des effets dynamiques réels.

Dans cette étude, l'analyse dynamique temporelle a été utilisée afin d'évaluer le comportement sismique du bâtiment renforcé et de vérifier l'efficacité des solutions de renforcement proposées conformément aux exigences du RPA 2024. Cette approche permet notamment d'analyser l'évolution des déplacements, des efforts internes, des accélérations et des mécanismes de plastification durant toute la durée du séisme.

Le présent chapitre est consacré à la présentation des principes fondamentaux de l'analyse dynamique temporelle, des hypothèses de modélisation adoptées ainsi que de la méthodologie utilisée pour l'application des chargements sismiques. Les différents résultats obtenus seront ensuite analysés et interprétés afin d'évaluer la performance sismique des variantes de renforcement étudiées.

2. Analyse dynamique temporelle

L'analyse dynamique non linéaire constitue l'une des méthodes les plus avancées pour l'évaluation du comportement des structures soumises aux sollicitations sismiques sévères. Contrairement aux approches linéaires classiques, cette méthode permet de prendre en compte les non-linéarités des matériaux, les phénomènes de plastification, la dégradation de rigidité ainsi que la dissipation d'énergie au cours du mouvement sismique. Selon Dynamics of Structures (Chopra, 2017), l'analyse temporelle offre une représentation plus réaliste de la réponse structurale puisqu'elle suit l'évolution des déplacements, vitesses et accélérations à chaque instant du séisme. Cependant, ce type d'analyse nécessite des modèles numériques détaillés, des moyens de calcul importants ainsi qu'une sélection appropriée des accélérogrammes sismiques. Afin de simplifier la mise en œuvre tout en conservant une représentation acceptable de l'action sismique, un accélérogramme artificiel compatible avec le spectre réglementaire a été adopté dans cette étude. Cette approche, largement utilisée dans les études de génie parasismique,

permet de reproduire les caractéristiques principales de la sollicitation sismique tout en réduisant la complexité des calculs. Comme le souligne Pratique du calcul sismique (Davidovici, 2019), l'utilisation d'accélérogrammes artificiels constitue une solution adaptée pour les analyses dynamiques lorsque les enregistrements réels sont limités ou difficilement exploitables. Malgré certaines limitations liées à la variabilité des séismes naturels, cette démarche permet d'obtenir des résultats représentatifs concernant la distribution des efforts internes, les mécanismes de dissipation d'énergie et la performance globale de la structure renforcée.

3. Représentation temporelle de l'action sismique

L'action sismique peut être représentée de différentes manières en fonction de la méthode d'analyse adoptée. Dans le cadre de l'analyse dynamique temporelle, elle est exprimée sous forme d'un signal variant dans le temps, généralement l'accélération du sol $a(t)$, appelé accélérogramme. Ce signal permet de décrire de manière directe l'évolution de l'intensité sismique au cours du temps et constitue la base des analyses dynamiques non linéaires.

Cette représentation temporelle permet de reproduire plus fidèlement le comportement réel des structures soumises à un séisme, en tenant compte des phénomènes d'inertie, de dissipation d'énergie ainsi que des non-linéarités éventuelles des matériaux et des éléments structuraux.

Dans une modélisation tridimensionnelle, le mouvement sismique est appliqué selon les trois directions principales de la structure : deux composantes horizontales (Est–Ouest et Nord–Sud) et une composante verticale. Chaque direction est représentée par un accélérogramme distinct afin de reproduire correctement la nature multidirectionnelle du séisme.

4. Types de représentation temporelle de l'action sismique

Dans les analyses dynamiques, l'action sismique peut être représentée dans le domaine temporel à travers différents types d'accélérogrammes. On distingue principalement trois catégories : les accélérogrammes réels, synthétiques et artificiels. Ces types de signaux diffèrent par leur mode de génération, mais ont tous pour objectif de représenter l'évolution de l'accélération du sol en fonction du temps.

4.1. Accélérogrammes réels

Les accélérogrammes réels sont obtenus à partir d'enregistrements effectués lors de séismes naturels à l'aide de stations sismologiques. Ils constituent la représentation la

plus fidèle du mouvement du sol, car ils intègrent directement les effets de la source sismique, du trajet de propagation des ondes et des conditions locales du site.

Ces enregistrements permettent de caractériser plusieurs paramètres importants tels que l'amplitude, le contenu fréquentiel, la durée du séisme et l'énergie libérée. Dans la pratique, les accélérogrammes réels sont sélectionnés à partir de bases de données sismiques en fonction de paramètres tels que la magnitude, la distance à la faille et la nature du sol.

Cependant, ces enregistrements ne sont pas toujours compatibles avec les exigences des règlements parasismiques, notamment en termes de spectre de réponse cible ou d'intensité requise.

4.2. Accélérogrammes synthétiques

Les accélérogrammes synthétiques sont générés à partir de modèles physiques de propagation des ondes sismiques et de scénarios de rupture définis sur une faille. Leur construction nécessite une connaissance approfondie des caractéristiques sismotectoniques et géologiques du site étudié.

Ce type d'accélérogramme permet de simuler des séismes hypothétiques réalistes en intégrant la géométrie de la faille, le mécanisme de rupture et les propriétés des couches géologiques.

En raison de la complexité de leur élaboration, les accélérogrammes synthétiques sont généralement utilisés pour des ouvrages importants ou des sites à forte contrainte géologique, tels que les barrages, les centrales nucléaires ou les infrastructures stratégiques.

4.3. Accélérogrammes artificiels

Les accélérogrammes artificiels sont générés mathématiquement afin de satisfaire un spectre de réponse donné, généralement défini par les règlements parasismiques tels que le RPA 2024. Ils constituent la forme la plus utilisée dans les études de génie parasismique en raison de leur facilité d'utilisation et de leur compatibilité directe avec les exigences normatives.

Il y a lieu de noter que conformément à la réglementation en vigueur, notamment le RPA 2024, La série d'accélérogrammes artificiels doit être établie de manière à correspondre aux spectres de réponse élastique ciblés donnés au chapitre (§ 3.3.1) pour un amortissement de 5 %.

La suite d'accélérogrammes artificiels doit respecter les règles suivantes, i.e. :

a) utiliser un minimum de sept (07) accélérogrammes : la réponse moyenne doit être prise en compte pour estimer les effets de l'action sismique ;

- b) la moyenne des valeurs de l'accélération spectrale à période nulle (calculée à partir des accélérogrammes) ne doit pas être inférieure à la valeur de (A.I.S), pour le site en question ;
- c) dans le domaine des périodes comprises entre $(0.2T_0)$ et $(2T_0)$, ou T_0 est la période fondamentale de la structure dans la direction suivant laquelle l'accélérogramme va être appliqué, il convient qu'aucune valeur du spectre de réponse élastique moyen avec $\xi = 5\%$, calculé à partir de tous les accélérogrammes, ne soit inférieure à 90 % de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique cible avec $\xi = 5\%$;
- d) dans le même intervalle de périodes, il convient qu'aucune valeur, du spectre de réponse élastique avec $\xi = 5\%$ calculé pour chaque accélérogramme, ne soit inférieure à 50 % de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique cible avec $\xi = 5\%$.

- **Choix d'accélérogramme :**

Afin d'évaluer la réponse sismique de la structure à l'aide d'une analyse dynamique non linéaire, un accélérogramme artificiel généré par le logiciel ETABS a été retenu. Dans le but de simplifier l'étude tout en garantissant la pertinence des résultats, le choix d'un accélérogramme artificiel compatible avec le spectre de calcul a été adopté. En effet, l'analyse dynamique nécessite l'utilisation d'un signal sismique dont les caractéristiques sont cohérentes avec les propriétés dynamiques de la structure étudiée. Ainsi, l'accélérogramme utilisé a été élaboré de manière à représenter une excitation sismique adaptée au comportement vibratoire de l'ouvrage et conforme aux exigences réglementaires du RPA 2024. L'accélérogramme retenu pour cette étude est présenté ci-après :

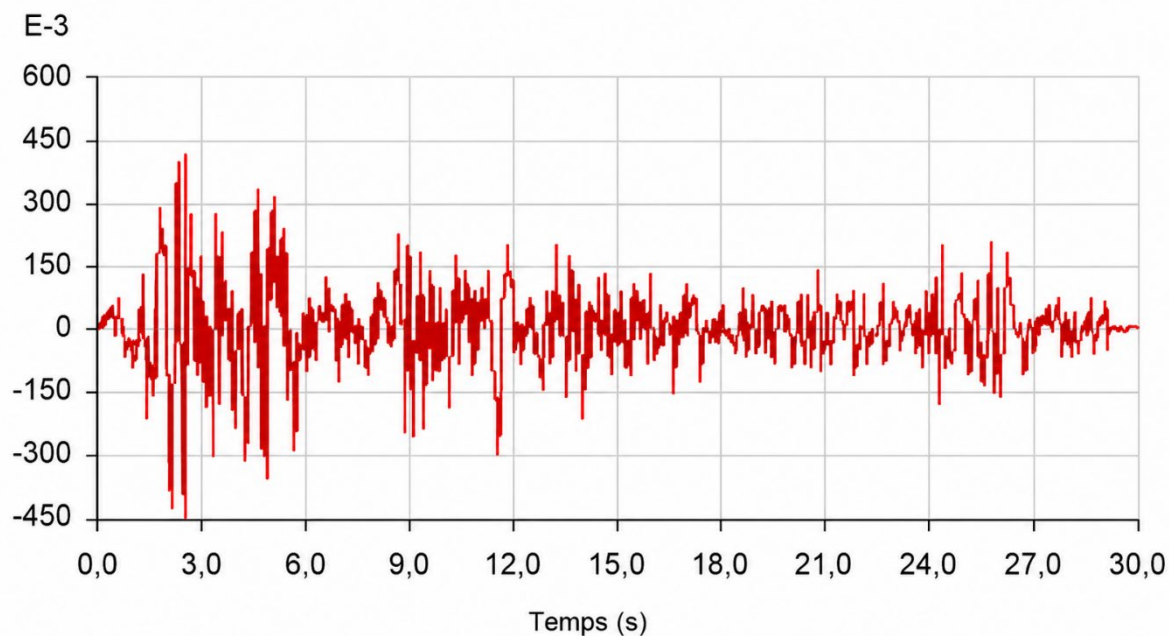


Figure 82: Accélérogramme artificiel généré par le logiciel ETABS et utilisé dans l'analyse dynamique non linéaire.

5. Résultat de la réponse de l'analyse dynamique

Sens YY :

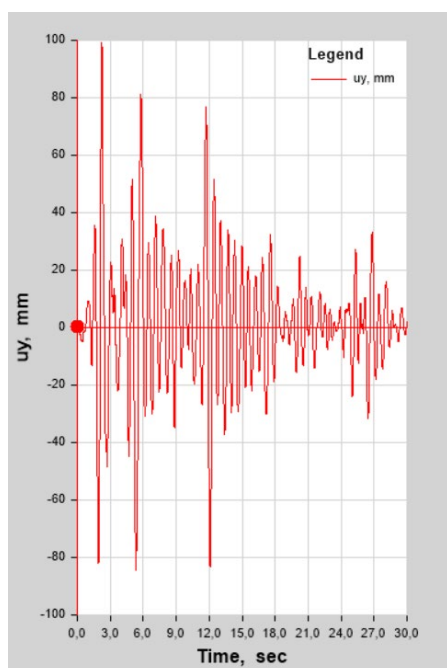


Figure 84: : Réponse dynamique $Y(t)$ sous accélérogramme artificiel (Sens Y).

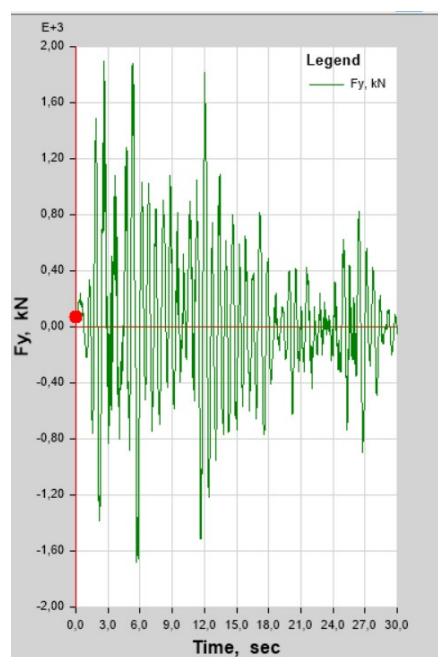


Figure 83: : Réponse dynamique $V(t)$ sous accélérogramme artificiel (Sens Y).

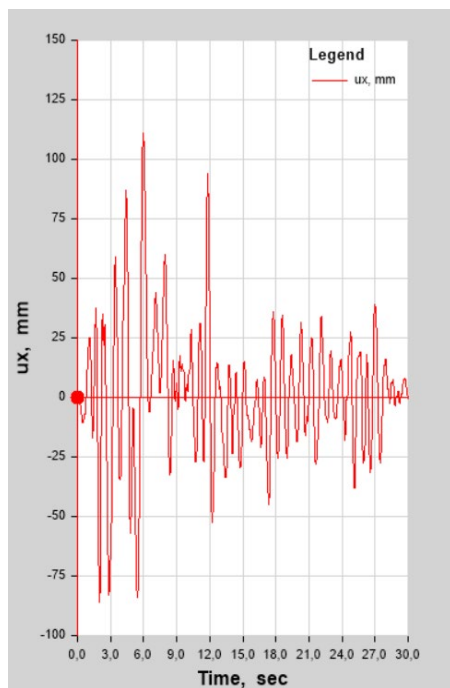
Sens XX

Figure 86: Réponse dynamique $X(t)$ sous accélérogramme artificiel (Sens X).

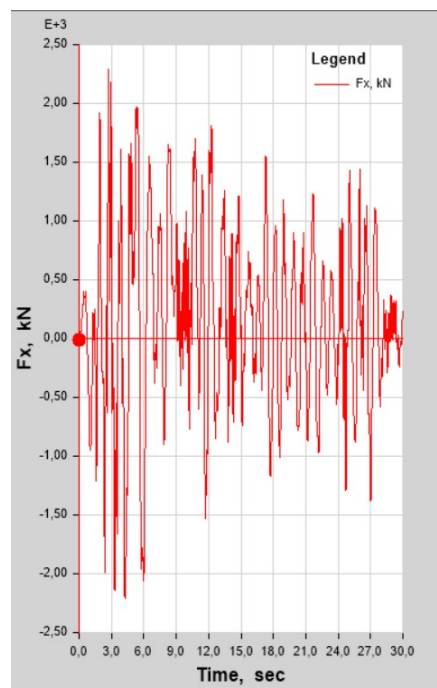


Figure 85: Réponse dynamique $V(t)$ sous accélérogramme artificiel (Sens X).

Tableau 53: Résultat obtenu en termes de déplacement dans le sens Y.

	D_{dyn} (mm)	D_{pushover} (mm)
Sens Y	99,336	101,605

Tableau 54: Résultat obtenu en termes de déplacement dans le sens X.

	D_{dyn} (mm)	D_{pushover} (mm)
Sens X	111,228	91,81

- **Interprétation**

En analysant les résultats obtenus par les méthodes dynamique et statique non linéaire, nous constatons que les déplacements calculés par l'analyse Push-over restent relativement proches de ceux obtenus par l'analyse dynamique. Cette concordance traduit une bonne représentation du comportement global de la structure par le modèle non linéaire adopté.

Les écarts observés entre les différentes approches demeurent acceptables compte tenu des hypothèses propres à chaque méthode de calcul, notamment la distribution des forces latérales appliquées dans l'analyse Push-over. Ainsi, les résultats obtenus confirment la cohérence de la modélisation réalisée, en particulier concernant la

définition des rotules plastiques, les lois de comportement des matériaux ainsi que la représentation de la rigidité de la structure.

6. Évaluation des niveaux d'endommagement

- Calcul des déplacements

Pour chaque étage i , on calcule le ratio de déplacement par la hauteur d'étage :

$$\theta_i = \frac{\Delta_i}{h_i} \quad \text{VIII-1}$$

Avec :

Δ_i : le déplacement horizontal du niveau i .

h_i : la hauteur d'étage.

- Critères EMS-98 : On associe aux grades de dommage EMS-98 les déplacements suivants :

D1 (léger) : $0,05\% \leq \theta < 0,30\%$

D2 (modéré) : $0,30\% \leq \theta < 0,75\%$

D3 (important) : $0,75\% \leq \theta < 1,50\%$

D4 (très important) : $1,50\% \leq \theta < 2,50\%$

D5 (effondrement) : $\theta \geq 2,50\%$

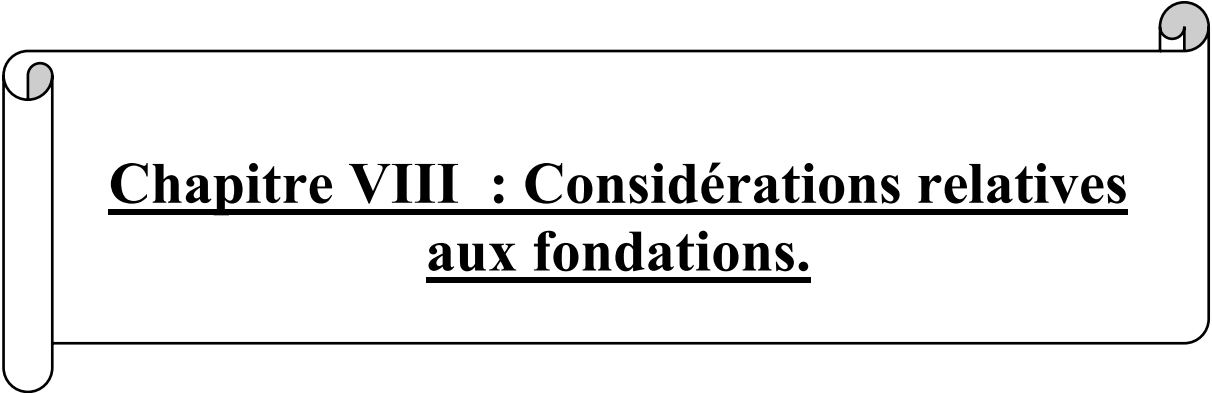
- On obtient en utilisant ETABS : $\theta_{\max} = 0,7414\%$ donc le niveau d'endommagement d'une structure est D2. Selon la classification de l'EMS-98, la structure présentait avant renforcement un degré de dommage D4, correspondant à des dommages sévères caractérisés par une dégradation importante des éléments structuraux et une réduction significative de la capacité résistante de l'ouvrage.
- Après la mise en œuvre du renforcement, le niveau de dommage a été réduit au degré D2, traduisant des dommages modérés. Dans cet état, la structure conserve l'essentiel de sa capacité portante et les dégradations observées restent limitées, ce qui témoigne de l'efficacité du renforcement adopté pour améliorer le comportement sismique de l'ouvrage et réduire sa vulnérabilité face aux sollicitations sismiques.

8. Conclusion :

Dans ce chapitre, une analyse dynamique non linéaire a été réalisée à l'aide d'un accélérogramme ajusté au spectre de réponse de calcul afin de confirmer les résultats obtenus par l'analyse statique non linéaire. Les déplacements évalués par la méthode statique présentent une bonne concordance avec ceux issus de l'analyse dynamique, ce qui traduit la pertinence des choix de modélisation adoptés, notamment la définition des rotules plastiques ainsi que les lois de comportement des matériaux utilisées.

Toutefois, il convient de préciser que, dans le cadre de cette étude, un seul accélérogramme a été utilisé à titre indicatif et explicatif afin d'illustrer le comportement dynamique non linéaire de la structure sous sollicitation sismique.

Ainsi, l'utilisation d'un ensemble plus représentatif d'accélérogrammes permettrait d'obtenir une évaluation plus fiable et plus précise du comportement sismique de la structure, ainsi que des conclusions plus pertinentes concernant sa performance et son renforcement.

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left and rounded corners on the right, containing the chapter title.

Chapitre VIII : Considérations relatives aux fondations.

1. Introduction :

L'infrastructure, constituée des éléments structuraux situés au niveau des sous-sols éventuels ainsi que du système de fondations, joue un rôle fondamental dans la stabilité globale de l'ouvrage. Elle doit former avec la superstructure un ensemble cohérent, résistant et suffisamment rigide, garantissant une bonne transmission des efforts vers le sol de fondation. Ce système doit reposer sur des formations en place présentant des caractéristiques mécaniques satisfaisantes, notamment une bonne compacité et une homogénéité permettant d'assurer un comportement régulier sous chargement.

Par ailleurs, les fondations ne se limitent pas à la transmission des seules charges verticales. Elles doivent également être capables de reprendre et de transmettre les actions horizontales induites par les sollicitations sismiques vers le sol, sans engendrer de déformations excessives. Dans ce contexte, il est essentiel de limiter les tassements différentiels susceptibles de provoquer des désordres structurels ou des concentrations de contraintes dans la superstructure.

Enfin, afin d'assurer un comportement global solidaire de l'ouvrage sous l'effet des actions dynamiques, les points d'appui doivent être convenablement reliés entre eux par des dispositifs de liaison tels que des longrines ou tout autre système équivalent. Cette solidarisation permet de limiter les déplacements horizontaux relatifs et d'améliorer le comportement d'ensemble de la structure en situation sismique.

2. Exigences RPA2024 :

Conformément aux dispositions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, le dimensionnement des fondations doit être assuré de manière à garantir la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des sollicitations issues des combinaisons d'actions sismiques et non sismiques. Ces prescriptions sont complétées par les exigences du DTR BC 2.33 relatif aux fondations superficielles et profondes.

La vérification de la capacité portante des fondations superficielles est effectuée sur la base de la résistance limite du sol Q_1 , correspondant à la rupture par poinçonnement. Conformément au DTR BC 2.33, cette résistance est affectée d'un coefficient de sécurité global égal à **2,0**, assurant ainsi la limitation des risques de rupture du sol sous l'effet des charges transmises par la structure.

Pour les fondations profondes, la résistance limite Q_1 est définie comme la somme de la résistance de pointe et de la résistance mobilisée par frottement latéral. La vérification est réalisée en appliquant un coefficient de sécurité global γ_R dont la valeur dépend du mode de sollicitation (compression ou traction) ainsi que de la méthode de détermination de la résistance, conformément aux prescriptions du DTR BC 2.33.

Par ailleurs, les fondations superficielles doivent être vérifiées au glissement à la base. Cette vérification consiste à s'assurer que la résistance au glissement mobilisable reste supérieure aux efforts horizontaux appliqués, en considérant un coefficient de sécurité global égal à **1,25**, conformément au DTR BC 2.33.

Ainsi, ces vérifications permettent de garantir la sécurité des fondations vis-à-vis des états limites ultimes, en conformité avec les exigences du RPA 2024 et des documents techniques réglementaires en vigueur.

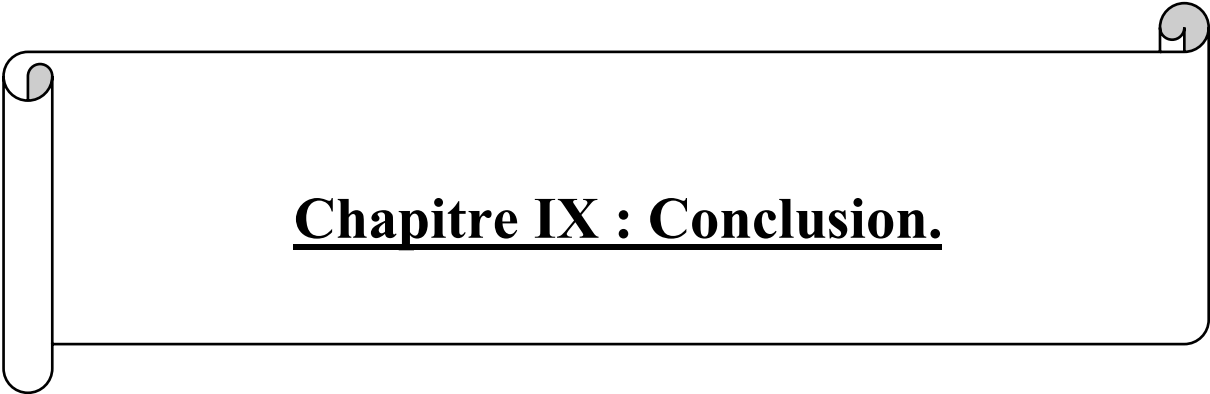
3. Vérification des fondations : données limitées

Les documents de génie civil disponibles ne fournissent aucune indication détaillée concernant les infrastructures de l'ouvrage, ce qui limite la possibilité d'effectuer une vérification complète des fondations conformément aux exigences réglementaires.

Par conséquent, dans le cas où la solution de renforcement proposée serait retenue pour une application réelle, une investigation complémentaire devra impérativement être réalisée au niveau des infrastructures.

Cette intervention nécessitera notamment l'exécution de sondages et de travaux de reconnaissance afin d'identifier le type de fondations existantes, leurs dimensions, leur état de conservation ainsi que leur capacité portante. Une étude approfondie des fondations devra ensuite être menée afin de vérifier leur aptitude à reprendre les efforts supplémentaires induits par le renforcement envisagé et par les sollicitations sismiques considérées.

Cette démarche permettra d'assurer la compatibilité entre la superstructure renforcée et le système de fondation existant, garantissant ainsi la sécurité et la stabilité globale de l'ouvrage.



Chapitre IX : Conclusion.

1. Conclusion générale.

Le présent projet de fin d'études avait pour objectif d'évaluer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment existant en béton armé, faisant partie d'un groupe d'ouvrages appartenant à l'hôpital d'El Khroub, classé comme ouvrage stratégique selon la réglementation en vigueur (RPA 2024) et de proposer une solution de renforcement structurale adéquate et conforme. Pour atteindre cet objectif, deux approches complémentaires ont été mobilisées : l'analyse statique non linéaire (méthode Pushover), qui permet d'évaluer la capacité globale de la structure et d'identifier son niveau de performance sismique, et l'analyse dynamique non linéaire temporelle (Time-History Analysis), qui simule le comportement réel de la structure soumise à des accélérogrammes représentatifs de la sismicité du site.

L'étude préliminaire de la structure dans son état initial a constitué une étape fondamentale. Elle a permis d'établir un diagnostic précis des insuffisances structurales existantes, révélant plusieurs faiblesses critiques :

- ✓ Une rigidité latérale insuffisante ;
- ✓ Eléments sous dimensionnés pour résister aux efforts horizontaux ;
- ✓ Ductilité limitée de certains éléments porteurs ;
- ✓ Irrégularités en plan et en élévation générant de la torsion

Ces carences héritées des pratiques constructives d'avant l'ère parasismique exposaient le bâtiment à des dommages sévères, voire à l'effondrement. Le niveau de performance évalué par l'analyse « Pushover » initiale situait la structure dans la plage "Sécurité des vies" à la limite de la zone de dommages importants, ce qui est inacceptable pour un ouvrage d'importance vitale.

Parmi les différentes stratégies de renforcement parasismique existantes (chemisage des poteaux, ajout de contreventements métalliques, isolation à la base, etc.), **l'insertion de voiles en béton armé** a été retenue comme solution la mieux adaptée aux caractéristiques du bâtiment étudié, en raison de son efficacité structurale éprouvée, de sa facilité d'exécution relative et de son coût compétitif.

La conception des voiles a été menée selon une démarche rigoureuse :

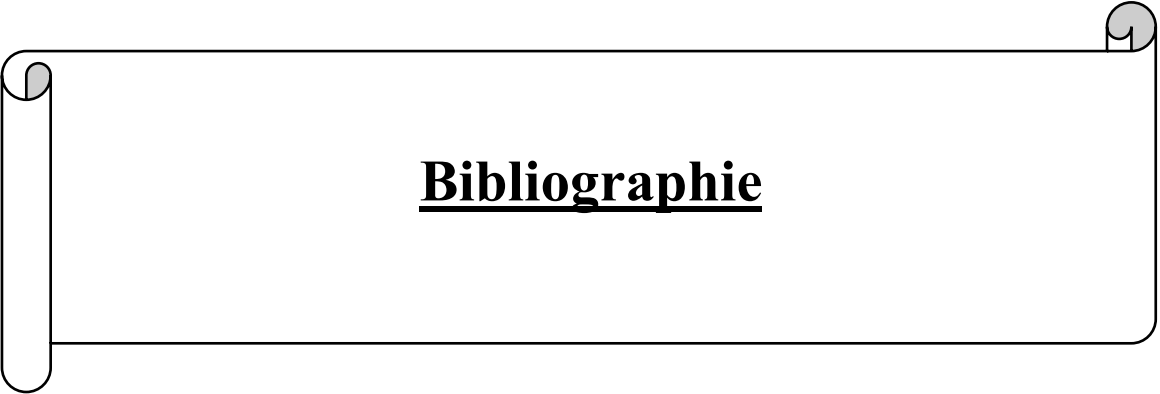
- **Positionnement en plan** : les voiles ont été disposés de manière à minimiser l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité, réduisant ainsi les effets de torsion tout en respectant les contraintes architecturales et fonctionnelles existantes.
- **Dimensionnement** : les sections des voiles ont été déterminées sur la base des efforts issus de l'analyse sismique réglementaire, en assurant la vérification des états limites en flexion composée et en cisaillement.
- **Ferraillage** : le ferraillage vertical et horizontal a été calculé et disposé conformément aux prescriptions du RPA 2024, en particulier le taux minimum de ferraillage et les conditions de confinement aux extrémités des voiles.
- **Connection à la structure existante** : des dispositions constructives spécifiques ont été prévues pour assurer la solidarisation des voiles avec les portiques existants, notamment par des connecteurs chimiques et des reprises de bétonnage soigneusement étudiées.

La vérification de l'efficacité du renforcement a nécessité le recours à des outils d'analyse non linéaires, plus représentatifs du comportement réel des structures en béton armé sous chargement sismique que les méthodes linéaires classiques, à savoir la méthode « pushover » et la méthode dynamique non linéaire.

La complémentarité de ces deux méthodes est l'un des apports majeurs de ce travail. La Pushover offre une vision synthétique et claire de la capacité structurale globale, tandis que l'analyse dynamique temporelle rend compte de la variabilité de la réponse sismique et de la complexité du comportement sous sollicitations réelles.

La confrontation des résultats avant et après renforcement met en évidence des améliorations considérables et quantifiables de la performance sismique de la structure.

En définitive, ce projet de fin d'études a démontré, de manière rigoureuse et quantifiée, que le renforcement par insertion de voiles en béton armé constitue une réponse techniquement fiable, réglementairement conforme et économiquement raisonnée à la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en béton armé.



Bibliographie

Bibliographie

- [1] RILEM TC 43-CND. (1993). *Draft Recommendations for In Situ Concrete Strength Determination by Combined Non-Destructive Methods*. RILEM Publications.
- [2] Harbi, A., Sebaï, A., Benmedjber, M., Ousadou, F., Rouchiche, Y., Grigahcene, A., ... & Ayadi, A. (2015). The Algerian homogenized macroseismic database (267–1989): a deeper insight into the Algerian historical seismicity. *Seismological Research Letters*, 86(6), 1705-1716.
- [3] Ibrahim, Messad & Akram, Bouabdallah (2025). *Étude Comparative de la Modélisation d'une Structure selon les Règlements Parasismiques RPA 2003 et RPA 2024: Analyse des Impacts sur la Conception et le Dimensionnement* (Doctoral dissertation, Faculté des sciences et de la technologie).
- [4] Ousadou, F., Dorbath, L., Dorbath, C., Bounif, M. A., & Benhallou, H. (2013). The Constantine (Algeria) seismic sequence of 27 October 1985: a new rupture model from aftershock relocation, focal mechanisms, and stress tensors. *Journal of seismology*, 17(2), 207-222.
- [5] Harbi, A., Maouche, S., & Benhallou, H. (2003). Re-appraisal of seismicity and seismotectonics in the north-eastern Algeria Part II: 20th century seismicity and seismotectonics analysis. *Journal of seismology*, 7(2), 221-234.
- [6] Nekmouche, A. (2013). *Investigation du comportement dans les zones des rotules plastiques dans les portiques en béton armé* (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri TiziOuzou).
- [7] Muttoni, A. (2003). Introduction à la norme SIA 262. *Documentation SIA, D 0182 Introduction à la norme SIA 262*, 5-9.
- [8] Grünthal, G. (1998). European macroseismic scale 1998 (EMS-98).
- [9] RIHOU, M. (2021). *Etude d'un parking en R+ 3 à Tiaret* (Doctoral dissertation, FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL).
- [10] Guenfoud, M. (2011). Techniques de renforcement des bâtiments en béton armé vis-à-vis du séisme.
- [11] Chehimi, A. (2016). Renforcement d'un bâti existant vis-à-vis du séisme : Ministère de Justice à Beyrouth.

-
- [12] Lagomarsino, S., & Giovinazzi, S. (2006). Macro seismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), 415-443.