République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنســيس جانســون
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

Fait par : BETKA Ali Merouane

Thème

Etude de vulnérabilité sismique et renforcement de trois blocs d'un immeuble construit à l'époque colonial (R+6 et R+9) conformément au règlement parasismique Algérien RPA 2024

Présenté par : BETKA Ali Merouane

Encadré par : Mr. TAFRAOUT Salim

Co encadré par : Mr. BENREDOUANE Mustapha

Promotion 2024/ 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Tout d'abord Je voudrais remercier mon encadreur Mr Tafraout Salim pour l'accompagnement et le soutien sans faille tout au long de la durée de ce projet qui a animé mes journées et envahit mes pensées, et de m'avoir octroyé sa confiance et boosté pour mener au mieux ce travail. Sans oublier madame Larbi Selma pour le soutien inconditionnel. Je vous suis profondément reconnaissant pour tous ce qu'il m'a été apporté. J'en ressors grandis.

Je tiens aussi à remercier tous les profs pour la formation apportée durant ce cursus universitaire.

Enfin, je ne pourrais pas finir sans remercier profondément les personnes qui m'accompagnent tous les jours et crois en moi.

Merci



Dédicace

Je dédie ce travail a toutes les personnes qui ont cru en moi, qui m'ont soutenu et qui m'ont poussé à aller de l'avant.

Résume

Le présent projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures existantes et de la proposition de solutions de confortement, en accord avec les exigences actualisées du nouveau Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). Ce travail se concentre sur le cas d'un bâtiment administratif en béton armé existant composé de 3 blocs de 6 à 9 étages, situé à Alger centre, classé comme une zone à forte sismicité. L'objectif principal est d'évaluer la performance sismique de la structure et de concevoir des stratégies de renforcement adéquates. Pour ce faire, une modélisation numérique tridimensionnelle a été développée, s'appuyant sur les données géométriques et matérielles issues des investigations in situ, incluant les caractéristiques des matériaux et les résultats d'essais de vibrations ambiantes. L'évaluation de la capacité sismique du bâtiment a été réalisée au moyen d'une analyse non linéaire statique Pushover, en se conformant aux méthodologies préconisées par les codes américains ASCE 41-17/13 et FEMA 356, tout en considérant l'aléa sismique défini par le RPA 2024. Les résultats de l'analyse ont mis en évidence les points de vulnérabilité de la structure face aux sollicitations sismiques. En conséquence, des solutions de renforcement ont été investiguées et proposées, comprenant l'intégration de voiles de contreventement formant des noyaux centraux, le chemisage des poteaux, ainsi que l'application de Tissus Fibres-Renforcés (TFC) pour un renforcement localisé et l'amélioration du confinement. Cette étude contribue à une meilleure compréhension du comportement sismique des bâtiments existants sous l'égide des nouvelles réglementations et propose des pistes concrètes pour l'amélioration de leur résilience, garantissant ainsi la sécurité des usagers et la pérennité du patrimoine bâti.

Mots-clés : Vulnérabilité sismique, Confortement sismique, RPA 2024, Analyse Pushover, ASCE 41-17, Chemisage des poteaux, TFC/FRP, Modélisation numérique.

Abstract

This project focuses on assessing the seismic vulnerability of existing structures and proposing retrofitting solutions, aligned with the updated requirements of the new Algerian seismic code (RPA 2024). The case study involves an existing reinforced concrete administrative building, which consists of three blocks, ranging from 6 to 9 stories, located in Algiers, an area classified as having high seismicity. The primary objective of this study is to evaluate the seismic performance of the structure and design appropriate strengthening strategies. To accomplish this, a three-dimensional numerical model was developed, utilizing geometric and material data obtained from in-situ investigations, including material characteristics and results from ambient vibration tests. The assessment of the building's seismic capacity was carried out using a nonlinear static Pushover analysis, following the methodologies recommended by American codes ASCE 41-17/13 and FEMA 356. This analysis also considered the seismic hazard outlined by RPA 2024. The results revealed several vulnerabilities in the structure under seismic actions. In response to these findings, various strengthening solutions were investigated and proposed. These include the integration of shear walls to create central cores, column jacketing, and the application of Fiber-Reinforced Polymers (FRP) for localized strengthening and improved confinement. This study enhances the understanding of the seismic behavior of existing buildings under the new regulations and presents practical approaches to improving their resilience, thereby ensuring user safety and the preservation of built heritage..

Keywords: Seismic vulnerability, Seismic retrofitting, RPA 2024, Pushover analysis, ASCE 41-17, Column jacketing, TFC/FRP, Numerical modeling.

الملخص

يندرج مشروع نهاية الدراسات هذا في إطار تقييم الهشاشة الزلزالية للمنشآت القائمة واقتراح حلول للتدعيم، وفقًا للمتطلبات المحدثة للنظام الجزائري المضاد للزلازل الجديد (RPA 2024). يركز هذا العمل على دراسة حالة مبنى إداري قائم من الخرسانة المسلحة، يتألف من 3 بنايات تتراوح طوابقها بين 6 و 9 طوابق، يقع في الجزائر العاصمة وسط، وهي منطقة مصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع. الهدف الرئيسي هو تقييم الأداء الزلزالي للمنشأ وتصميم استراتيجيات تدعيم مناسبة. لتحقيق ذلك، تم تطوير نموذج عددي ثلاثي الأبعاد، بالاعتماد على البيانات الهندسية وخصائص المواد المستمدة من التحقيقات الموقعية، بما في ذلك خصائص المواد ونتائج اختبارات الاهتزازات المحيطة. تم تقييم القدرة الزلزالية للمبنى باستخدام تحليل Pushover اللاخطي الستاتيكي، وفقًا للمنهجيات الموصى بها في الكودات الأمريكية ASCE 41-17/13 و FEMA 356، مع الأخذ في الاعتبار الخطر الزلزالي المحدد في نظام RPA 2024. أبرزت نتائج التحليل نقاط ضعف المنشأ تجاه الأحمال الزلزالية. ونتيجة لذلك، تم بحث واقتراح حلول تدعيم، تشمل دمج جدران تشكل نوى مركزية، وتغليف الأعمدة، بالإضافة إلى تطبيق الأنسجة المقواة بالألياف (TFC) للتدعيم الموضعي وتحسين الحصر. تساهم هذه الدراسة في فهم أفضل للسلوك الزلزالي للمباني القائمة في ظل الأنظمة الجديدة وتقترح مسارات عملية لتحسين مرونتها، مما يضمن سلامة المستخدمين واستدامة التراث المبني.

الكلمات المفتاحية :الهشاشة الزلزالية، التدعيم الزلزالي، RPA 2024، تحليلPushover ، ASCE 41-17، تغليف الأعمدة، الأنسجة المقواة بالألياف البوليمرات المسلحة (TFC)، النمذجة العددية.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : Etude bibliographique

I.1. Introduction 3

I.2. Le risque sismique 3

I.3. Sismicité en Algérie 4

I.4. Etat du patrimoine structurel algérien 5

I.5. Les pathologies structurels induits par les séismes 6

I.5.1. Défaillances dans les éléments structuraux 6

I.5.2. Défauts de conception 7

I.6. Facteurs de vulnérabilités 9

I.7. Vérification de la stabilité et la résistance d'une structure 10

I.7.1. Vérification de la stabilité vis-à-vis des règles de conception parasismique 10

I.7.2. Evaluation de la vulnérabilité sismique 11

I.8. Evaluation de l'état structural d'un bâtiment 13

I.9. Renforcement des structures existantes 16

I.9.1. Définition d'un renforcement structurel 17

I.9.2. Les approches de renforcements 17

I.9.3. Stratégie de renforcement 18

I.10. Les techniques de renforcement 19

I.10.1. Les techniques de renforcement local 20

I.10.2. Les méthodes de renforcement global 27

I.10.2.1. Première approche : augmentation de la capacite de la structure 27

I.10.2.2. Deuxième approche : réduction de l'action sismique 34

I.11. Procédure de renforcement 38

I.12. Conclusion 38

CHAPITRE II : Présentation du projet

II.1. Situation du projet 39

II.2. Description architecturale du projet 39

II.2.1. Caractéristiques géométriques de la structure 41

II.2.2. Caractéristiques géométriques des éléments structuraux 43

II.3. Description du système structurel 44

II.3.1. Ossature 44

II.3.2. Les planchers 44

II.3.3. Joints de dilatations 44

II.4. Caractéristiques des matériaux 44

II.5. Charges et surcharges 45

II.5.1. Charges permanentes 45

II.5.2. Les surcharges d'exploitation 45

II.6. Conclusion 45

CHAPITRE III : Modélisation et analyse de la structure

III.1 Introduction 46

III.2 Méthodologie de l'analyse 46

III.3 Modélisation de la structure 46

III.3.1 Présentation du logiciel 47

III.3.2 Hypothèses de modélisation 47

III.3.3 Données d'entrées 47

III.3.4 Modèles numériques par ETABS 48

III.4 Définition du spectre de réponse 48

III.5 Résultats de l'analyse modale 50

III.5.1 Modes de vibrations 50

III.5.2 Interprétation des résultats 51

III.5.2.1 Nombre de modes à considérer 51

III.5.2.2 Observations et informations tirées 51

III.6 Tests de vibrations ambiantes 52

III.6.1 Procédure d'essais 52

III.6.1.1 Préparation et analyse préliminaire 53

III.6.1.2 Acquisition des données 54

III.6.1.3 Identification des fréquences mesurées expérimentalement 55

III.6.1.4 Résultats d'essais expérimentaux 55

III.6.2 Interprétations des résultats 58

III.6.3 Comparaison des résultats des modèles numériques avec ceux des tests de vibrations ambiantes 58

III.6.4 Calibrage du modèle numérique 59

III.6.4.1 Modèle calibré 60

III.6.4.2 Interprétation des résultats du calibrage 61

III.6.4.3 Synthèse des résultats de vibrations ambiantes 61

III.7 Analyse de la structure selon le RPA 2024 62

III.7.1 Vérification de l'effort tranchant a la base 62

III.7.1.1 Estimation de la période fondamentale de la structure 62

III.7.1.2 Calcul de la force sismique totale 62

III.7.1.3 Résultante de l'action sismique des modèles numériques 63

III.7.2 Vérification des déplacements inter-étages 63

III.7.2.1 Evaluation du risque de non-effondrement 63

III.7.2.2 Vérification de la limitation des dommages 65

III.7.3 Vérification de l'effet P-delta 66

III.7.4 Vérification de la résistance structurelle des éléments 68
III.7.4.1 Vérification des dimensions minimales selon le RPA 68
III.7.4.2 Vérification de l'effort normal réduit 69
III.7.4.3 Vérification du ferraillage des éléments structuraux 72
III.8 Conclusion 75

CHAPITRE IV : Evaluation de la vulnérabilité sismique de la structure

IV.1 Introduction 77
IV.2 Fondement théorique de l'analyse Pushover 77
IV.2.1 Philosophie générale de l'analyse Pushover 77
IV.2.2 Objectifs de l'analyse Pushover 78
IV.2.3 Hypothèses de l'analyse Pushover 78
IV.2.4 Paramètres de contrôle de l'analyse Pushover 79
IV.2.4.1 Types de contrôle 79
IV.2.4.2 Nœud de contrôle 79
IV.2.4.3 Déplacement cible 79
IV.2.5 Notions de base 79
IV.2.5.1 Courbe de capacite 79
IV.2.5.2 Demande sismique 79
IV.2.5.3 Point de performance 80
IV.2.5.4 Les rotules plastiques 80
IV.2.5.5 Mécanisme de ruine 80
IV.2.5.6 Objectif de performance 80
IV.3 Méthodologie de l'analyse 81
IV.3.1 Définition du comportement non linéaire de la structure 81
IV.3.1.1 Définition du comportement non linéaire des matériaux 81
IV.3.1.2 Définition du comportement non linéaire des éléments 81

IV.3.2 Affectation du ferraillage des éléments structuraux 82
IV.3.3 Définition du chargement de l'analyse push over 82
IV.3.4 Obtention de la courbe capacitaire 83
IV.3.5 Détermination du point de performance 84
IV.3.5.1 Détermination de la demande sismique 84
IV.3.5.2 Localisation du point de performance 85
IV.4 Résultats de l'analyse push over de la structure 86
IV.4.1 Paramètres de demande sismique au point de performance 86
IV.4.2 Etat de plastification des éléments structuraux 86
IV.4.2.1 Bloc A 86
IV.4.2.2 Bloc B 89
IV.4.2.3 Bloc C 91
IV.4.3 Calcul de l'Indice de dégradation global de la structure 93
IV.4.4 Ductilité de la structure 94
IV.5 Interprétations des résultats de l'analyse Push Over 94
IV.6 Justifications de la sécurité 95
IV.7 Conclusion 98

CHAPITRE V : Solutions de renforcement structurel

V.1 Introduction 99
V.2 Rappel des non-conformités structurelles 99
V.3 Enjeux et défis du renforcement structurel 99
V.4 Solutions adoptées 100
V.5 Application des solutions de renforcements 101
V.5.1 Renforcement du bloc A 101
V.5.1.1 Solution 1 101
V.5.1.2 Solution 2 109

V.5.2 Renforcement du bloc B 132
V.5.2.1 Modélisation de la solution envisagée 132
V.5.2.2 Analyse de la structure renforcée 133
V.5.2.3 Conclusion sur la solution de renforcement du bloc B 141
V.5.3 Renforcement du bloc C 141
V.5.3.1 Modélisation de la solution envisagée 141
V.5.3.2 Analyse de la structure renforcée 142
V.5.3.3 Conclusion sur la solution de renforcement du bloc C 148
V.6 Conclusion 148

CONCLUSION GENERALE 149

Liste des tableaux

- Tableau I.10.2.1.1 : Avantages et Inconvénients du chemisage en béton arme _____ 22
- Tableau I.10.2.1.2 : Avantages et Inconvénients du gainage en acier _____ 23
- Tableau I.10.2.1.3 : Avantages et inconvénients de la technique de chemisage en PRF ____ 26
- Tableau I.10.2.1.1 : Avantages et inconvénients des dispositifs de contreventement en acier

_____ 30

- Tableau I.10.2.1.2 : Avantages et inconvénients de l'ajout de nouveaux voiles de contreventements _____32
- Tableau I.10.2.1.3 : Avantages et inconvénients de l'action sur les fondations _____ 34
- Tableau I.10.2.1.1 : Comparaison entre les deux familles d'appuis parasismiques _____ 37
- Tableau I.10.2.1.2 : Avantages et inconvénients des systèmes d'isolation a la base _____ 37
- Tableau II.2.1 : Liste des sections des éléments structuraux par bloc _____ 43
- Tableau II.4.1 : les armatures décelées de l'essai au pachomètre _____ 45
- Tableau III.4.1 : Evaluation du coefficient de qualité pour les blocs A, B et C _____ 49
- Tableau III.5.1 : Résultats de l'analyse modale du bloc A _____ 50
- Tableau III.5.2 : Résultats de l'analyse modale du bloc B _____ 50
- Tableau III.5.3 : Résultats de l'analyse modale du bloc C _____ 50
- Tableau III.5.4 : Identifications des trois premiers modes des trois blocs de l'immeuble étudié
- _____ 51
- Tableau III.6.1 : Résultats enregistrés par les capteurs de vibrations ambiantes _____ 55
- Tableau III.6.2 : Justification statistique de la sélection des capteurs_____ 56

- Tableau III.6.3 : Récapitulatif des fréquences propres expérimentales _____ 58
- Tableau III.6.4 : Comparaison des périodes numériques et expérimentales _____ 59
- Tableau III.7.1 : Valeurs numériques et empiriques des périodes fondamentales des blocs _ 62
- Tableau III.7.2 : Période propre de calcul de la force sismique à la base _____ 62
- Tableau III.7.3 : Valeurs de l'effort tranchant à la base calculée par la méthode statique équivalente _____ 63

- Tableau III.4.1 : Evaluation du coefficient de qualité pour les blocs A, B et C _____ 49
- Tableau III.5.1 : Résultats de l'analyse modale du bloc A _____ 50
- Tableau III.5.2 : Résultats de l'analyse modale du bloc B _____ 50
- Tableau III.5.3 : Résultats de l'analyse modale du bloc C _____ 50
- Tableau III.5.4 : Identifications des trois premiers modes des trois blocs de l'immeuble étudié_____ 51
- Tableau III.6.1 : Résultats enregistrés par les capteurs de vibrations ambiantes _____ 55
- Tableau III.6.2 : Justification statistique de la sélection des capteurs_____ 56
- Tableau III.6.3 : Récapitulatif des fréquences propres expérimentales _____ 58
- Tableau III.6.4 : Comparaison des périodes numériques et expérimentales _____ 59
- Tableau III.7.1 : Valeurs numériques et empiriques des périodes fondamentales des blocs _ 62
- Tableau III.7.2 : Période propre de calcul de la force sismique à la base _____ 62
- Tableau III.7.3 : Valeurs de l'effort tranchant à la base calculée par la méthode statique équivalente _____ 63
- Tableau III.7.4 : Comparaison des valeurs numérique et analytique de la force sismique à la base _____ 63
  - Tableau III.7.5 : Valeurs du coefficient de correction de l'action sismique _____ 63
- Tableau III.7.6 : Vérification des déplacements inter-étages du bloc A _____ 64
- Tableau III.7.7 : Vérification des déplacements inter-étages du bloc B _____ 64

- Tableau III.7.8 : Vérification des déplacements inter-étages du bloc C _____ 65
- Tableau III.7.9 : Vérification des limitations de dommages des blocs A, B et C _____ 65
- Tableau III.7.10 : Vérification de l'effet P-delta du bloc A _____ 66
- Tableau III.7.11 : Vérification de l'effet P-delta du bloc B _____ 67
- Tableau III.7.12 : Vérification de l'effet P-delta du bloc C _____ 67
- Tableau III.7.13 : Amplification de l'action sismique sous l'effet $\boldsymbol{P-\Delta}$ du bloc C _____ 68
- Tableau III.7.14 : Sections sous-dimensionnées _____ 69
- Tableau III.7.15 : Résultats d'analyse des poteaux du bloc A _____ 70
- Tableau III.7.16 : Résultats d'analyse des poteaux du bloc B _____ 71
- Tableau III.7.17 : Résultats d'analyse des poteaux du bloc C _____ 72
- Tableau III.7.18 : Vérification du ferraillage du bloc A _____ 73
- Tableau III.7.19 : Vérification du ferraillage du bloc B _____ 73
- Tableau III.7.20 : Vérification du ferraillage du bloc C _____ 74
- Tableau III.7.21 : vérification du ferraillage des poutres du bloc A _____ 74
- Tableau III.7.22 : vérification du ferraillage des poutres du bloc B _____ 75
- Tableau III.7.23 : vérification du ferraillage des poutres du bloc C _____ 75
- Tableau IV.3.4.1 : Courbe capacitaire $Vb = f\ \delta$ pour les trois blocs à l'issue de l'analyse
- Pushover _____ 83
- Tableau IV.3.5.2.1 : Location des points de performances de chaque bloc dans chaque sens 85
- Tableau IV.4.1.1 : Paramètres aux points de performances des blocs constituants la structure
- _____ 86
- Tableau IV.4.2.1.1 : Rotules plastiques formées au niveau du bloc « A » à différents états _ 86

- Tableau IV.4.2.1.2 : Details de la formation progressive des rotules plastiques au niveau des éléments structuraux du bloc A pour l'analyse du sens xx _____ 87
- Tableau IV.4.2.1.3 : Details de la formation progressive des rotules plastiques au niveau des éléments structuraux du bloc A pour l'analyse du sens yy _____ 88
- Tableau IV.4.2.2.1 : Rotules plastiques formées au niveau bloc « B » a différents états __ 89
- Tableau IV.4.2.2.2 : Rotules plastiques formées a chaque pas de l'analyse du bloc B dans les sens xx _____ 90
- Tableau IV.4.2.2.3 : Rotules plastiques formées à chaque pas de l'analyse du bloc B dans les sens yy _____ 90
- Tableau IV.4.2.3.1 : Rotules plastiques formées au niveau bloc « C » a différents états ___ 91
- Tableau IV.4.2.3.2 : Rotules plastiques formées à chaque pas de l'analyse du bloc C dans les sens xx _____92
- Tableau IV.4.2.3.3 : Rotules plastiques formées à chaque pas de l'analyse du bloc C dans les sens yy _____ 93
- Tableau IV.4.3.4 : Récapitulatif de la diminution de la rigidité structurelle dans le domaine plastique_____ 94
- Tableau V.5.1.1.1 : Récapitulatif des insuffisances observées _____ 99
- Tableau V.5.1.1.1 : Schéma descriptif des sections de poteaux à chemiser _____ 102
- Tableau V.5.1.1.2 : Vérification de la force sismique a la base pour la solution 1 du bloc A_____ 103
- Tableau V.5.1.1.3 : Vérification des déplacements inter étages de la solution 1 du bloc A_____ 104
- Tableau V.5.1.1.4 : Vérification de l'effort normal réduit des voiles de la solution 1 du bloc A _____ 105

- Tableau V.5.1.1.5 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles de la solution 1 du bloc A _____ 106
- Tableau V.5.1.1.6 Vérification de l'effort normal réduit des poteaux de la solution 1 du bloc A _____ 108
- Les poteaux adjacents aux voiles sont chemisés comme mentionnés dans le tableau V.5.1.2.1 présentée précédemment. _____ 109
- Tableau V.5.1.2.2 : Vérification de l'effort normal réduit des voiles de la solution 2 du bloc A _____111
- Tableau V.5.1.2.3 : vérification l'effort normal réduit des poteaux de la solution 2 du bloc A _____115
- Tableau V.5.1.2.4 : vérification du ferraillage des poteaux du bloc A non adjacents aux voiles
- _____117
- Tableau V.5.1.2.5 : Ferraillage requis des poteaux du bloc A adjacents aux voiles _____118
- Tableau V.5.1.2.6 : Ferraillage requis des poteaux critiques chemisés du bloc A _____118
- Tableau V.5.1.2.7 : Courbes enveloppes du moment fléchissant des voiles de renforcement du bloc A _____119
- ▪ Tableau V.5.1.2.8 : Résultats de calcul du ferraillage des voiles renforcés du bloc A ____ 120
- Tableau V.5.1.2.9 : Détails de calcul du ferraillage des éléments de rives des voiles du bloc A _____ 123
- Tableau V.5.1.2.10 : Details de calcul des armatures secondaires des voiles du bloc A ___ 124
- Tableau V.5.1.2.14 : Etat de contrainte et de déformation avant renforcement de la poutre par TFC _____128
- Tableau V.5.1.2.15 : Etat de contrainte et de déformation après renforcement de la poutre par

- TFC _____ 129
- Tableau V.5.2.2.1 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux du bloc B _____ 133
- Tableau V.5.2.2.2 : Vérification de la conformité du ferraillage existant des poteaux du bloc B
- _____ 134
- Tableau V.5.2.2.3 : Vérification du ferraillage des poteaux adjacents aux voiles du bloc B 135
- Tableau V.5.2.2.4 : Résultats de calcul du ferraillage du voile PY C du bloc B _____ 137
- Tableau V.5.2.2.5 : Details de calcul du ferraillage des éléments de rives du voile PY C du bloc
- B _____ 137
- Tableau V.5.2.2.6 : Details de calcul des armatures secondaires du voile PY C du bloc B_ 137
- Tableau V.5.2.2.7 : Résultats de la vérification de la ductilité locale du voile PY C du bloc B
_____ 138
- Tableau V.5.2.2.8 : Vérification des poutres du bloc B _____ 138
- Tableau V.5.2.2.9 : Etat de contraintes et de déformations de la poutre avant et après ajout des PRFC _____139
- Tableau V.5.2.2.10 : Distribution de l'effort tranchant par matériau avant et après ajout des PRFC _____140
- Tableau V.5.3.2.1 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux du bloc C _____ 143
- Tableau V.5.3.2.2 : Résultats de la vérification du ferraillage des poteaux du bloc C ____ 145
- Tableau V.5.3.2.3 : Résultats de calcul du ferraillage du voile PX2 CF du bloc C _____ 146
- Tableau V.5.3.2.4 : Details de calcul du ferraillage des éléments de rives du voile PX2 CF du bloc C _____ 146

- Tableau V.5.3.2.5 : Details de calcul des armatures secondaires du voile PX2 CF du bloc C _____ 146
- Tableau V.5.3.2.6 : Details de la vérification de la ductilité du voile PX2 CF du bloc C__ 147
- Tableau V.5.3.2.5 : Vérification de la résistance des poutres du bloc C_____147

Liste des figures

- Figure I.5.1.1 : Schéma représentatif de la définition du risque sismique _____ 4
- Figure I.5.1.1: Les zones sismiques en Algérie selon le RPA 2024 _____ 5
- Figure I.5.1.1 : Les différentes défaillances structurelles observées lors des séismes _____ 6
- Figure I.5.2.1 : Dommages observées dans les cas d'irrégularité en élévation (a) et en plan (b) _____ 7
- Figure I.5.2.2 : Dommages induits par l'absence de joints sismiques en cas de séisme [9], [10] _____ 7
- Figure I.5.2.3 : Effondrement total des rez-de-chaussée d'un groupe de bâtiments après le séisme de Boumerdes [10] _____ 8
- Figure I.5.2.4 : Représentation schématique de l'effet du séisme sur une structure en zone liquéfiable _____ 8
- Figure I.5.3.1 : Schéma descriptif des mécanismes des désordres suite à l'interaction avec les remplissages lors d'un séisme_____ 9
- Figure I.5.3.1 : Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments [12] 10
- Figure I.7.2.1 : Représentation du principe d'application de la méthode push over _____ 12
- Figure I.7.2.2 : Transformation de la courbe push over en courbe de capacite et du spectre de réponse en spectre de capacite [17] _____ 12
- Figure I.7.2.3 : système à plusieurs DDL sollicité par un accélérogramme sismique pour l'analyse dynamique non linéaire. _____ 13
- Figure I.7.2.1: exemple d'inspection d'un immeuble n°03 au niveau du boulevard Maata dans le centre de la ville d'Oran [21] _____ 14
- Figure I.7.2.2 : Représentation de l'utilisation : (a) du scléromètre, (b) de l'ultrason, (c) du radar et (d) du pachomètre dans une structure en béton _____ 15
- Figure I.7.2.3 : Réalisation d'un carottage et d'un sciage et l'échantillon prélevé._____ 15
- Figure I.7.2.4 : Résultats obtenues suite aux tests de vibrations ambiantes sur une structure 16
- Figure I.9.2.1 : Les différents objectifs du renforcement structurels et l'influence de chaque approche sur la courbe de capacite de la structure _____ 18
- Figure I.9.3.1 : Choix de la stratégie de renforcement en fonction des objectifs [28], [29] _ 19
- Figure I.10.1.1 : Schéma représentatif d'un chemisage en béton armé d'un poteau _____ 21

- Figure I.10.1.2 : Exemple de chemisage d'éléments (Poutres, Poteaux) en béton armé ___ 21
- Figure I.10.1.3 : Influence du processus de chemisage en béton armé_____ 22
- Figure I.10.1.4 : Gainage en acier d'un poteau _____ 23
- Figure I.10.1.5 : (1) Gainage d'une poutre / (2) Gainage d'une jonction poteau-poutre / (3) Gainage d'un poteau par des tôles d'acier _____ 23
- Figure I.10.1.6 : La différence de résistance entre les différents types de FRP. _____ 24
- Figure I.10.1.7 : Modes de fixation des polymères renforcés par fibres _____ 25
- Figure I.10.1.8 : Schéma descriptif de l'utilité de chaque mode de fixation en fonction de l'objectif du renforcement_____ 25
- Figure I.10.1.9 : (a) Enveloppe d'un poteau en béton armé et (b) Renforcement d'une poutre avec des stratifiés en fibres de carbone à la flexion et au cisaillement_____ 26
- Figure I.10.2.1 : Les différents types de contreventements concentriques et la différence avec les renforts excentriques _____ 28
- Figure I.10.2.2 : Les différents types de contreventements excentriques_____ 28
- Figure I.10.2.3 : (1) Fonctionnement des palées de contreventements sismique et (2) la différence de comportement entre les contreventements conventionnels et les contreventements à flambement restreint _____ 29
- Figure I.10.2.4 : Système de contreventement concentriques a flambement restreint _____ 29
- Figure I.10.2.5 : Illustration des dispositifs de contreventement en acier les plus utilises__ 30
- Figure I.10.2.6 : Pose du ferraillage du voile de contreventement ajoutée_____ 31
- Figure I.10.2.7 : Les différents modes de mise en place des voiles de contreventement ___ 32
- Figure I.10.2.8 : Dispositif de mise en place des nouvelles fondations _____ 33
- Figure I.10.2.9 : (a) Cas de renforcement d'une fondation sous poteau chemisé, (b) Schéma de d'augmentation de la surface d'une semelle existante avec une surépaisseur _____ 33
- Figure I.10.2.10 : Réponse de la structure sous l'action sismique dans le cas de fondations isolées ou encastrées _____ 35
- Figure I.10.2.11 : Les différents systèmes d'isolateurs élastomères_____ 36
- Figure I.10.2.12 : Représentation et schématisation d'un isolateur pendulaire à friction __ 36
- Figure II.1.1 : Image satellitaire situant le projet _____ 39
- Figure II.2.1 : Vue de face cote placette (à gauche), dimensions en plan (à droite)_____ 39
- Figure II.2.2 : (a) Vue de la terrasse du bloc "A" / (b) Vue de la terrasse du bloc "C". ____ 40

- Figure II.2.3 : Vue de face de l'immeuble sous différents angles _____ 40
- Figure II.2.4 : plan architectural du sous-sol _____ 41
- Figure II.2.5 : plan architectural du rez-de-chaussée _____ 41
- Figure II.2.6 : plan architectural du premier étage _____ 42
- Figure II.2.7 : plan architectural appliqué du 2eme au 6 étage _____ 42
- Figure II.2.8 : plan architectural appliqué du 7eme étage a la terrasse _____ 43
- Figure II.4.1 : Exemples de pathologies relevées lors de l'expertise _____ 44
- Figure III.3.1 : Vues 3D des modèles numériques des trois blocs composants l'immeuble. 48
- Figure III.6.1 : Schéma explicatif de la procédure d'essais de vibrations ambiantes _____ 53
- Figure III.6.2 : Positions et orientations optimales des capteurs sur la structure de l'immeuble _____ 54
- Figure III.6.3 : (a) Appareillage d'enregistrement du bruit de fond/ (b) Exemple d'une réponse enregistrée sur la structure _____ 54
- Figure III.6.4 : Spectres de Fourier au point de mesure (a) □ N°8 (BLOC A) / (b)□ N°9 (BLOC B) _____ 57
- Figure III.6.5 : Spectres de Fourier au point de mesure (c)□ N°10 (bloc C) / (d)□ N°12 (bloc C) _____ 57
- Figure III.6.6 : Spectres de Fourier au point de mesure (e)□N°15 (bloc A) / (f)□ N°14 (bloc B) _____ 58
- Figure III.6.7 : Vues en 3D de l'ossature porteuse de l'immeuble complet _____ 59
- Figure III.6.8 : Vues en 3D de l'ossature de l'immeuble complet avec remplissages en maçonnerie _____ 60
- Figure III.6.9 : Courbe de variation de la période propre de la structure $T0 = f(E_{maconnerie})$ _____ 60
- Figure IV.2.1.1 : (a) Application de la charge de la méthode Pushover / (b) courbe de capacité _____ 77
- Figure IV.2.5.3.1 : Représentation du procédé de définition du point de performance ____ 80
- Figure IV.2.5.6.1 : Etats d'endommagements structurels lors d'une analyse Pushover [FEMA 356] _____ 80
- Figure IV.3.1.1.1 : Loi de comportement élastoplastique : (a) du béton, (b) de l'acier _____ 81

- Figure IV.3.1.2.1 : Loi de comportement des rotules plastiques et leurs emplacements selon leurs types 81
- Figure IV.3.5.1.1 : Spectre élastique d'accélération sismique 84
- Figure V.5.1.1.1 : Vues 3D du bloc A après introduction du système noyau de la solution 1 101
- Figure V.5.1.1.2 : Représentation du changement du spectre de calcul suite au renforcement 103
- Figure V.5.1.2.1 : Vues 3D du bloc A après introduction du système noyau de la solution 2 109
- Figure V.5.1.2.2 : Vues en Plan : (a) étage 1, (b) étage 2 a la terrasse du bloc A après renforcement 111
- Figure V.5.1.2.3 : Sections de poteaux critiques chemisés de la solution 2 du bloc A 116
- Figure V.5.1.2.4 : Schéma de distribution des contraintes et des déformations dans la section transversale de la poutre 128
- Figure V.5.1.2.5 : Schéma représentatif du mode et de l'apport de la solution de renforcement adoptée 129
- Figure V.5.1.2.6 : Schéma de renforcement de la poutre en cisaillement par TFC 130
- Figure V.5.2.1.1 : Vues 3D du bloc B après introduction du système de contreventement 132
- Figure V.5.2.1.2 : Vues en plan du 1er et de l'étage courant du bloc B 132
- Figure V.5.2.2.1 : Localisation en plan du voile étudié 136
- Figure V.5.2.2.2 : Vue en élévation et courbe enveloppe du moment sollicitant du voile PY C (Bloc B) 136
- Figure V.5.2.2.3 : Représentation de la section transversale de la poutre renforcée en cisaillement 140
- Figure V.5.3.1.1 : Vues 3D du bloc C après introduction du système de contreventement 141
- Figure V.5.3.1.2 : Vues en plan du 1er et de l'étage courant du bloc C 142
- Figure V.5.3.2.1 : Taux de reprise de la force sismique entre les voiles et les poteaux du bloc C 142
- Figure V.5.3.2.2 : Influence du système de contreventement proposé sur le spectre de calcul sismique 143
- Figure V.5.3.2.3 : Plan de chemisage des poteaux critiques du bloc C 144

- Figure V.5.3.2.4 : Vues en plan et en élévation et courbe enveloppe de flexion du voile PX2 CF _____ 145

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'endommagement et la détérioration des structures en béton est un problème crucial. Les raisons sont nombreuses et engendrent des pertes de résistance et de stabilité locales et parfois globales des structures. Pour pallier ce déficit, des solutions de renforcement sont parfois nécessaires à être portées à la structure selon le type d'endommagement.

De plus, au cours de leurs durées de vies et pour de nombreuses raisons ; les structures subissent parfois des modifications architecturales qui impactent la réponse et le comportement de la structure face à des excitations parfois importantes. Dans ce cas, deux solutions sont possibles, à savoir : le remplacement des éléments structuraux ou leur renforcement.

La solution du remplacement est souvent très difficile et parfois quasi-impossible pour les structures en béton armé, ou sa nécessite le remplacement de la structure entière, ce qui entraîne des coûts élevés et exorbitants. D'un point de vue technique et économique, la solution de renforcement devient la solution la plus adéquate.

Le confortement structural s'inscrit également dans une démarche de préservation du patrimoine culturel immobilier. Les bâtiments racontent une histoire, celle de la société qui les a construits et des événements qui s'y sont déroulés. Les conserver, c'est transmettre un héritage riche et authentique aux générations futures, tout en préservant le charme unique qu'ils apportent aux villes qu'ils embellissent. Dans des villes comme Alger, Oran ou Constantine, ces structures font partie intégrante du paysage urbain et constituent des repères symboliques pour les habitants.

Témoin d'une époque révolue et porteur d'une identité collective, Les bâtiments anciens, notamment ceux datant de l'époque coloniale, sont bien plus que de simples constructions. Ils représentent un patrimoine culturel et historique inestimable. Le renforcement de ces bâtiments n'est donc pas un luxe, mais une nécessité pour préserver leurs valeurs tout en assurant leur pérennité.

La réparation d'une structure en béton ou de son élément a toujours été très difficile, et les solutions adéquates ont souvent nécessité des travaux fastidieux. Des techniques spécialisées de renforcement, de raidissement et de réparation sont nécessaires pour faire face aux éléments structuraux endommagés en raison d'événements soudains et inhabituels tels que les incendies, les séismes, les tassements des fondations, les explosions, les surcharges excessives, etc.

À travers ce mémoire de fin d'étude, nous allons approfondir notre compréhension en termes de défis et de considérations qui sont liées à l'étude structurale de conception et de calcul de ce type de projet. Un cas d'étude réel de renforcement structural d'un bâtiment construit à l'époque coloniale conçu principalement avec des blocs en béton armé et implanté dans une zone de forte séismicité sera exposé, où une analyse de vulnérabilité séismique est alors élaborée avec une proposition de solutions de renforcement.

Lors de cette étude, différents types de renforcement structural seront analysés, les plus courants, utilisés pour les structures en béton armé pour améliorer la réponse de la structure en termes de résistance et de stabilité.

L'analyse et la vérification de la structure sont principalement élaborées en conformité avec les règles en vigueurs en Algérie, à savoir le règlement parasismique RPA2024 et les règles de conception et calcul des structures en en béton armé CBA93, ainsi que d'autres normes et codes tels que le BAEL, et les Eurocodes.

Pour ce faire, l'étude a suivi une démarche structurée en cinq étapes successives, chacune apportant les éléments nécessaires à la suivante. Notre travail sera organisé selon les chapitres suivants :

- **Chapitre 01 : Etude bibliographique**

Ce chapitre présente un ensemble de notions théoriques et méthodologiques nécessaires à la compréhension des phénomènes complexes qui caractérisent le comportement des structures sous sollicitations sismiques. L'objectif est de maîtriser les concepts fondamentaux de l'ingénierie parasismique et de l'évaluation structurelle qui gouvernent la vulnérabilité sismique avant d'aborder l'étude du cas concret.

- **Chapitre 02 : Présentation du projet**

Ce chapitre se concentre sur la caractérisation du bâtiment étudié. Cela comprend la collecte des plans d'origine et l'identification des spécificités matérielles et géométriques de l'ouvrage, afin de former une base de données pour la modélisation numérique.

- **Chapitre 03 : Modélisation et analyse de la structure**

Ce chapitre établit des modèles numériques de la structure et à les ajuster selon les tests de vibrations ambiantes. Une fois valider, ces modèles ont fait l'objet d'une analyse linéaire selon le RPA 2024 pour évaluer leurs conformités réglementaires.

- **Chapitre 04 : Evaluation de la vulnérabilité sismique de la structure**

Ce chapitre entame une investigation non-linéaire pour dévoiler les mécanismes de ruine progressive et quantifier les marges de sécurité réelles pour orienter les stratégies de renforcement en cas d'insuffisances.

- **Chapitre 05 : Solutions de renforcement de la structure**

Ce dernier chapitre mobilise les acquis de toutes les phases précédentes afin de proposer et concevoir une stratégie de renforcement adéquate au cas étudié.

Enfin, ce mémoire s'achève avec une conclusion générale qui exposera tous les renseignements tirés de ce cas d'étude, qui pourront être utiles pour les générations de futurs d'ingénieurs.

CHAPITRE I :
Etude bibliographique

I.1. Introduction

Le secteur du bâtiment est connu comme le secteur le plus impactant au monde en raison de l'obsolescence du parc immobilier existant, et de sa vulnérabilité aux risques naturels tels que les tremblements de terre. [1]

Malgré l'amélioration de nos connaissances à travers les différentes recherches dans le domaine de sismologie, la prédiction des séismes reste encore une tâche quasi-impossible pour savoir exactement où et quand se produiront les prochains grands tremblements de terre. Cette limitation fondamentale oriente les stratégies de prévention vers un autre aspect crucial : à savoir la résistance et la stabilité des structures bâties.

En effet, les statistiques démontrent que la majorité des pertes humaines lors des séismes résultent non pas directement du phénomène sismique, mais plutôt des effondrements des constructions sur les personnes, qu'il s'agisse de bâtiments ou d'infrastructures. [2]

Dans ce chapitre, nous allons exposer quelques notions essentielles à la compréhension et la définition de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants, ainsi que les stratégies de préventions en vue de minimiser les dommages potentiels sur les structures, en présentant quelques solutions courantes de renforcements.

I.2. Le risque sismique

Un séisme peut se définir comme un mouvement vibratoire, du sol, que l'on peut artificiellement décomposer dans les trois directions : nord-sud, est-ouest et verticale. Ces secousses induisent des forces d'inertie qui soumettent les bâtiments à des contraintes exceptionnelles, révélant souvent leurs faiblesses structurelles. [3]

La caractérisation et l'évaluation des séismes se fait selon deux méthodes :

- **Quantitative :** avec les mesures instrumentales qui fournissent des données quantitatives précises (l'amplitude de l'onde sismique, sa vitesse, …),
- **Qualitative :** qui est l'intensité ressentie, représentée généralement par deux échelles : la magnitude – basée sur l'énergie libérée – et l'intensité qui est basée sur des observations qualitatives et des témoignages historiques, permettant d'évaluer les conséquences d'un séisme par l'observation des dégâts aux constructions et le témoignage des personnes.

Le risque sismique est défini comme étant l'espérance mathématique de pertes de vies humaines, de blessés, ou de dommages aux biens et atteinte à l'activité économique au cours d'une période de référence et dans une région donnée, pour un alea particulier [2].

La Décennie internationale pour la Prévention des Catastrophes Naturelles « DIP 92 » propose de la décrire par la relation suivante :

Le risque = l'aléa * Les éléments exposés * la vulnérabilité

Avec :

- **L'aléa** → la probabilité d'occurrence d'un évènement sismique menaçant dans une région donnée et au cours d'une période donnée, pouvant engendrer un certain niveau de d'endommagement. [2]
- **Les éléments exposés (les éléments à risque)** → sont l'ensemble des éléments exposés à un aléa, ayant une valeur qui constitue un enjeu, tels que : la population, les constructions et les infrastructures ainsi que les activités économiques et les services publiques. [2]
- **La vulnérabilité** → Représente le degré d'endommagement qu'infligerait un séisme de paramètre X (magnitude, intensité, amplitude,) à une construction donnée. En d'autres termes c'est la mesure du pourcentage d'endommagement relatif à chaque élément structural exprimée dans une échelle allant de zéro (pas d'endommagement) à l'unité (perte totale de l'élément). [4]

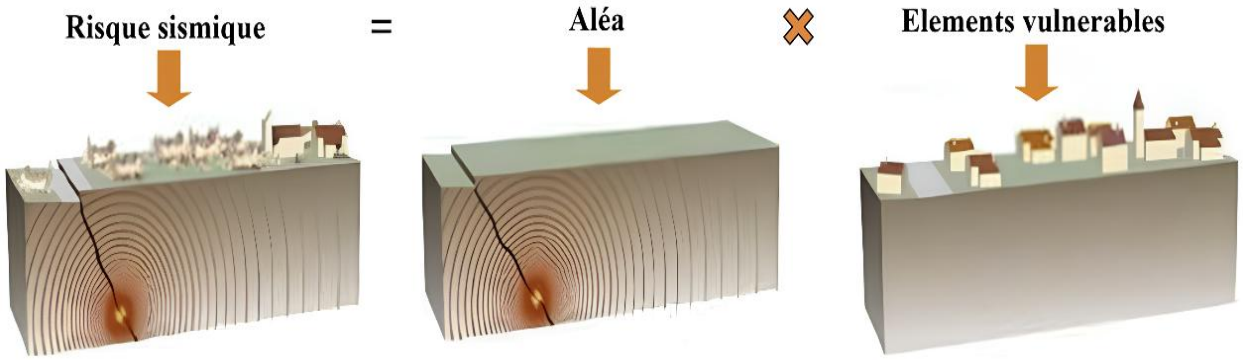


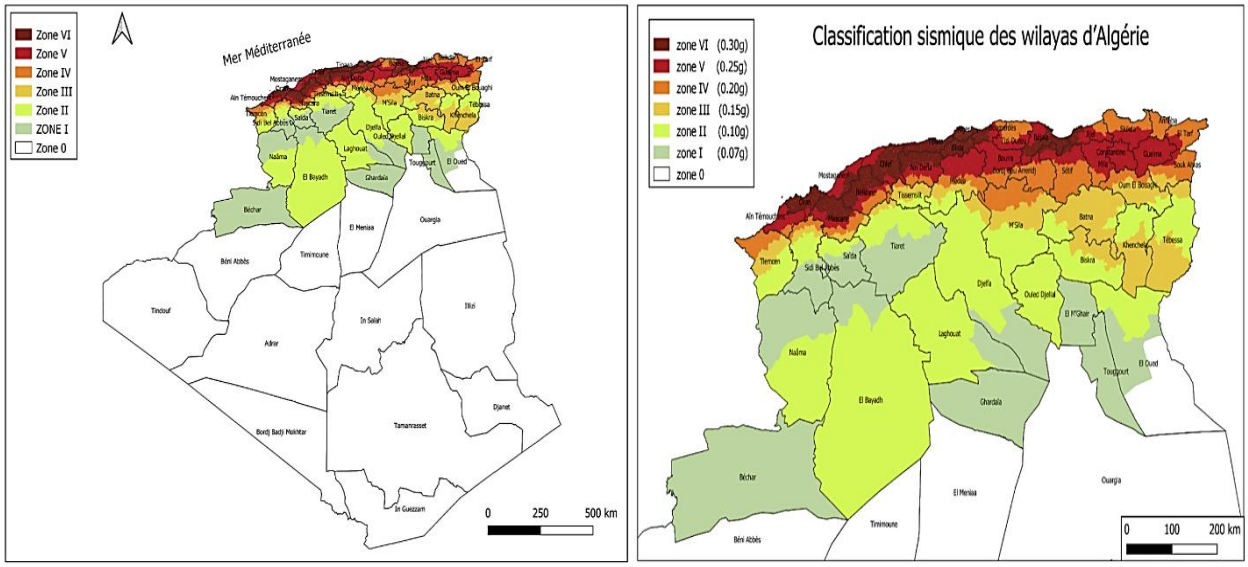
Figure I.5.1.1 : Schéma représentatif de la définition du risque sismique

Même si aujourd'hui avec l'avancée scientifique on arrive de mieux en mieux à comprendre ces phénomènes physiques, la puissance des séismes reste à ce jour un défi majeur pour les ingénieurs afin de concevoir des structures performantes et résilientes.

I.3. Sismicité en Algérie :

Le nord d'Algérie est situé dans une zone critique qui est à l'intersection de deux plaques, à savoir la plaque africaine et la plaque eurasiatique. Connue depuis le tremblement de terres exceptionnel qui a frappé Alger en 1365, l'activité sismique en Algérie est concentrée principalement sur la bande côtière sur une largeur de 400 km environs, où cette région abrite plus de 90 % de la population et du domaine bâti et l'essentiel de son potentiel économique, qui s'étend depuis le pied sud de l'atlas saharien jusqu'à la méditerranée. [5], [6].

Les travaux relatifs au micro-zonage de l'aléa sismique ont permis la subdivision du pays en 7 zones sismiques (de 0 pour une zone de sismicité nulle à 6 pour une zone de forte sismicité) selon la dernière version du règlement parasismique Algérien RPA2024, comme le présente les figures suivantes :



(a) Zonage sismique de l'Algérie: toutes zones 0 à VI

(b) Zonage sismique de l'Algérie: zoom sur zones I a VI

Figure I.5.1.1: Les zones sismiques en Algérie selon le RPA 2024

I.4. Etat du patrimoine structurel algérien :

Dans la majorité des grandes villes du pays, nous trouvons qu'une grande partie du tissu urbain est vulnérable aux séismes, car beaucoup de bâtiments existants ont été construits soit pendant l'ère coloniale, soit sans considération de la réglementation parasismique. Ce qui a poussé plusieurs organismes (publics ou privés) ces dernières années, à s'investir plus dans la restauration et le confortement de leurs structures, qu'ils soient en béton armé ou en charpente métallique [6]. Ceci s'explique par :

- La fréquence des séismes.
- La dégradation environnementale des structures.
- L'inadéquation du système structural face aux sollicitations sismiques.
- La dégradation des matériaux au fil du temps et le défaut de maintenance.
- L'accroissement des charges dues au changement d'usage.
- Les révisions et l'évolution des codes et des règlements en vigueur.

Ainsi, le diagnostic des bâtis existants présentant une résistance sismique insuffisante revêt une importance considérable car il permet d'anticiper le renforcement nécessaire afin de se prémunir du risque sismique [7].

Les récent événements sismiques qui ont touchés le nord du pays, (tel que le séisme de Boumerdès en 2003), mettent en lumière la fragilité des structures existantes, et permettent d'identifier et de comprendre les différents mécanismes de ruine et les pathologies structurelles qui en résultent.

I.5. Les pathologies structurels induits par les séismes :

L'analyse pathologique joue un rôle crucial dans l'amélioration des pratiques parasismiques, en établissant le lien entre les observations post-sismiques. Elle permet d'identifier les causes des défaillances et de développer des solutions de renforcement appropriées. Les principaux dommages sismiques sur les structures peuvent être catégorisés comme suit :

I.5.1. Défaillances dans les éléments structuraux :

Ces derniers proviennent de la construction même des structures ; À l'époque de leur construction, les connaissances en matière de comportement sismique étaient limitées, et les normes parasismiques n'existaient pas ou étaient peu développées. Par conséquent, les règles de dimensionnement ne prenaient pas en compte les spécificités des sollicitations sismiques, et les dispositions constructives essentielles étaient souvent insuffisantes ou inexistantes. [8]

On peut citer :

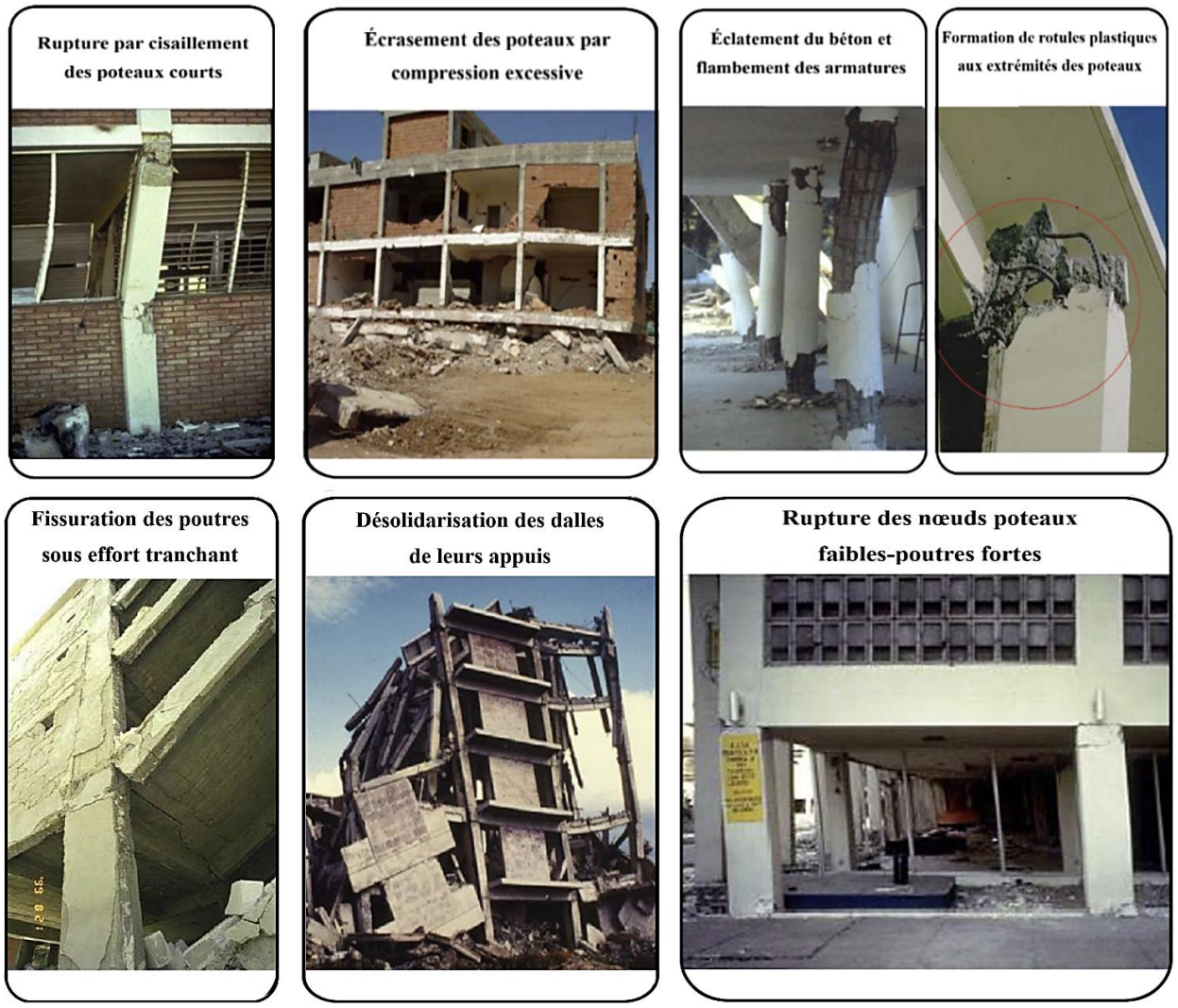


Figure I.5.1.1 : Les différentes défaillances structurelles observées lors des séismes

I.5.2. Défauts de conception :

➢ **Les irrégularités géométriques en plan et en élévation** :

Représentent l'un des défauts de conception les plus critiques. Ces discontinuités créent des comportements structuraux complexes qui amplifient les dommages lors des séismes. On peut citer par exemple : La figure (a) représente l'effondrement du minaret d'une mosquée située à Boudouaou à la suite du séisme de Boumerdes (Algérie) en 2003. Tandis que la figure (b) représente les dommages induits sur un bâtiment en forme de L en plan, à la suite du séisme de Kobe (Japon) en 1995. [9]

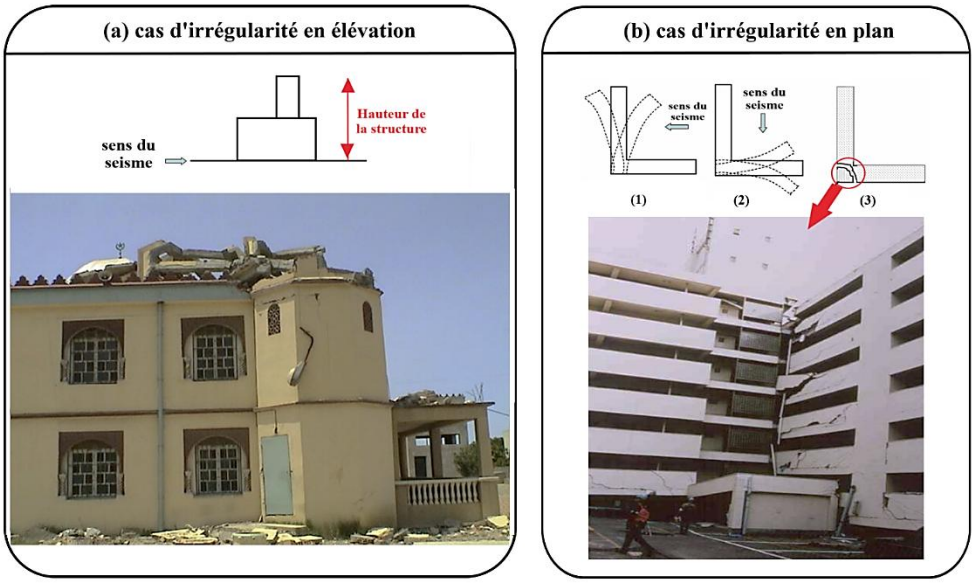


Figure I.5.2.1 : Dommages observées dans les cas d'irrégularité en élévation (a) et en plan (b)

➢ **L'absence de joints parasismiques entre bâtiments adjacents** :

Résultat d'un faible espacement (joint sismique) entre deux blocs adjacents cela induit un entrechoquement, dû à l'insuffisante distance libre qui permet les déplacements de chaque bloc. [9]



(a) *Ouverture vers le haut apres entrechoquement* (b) *Absence de joint entre les batiments*

Figure I.5.2.2 : Dommages induits par l'absence de joints sismiques en cas de séisme [9], [10]

➢ **Présence d'étages souples** :

Induits par les changements brusques de la rigidité entre les étages, cela engendre une chute dans la capacité de résistance et/ou la ductilité à ces niveaux, ce qui induit des endommagements considérables de la structure provoquant parfois l'effondrement total de la structure. [9]



Figure I.5.2.3 : Effondrement total des rez-de-chaussée d'un groupe de bâtiments après le séisme de Boumerdes [10]

➢ **Dimensionnement inadéquat des fondations :**

Observés sur les bâtiments construits sur des fondations isolées non liées par des longrines entre les semelles, pourtant essentielles en zone sismique. Cela a permis des mouvements indépendants des appuis, générant des efforts non prévus induisant des tassements différentiels et des basculements de la superstructure. Comme il a été constaté lors du séisme de Boumerdes en 2003 sur certains bâtiments fondés sur des sols liquéfiables sans mesures spécifiques.

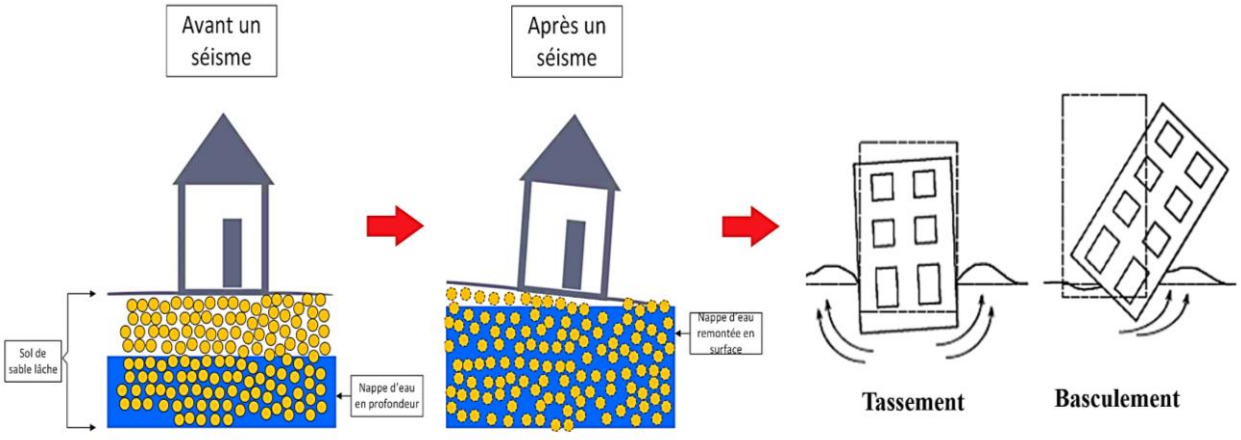


Figure I.5.2.4 : Représentation schématique de l'effet du séisme sur une structure en zone liquéfiable

I.5.3. Interactions entre les éléments structuraux et secondaires :

➢ **Interaction entre la maçonnerie et les éléments structuraux en béton armé** :

L'interface entre les éléments structuraux et non structuraux constitue également une source de dommages parfois fatals sur la structure. Car ne pouvant pas se déformer harmonieusement avec l'ossature, les murs de remplissage peuvent provoqués des endommagements à travers le développent des rotules plastiques au niveau des jonctions (Poteau – Poutres) sous l'effet des bielles de compression, ou par cisaillement. [11]

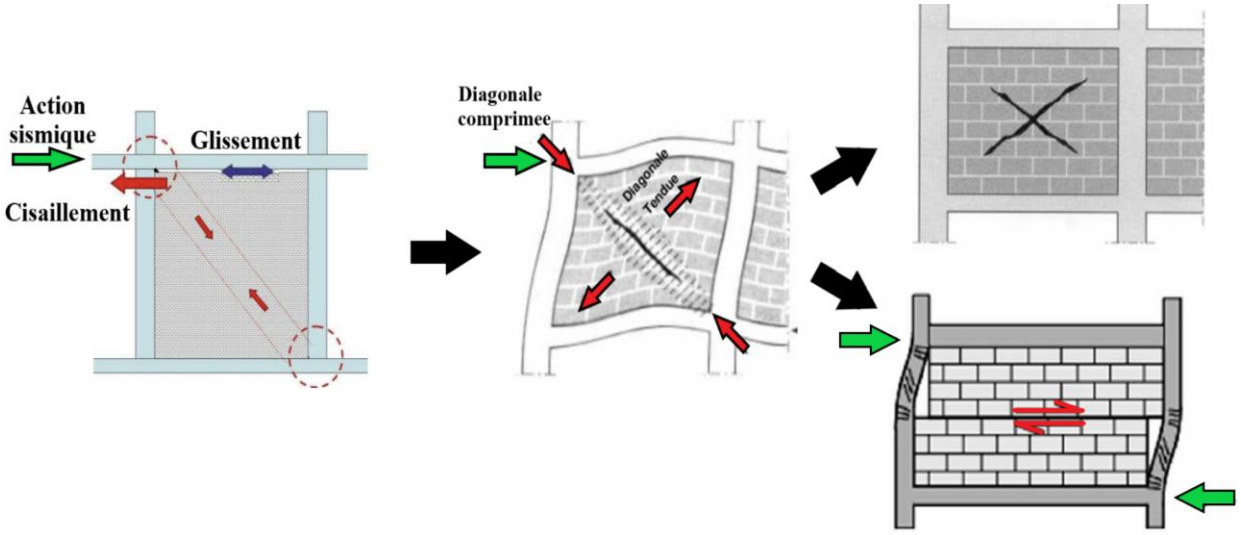


Figure I.5.3.1 : Schéma descriptif des mécanismes des désordres suite à l'interaction avec les remplissages lors d'un séisme

I.6. Facteurs de vulnérabilités :

L'analyse des pathologies des bâtiments vis-à-vis du séisme permet l'identification des principaux paramètres influençant leurs vulnérabilités. A savoir :

- Le type de l'ossature structurale.
- Le nombre de niveaux.
- Les matériaux utilisés.
- Le système de contreventement.
- La nature des sols et des fondations.
- L'âge de la structure (car il permet de référer les normes de conceptions suivies).
- La qualité d'exécution des détails constructifs et la mise en place des matériaux.

L'analyse des dommages sismiques illustrent l'importance critique d'une conception parasismique intégrée. Chaque exemple montre comment un défaut conceptuel spécifique se traduit par un mécanisme de défaillance caractéristique lors des séismes, soulignant la nécessité d'une approche globale dans la conception des structures en zone sismique.

I.7. Vérification de la stabilité et la résistance d'une structure :

La vérification de la stabilité et la résistance d'une structure se fait principalement vis à vis des règles et prescriptions en vigueurs, à savoir les règles de calcul des constructions en béton armé, les règles de calcul des constructions en charpente métallique, les règles parasismiques, etc… [5]

En plus des règles et prescriptions, il est essentiel de vérifier la vulnérabilité de la structure au-delà de sa réponse dans le domaine élastique afin d'évaluer sa performance réelle. La figure suivante résume le processus de vérification général suivi pour une expertise d'un bâtiment.

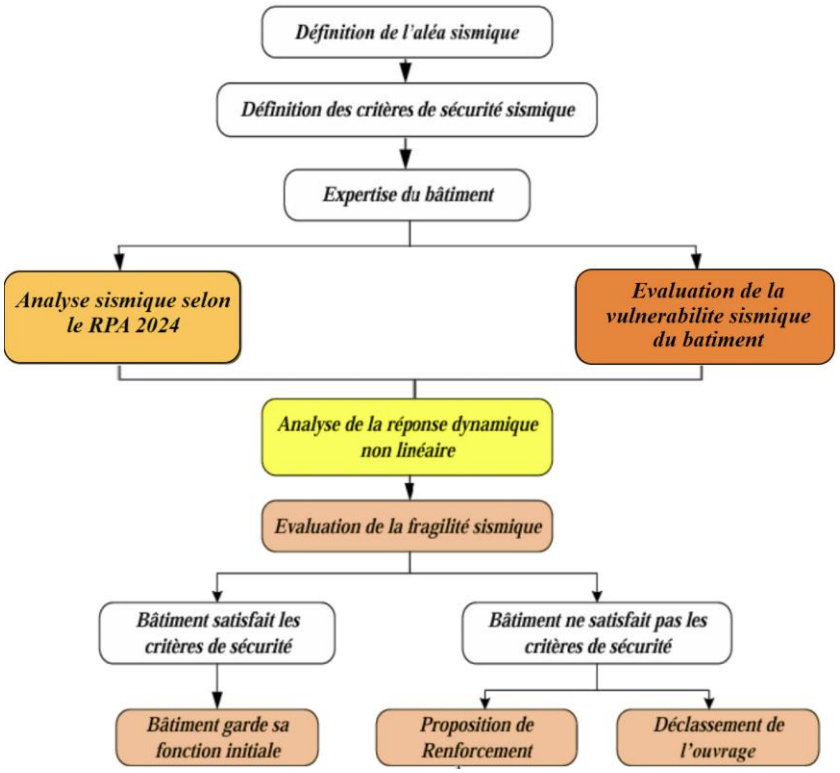


Figure I.5.3.1 : Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments [12]

I.7.1. Vérification de la stabilité vis-à-vis des règles de conception parasismique :

Approuvé le 15 mai 2024, le règlement parasismique Algérien RPA 2024 (D.T.R-BC 2.48) constitue une évolution des versions précédentes (RPA 81, 88, 99 et 2003). Ce dernier redéfinit avec précision les zones sismiques, les catégories de bâtiments et les niveaux de protection correspondants, tout en enrichissant les méthodes d'analyse structurale par l'introduction de l'action sismique verticale et du spectre en déplacement. [13]

Cependant, à l'état actuel il n'existe pas encore de référence technique pour l'évaluation et le renforcement des bâtiments existants en Algérie, Cela a incité l'État algérien à prendre des décisions et des mesures en cas de tremblements de terre, ce qui a conduit au développement de l'étude de la vulnérabilité sismique en Algérie. [4]

I.7.2. Evaluation de la vulnérabilité sismique :

Les approches pour l'évaluation de la vulnérabilité sont multiples et peuvent être classées soit selon leur degré de difficulté en termes de temps de calcul, ou selon si l'on évalue la vulnérabilité d'un seul bâtiment ou un ensemble de bâtiments. [14]

On distingue deux approches principales : l'approche macrosismique et l'approche mécanique. La première est fondée uniquement sur des informations qualitatives à partir des données post-sismique relatives aux dommages, permettant un étalonnage direct en fonction de l'intensité macrosismique. La seconde cependant est fondée sur un nombre limité de paramètres géométriques et mécaniques, permet de prendre explicitement en compte les différents facteurs influençant la réponse structurelle et d'utiliser une description précise de l'aléa sismique (spectre de réponse). L'utilisation combinée de ces deux approches complémentaires est non seulement possible mais recommandée, afin d'exploiter les avantages de chacune et de garantir la fiabilité des scénarios de dommages obtenus. Cependant, lorsqu'il s'agit d'analyser en profondeur la vulnérabilité d'un bâtiment spécifique, des méthodes d'évaluation plus détaillées et rigoureuses s'imposent. [2]

Les analyses détaillées font partie des méthodes d'évaluation les plus complexes et sont par conséquent mieux adaptées pour l'évaluation d'un bâtiment unique. Les différentes méthodes d'analyse détaillées peuvent être classées parmi les procédures linéaires et les procédures non linéaires (qu'ils soient statique et/ou dynamique). [14]

Les méthodes d'analyse linéaire, bien que familières aux ingénieurs, présentent des limites importantes lors de l'évaluation sismique des bâtiments existants. L'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtis existants par la méthode statique linéaire, conduit souvent à l'éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable. Pour approcher de plus près le comportement réel, il est plus adéquat d'analyser le comportement des structures au-delà de leurs domaines élastiques linéaire. On s'intéresse donc à l'étude de stabilité des structures existantes par les méthodes d'analyses non linéaires.

La méthodologie utilisée pour l'estimation de la vulnérabilité sismique se décompose en trois étapes : Les deux premiers éléments en sont la capacité du bâtiment à résister aux contraintes (courbe de capacité) et les contraintes sur la structure dues à la sollicitation sismique (demande sismique) ; la vulnérabilité est obtenue à partir de la comparaison des deux courbes (de capacité et de la demande) [30]. Le terme capacité peut être défini comme étant l'habileté d'une structure à subir un niveau de contraintes donné, exprimé en termes de force ou de déplacement. [15]

- **Analyse statique non linéaire :**

Connue sous le nom d'analyse « Push over » est une méthode utilisée pour évaluer la performance sismique des structures dans laquelle les charges horizontales sont incrémentées suivant un modèle prédéfini jusqu'à ce que les modes de ruine apparaissent. La non-linéarité de la relation force-déplacement du bâtiment est représentée par une courbe dite « courbe push over » [16]. Cette courbe illustre la demande sismique totale qui agit sur une structure (sous forme de

force de cisaillement) en fonction de la déformation qui se produit en réponse à la demande sismique (sous forme de déplacement latérale au sommet du bâtiment). De sorte qu'avec l'incrémentation de la poussée latérale ; le déplacement de la structure augmente jusqu'au moment où celle-ci perd complètement sa capacité de résistance. [15], [16]

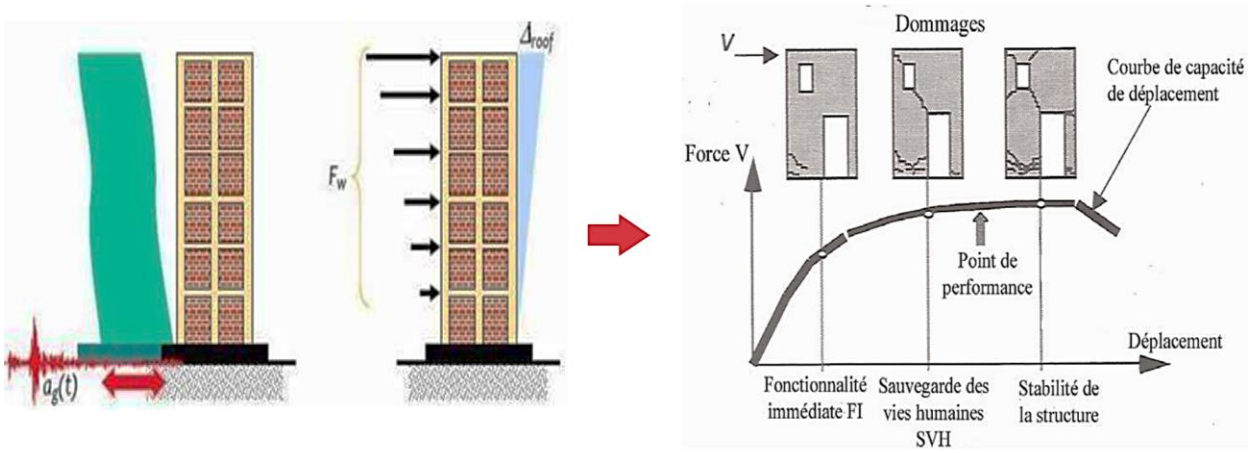


Figure I.7.2.1 : Représentation du principe d'application de la méthode push over

Pour une comparaison directe entre la courbe de capacite de la structure et la demande spectrale ; le cisaillement à la base est converti en accélération spectrale et le déplacement au sommet en déplacement spectral. Les propriétés modales et la déformée de la structure sont assimilées à un système simplifié a un degré de liberté (1DDL). Il en résulte une courbe de capacite en quantités spectrales. [17]

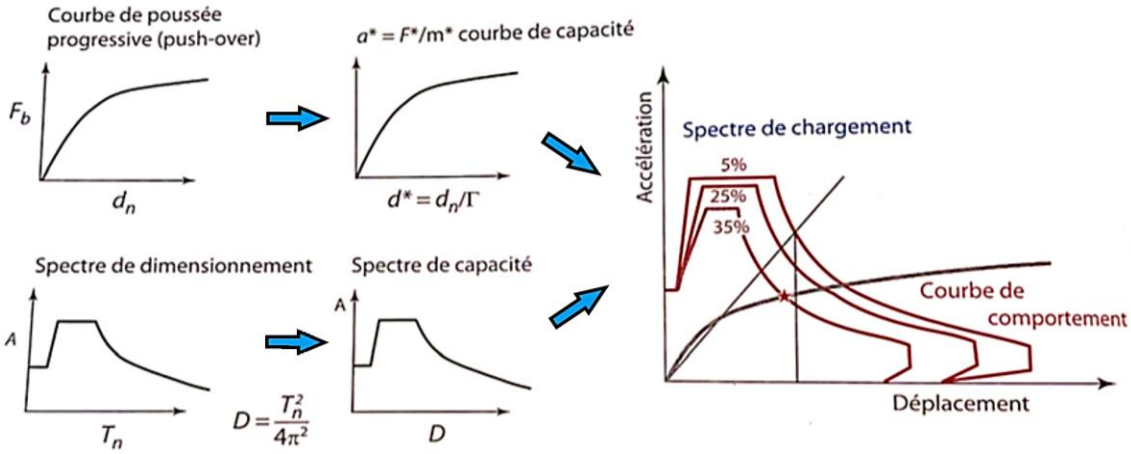


Figure I.7.2.2 : Transformation de la courbe push over en courbe de capacite et du spectre de réponse en spectre de capacite [17]

Remarque :

C'est habituellement la réponse du premier mode qui est illustrée, lorsque ce mode est prédominant parmi l'ensemble des modes de réponse sismique.

- **Analyse dynamique non linéaire :**

Cette méthode est basée sur l'intégration directe des équations du mouvement, elle fait appel à des accélérogrammes (réels ou synthétiques) sélectionnés en accord avec les propriétés du sol et de la structure. Ces accélérogrammes sont utilisés pour décrire le comportement structural en se basant sur un modèle ou une loi de comportement avec sollicitations cycliques lors d'un séisme, elle offre l'avantage de considérer les propriétés dynamiques de la structure et tient compte ainsi de la modification de la rigidité et de la période de la structure sous la sollicitation dynamique. [14], [18]

La représentation de la réponse de la structure se fait par l'utilisation d'un programme analyse numérique qui évalue la courbe V-δ (effort tranchant - déplacement) à chaque étage de la structure.[19]

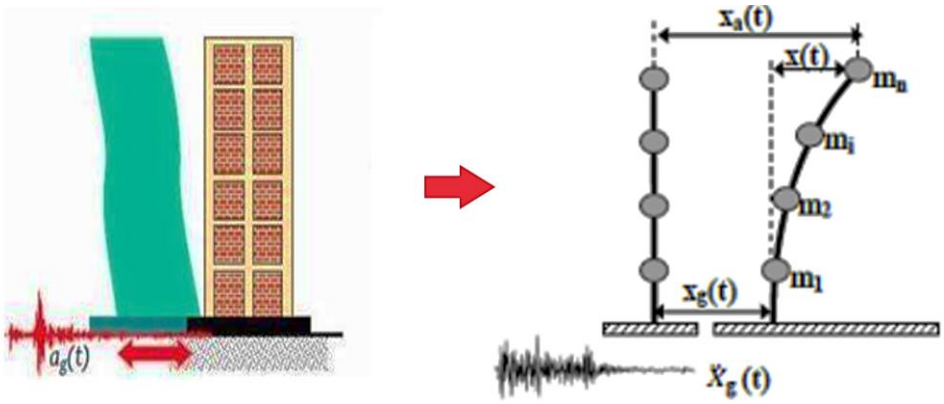


Figure I.7.2.3 : système à plusieurs DDL sollicité par un accélérogramme sismique pour l'analyse dynamique non linéaire.

L'évaluation de la fragilité sismique est la dernière étape de l'estimation de la vulnérabilité sismique du bâtiment ; Des courbes de fragilité seront construites pour évaluer l'état du bâtiment après un tremblement de terre.

Les valeurs de probabilité et le facteur de dommages seront calculés et aigueront sur les décisions à prendre, indiquant si le bâtiment répond aux critères de stabilité. Dans le cas où la structure répond aux critères de performance exigé, elle peut être exploitée dans son état actuel. Dans le cas contraire ou le bâtiment ne satisfait pas aux critères de stabilité, alors un plan de renforcement doit être proposé en tenant compte de l'étude technico-économique des solutions proposées. [12]

I.8. Evaluation de l'état structural d'un bâtiment :

L'une des principales difficultés dans l'évaluation de la vulnérabilité réside dans l'identification précise des caractéristiques intrinsèques de la structure. Les paramètres critiques tels que les propriétés mécaniques des matériaux, les liaisons entre éléments structuraux et la rigidité globale du système structural comportent souvent des incertitudes significatives. Malgré l'utilisation d'outils de modélisation sophistiqués, ces incertitudes ne peuvent être entièrement éliminées. Les modèles numériques, aussi avancés soient-ils, dépendent de la précision des données d'entrée pour obtenir des résultats fiables.

Des approches d'évaluation de l'état structural d'une construction existante se divisent en plusieurs niveaux, hiérarchisées selon leur degré de précision, leur complexité et leur méthodologie d'application :

- **Niveau 1 → Inspection :**

Ce premier niveau est basé sur l'inspection visuelle approfondie, qui consiste à détecter et localiser les désordres et dégradations visibles de la structure (fissures, déformations, traces d'humidité, corrosion apparente) et à identifier les déficiences sismiques potentielles de la structure à partir d'observations directes. Cette évaluation s'appuie également sur l'analyse minutieuse des documents disponibles dans les archives sur la structure, notamment les plans d'origine, les relevés topographiques, les rapports de sondages antérieurs et l'historique complet du bâtiment incluant les modifications successives et les événements marquants (séismes, inondations, rénovations). Cette phase préliminaire, bien que non instrumentée, permet d'établir un diagnostic initial et d'orienter les investigations ultérieures vers les zones critiques identifiées, optimisant ainsi les ressources consacrées à l'évaluation complète. [3], [14]



Figure I.7.2.1: exemple d'inspection d'un immeuble n°03 au niveau du boulevard Maata dans le centre de la ville d'Oran [21]

- **Niveau 2 → Auscultation et diagnostic :**

Cette phase intermédiaire combine les observations du niveau 1 avec une série d'essais ciblés, elle permet d'affiner l'évaluation initiale en quantifiant certains paramètres mécaniques et structurels [20]. On distingue deux types d'essais :

- **Essais non destructifs :**

Ce sont des essais réalisés sur site et qui ont pour objectif de limiter les incertitudes liées à l'évaluation des paramètres mécaniques structurelles. Ces essais, bien qu'individuellement insuffisants pour garantir la fiabilité globale, apportent des informations précieuses lorsqu'ils sont combinés, on peut citer [14] :

- **Scléromètre (marteau Schmidt)** : Évalue la dureté superficielle du béton, permettant d'estimer sa résistance à la compression. Cet essai rapide offre une première approximation de l'homogénéité du béton.

- **Ultrasons** : Mesure la vitesse de propagation des ondes ultrasonores dans le béton, indiquant sa densité et permettant de détecter les vides ou fissures internes. La vitesse est corrélée à la qualité et à la résistance du béton.
- **Radar** : Localise les armatures, détermine leur profondeur et leur diamètre approximatif, et identifie les vides ou zones de faiblesse dans le béton sans avoir à endommager l'élément.
- **Pachomètre** : Détecte et localise précisément les armatures dans le béton, détermine leur profondeur et leur diamètre, facilitant ainsi l'établissement du plan de ferraillage réel.

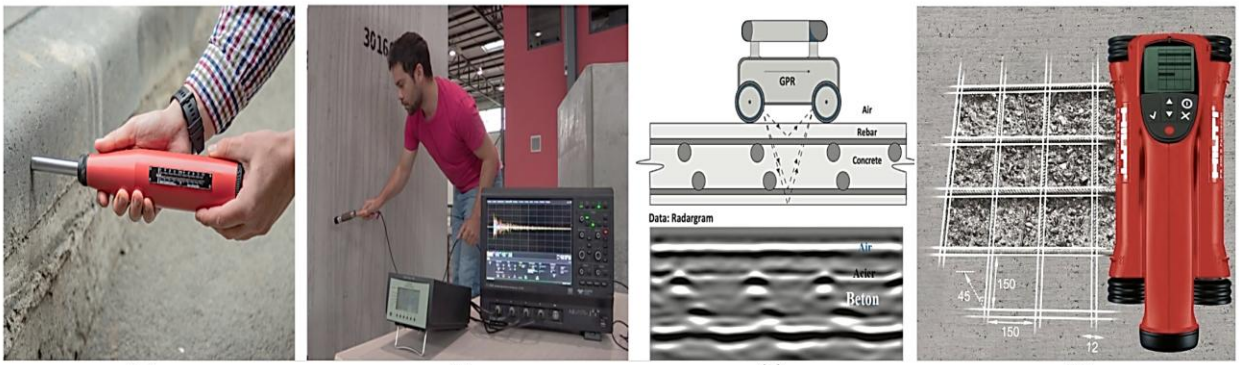


Figure I.7.2.2 : Représentation de l'utilisation : (a) du scléromètre, (b) de l'ultrason, (c) du radar et (d) du pachomètre dans une structure en béton

- **Essais destructifs :**

Les résultats des essais sur site étant généralement insuffisants pour une évaluation complète, des essais complémentaires en laboratoire s'avèrent souvent indispensables pour évaluer les échantillons retirés sur site (carottage, découpage par disquette). Les opérations de diagnostic comprennent [14] :



Figure I.7.2.3 : Réalisation d'un carottage et d'un sciage et l'échantillon prélevé.

- **Caractéristiques mécaniques du béton** : résistance à la compression et à la traction, module d'élasticité
- **Caractéristiques mécaniques des aciers** : résistance à la traction
- **Caractéristiques physiques du béton** : porosité, densité, perméabilité
- **Caractéristiques chimiques du béton** : nature du ciment et des additifs éventuels, taux d'hydratation, rapport E/C, réserve alcaline, …

Compte tenu de l'hétérogénéité des structures existantes, il faut pouvoir obtenir un grand nombre de données expérimentales. En vue de valider les résultats obtenus par les méthodes non destructives, une investigation in situ globale pour caractériser la capacite global de structure est recommandée. [22]

- **Niveau 3 → Identification structurelle détaillée par instrumentation :**

Les tests de vibrations ambiantes représentent une méthode non destructive permettant la récolte expérimentale de la réponse vibratoire sous l'effet des vibrations naturelles (vent, houle) et anthropiques (trafic, équipements) présentes dans l'environnement [23]. Bien que de faible amplitude (10^{-6} à $10^{-4} * g$), ces vibrations permettent d'identifier les caractéristiques dynamiques intrinsèques des bâtiments sans intervention invasive. Le protocole consiste à installer des capteurs à différents points de la structure, enregistrer les données pendant une durée bien déterminée (de 5 à 30 minutes selon la nature de l'ouvrage), puis analyser les signaux pour déterminer les fréquences propres, l'amortissement et les déformées modales [24]. Les résultats obtenus permettent de calibrer un modèle élastique de la structure et recaler ainsi les modèles numériques développés par rapport à l'expérimentation. [22]

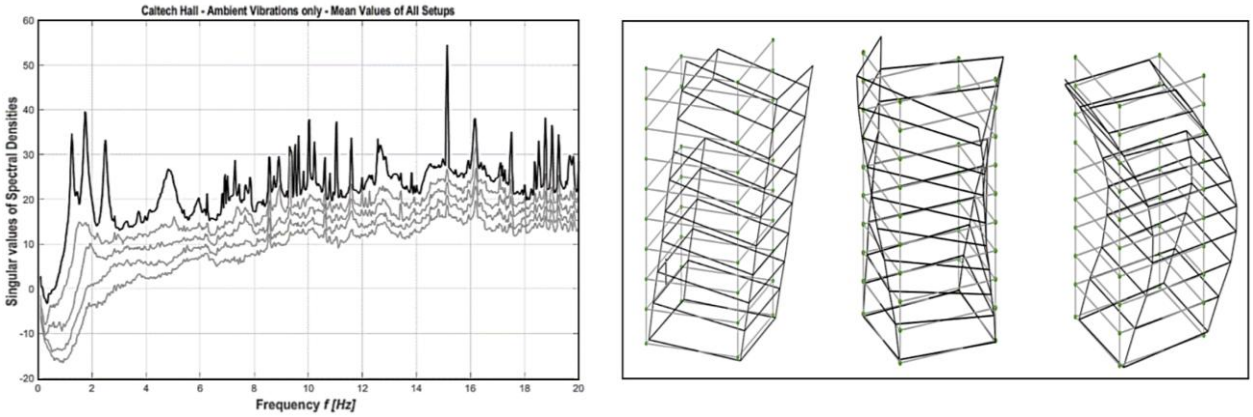


Figure I.7.2.4 : Résultats obtenues suite aux tests de vibrations ambiantes sur une structure

Bien qu'aucune méthode ne soit suffisante à elle seule, la combinaison stratégique de ces méthodes permet de surmonter les incertitudes et d'établir des modèles numériques représentatifs de la réalité, afin d'obtenir une estimation fiable de la capacité structurelle des bâtiments existants. [3]

Cette procédure intégrée constitue la base d'une évaluation pertinente de la vulnérabilité structurelle et des décisions subséquentes concernant le renforcement ou la réhabilitation des structures.

I.9. Renforcement des structures existantes

Le renforcement, appelé également " confortement préventif ", est la stratégie la plus traditionnelle et la plus fréquente lors de la réhabilitation parasismique d'un bâtiment, auquel il confère une meilleure résistance mécanique. [25]

I.9.1. Définition d'un renforcement structurel

Le « retrofitting » est une approche qui consiste à renforcer les structures ou les éléments structuraux existants afin d'améliorer leurs performances grâce à l'utilisation de nouveaux matériaux / procédés, conférant des nouvelles caractéristiques et composants aux bâtis existants. Il peut être adopté pour diverses raisons, notamment pour se conformer aux nouveaux codes de construction, améliorer la durabilité du bâtiment et accroître le confort et la sécurité des occupants.

Le choix de la méthode de renforcement et des matériaux appropriés dépend des dommages causés et des caractéristiques spécifiques de la structure. Une variété de techniques ont vues le jour, parmi lesquelles la plus efficace sera choisie dans chaque cas particulier, ce qui présente un défi pour l'ingénieur en structure.

I.9.2. Les approches de renforcements :

La philosophie de conception suivie pour une intervention de renforcement peut être divisée en deux approches [26], [27] :

- La première approche est **le renforcement global** : qui consiste à ajouter de nouveaux éléments contribuants à la résistance d'un bâtiment afin d'améliorer sa rigidité globale. Cette approche est souvent utilisée lorsqu'un bâtiment est ancien ou présente des déficiences structurelles importantes qui nécessitent une intervention majeure.

A noter :

Avec l'augmentation de la rigidité, la période naturelle de vibration du bâtiment diminue, ce qui entraîne une diminution du déplacement horizontal que le bâtiment doit réaliser pour résister aux séismes. De plus, l'ajout de nouveaux éléments structuraux au bâtiment augmentera également sa capacité de résistance vis-à-vis des charges verticales et horizontales.

- La deuxième approche est **le renforcement local** : qui consiste à augmenter uniquement la résistance de certains éléments structuraux d'un bâtiment en raison des dommages subis, sans entreprendre des changements majeurs dans la relation capacitaire (contrainte-déformation) globale du bâtiment. Cette approche est souvent utilisée lorsque quelques parties spécifiques de l'édifice doivent être améliorées, tels que les poutres, les colonnes et les semelles plutôt que l'ensemble de la structure.

Le renforcement du système structural empêche l'effondrement, et retarde également les dommages. Plusieurs facteurs déterminent le choix de la technique de renforcements des structures d'une manière générale, notamment :

- La courbe de capacite de la structure existante.
- Les déficiences de la structure existante et ses modes de défaillances prévues.
- L'objectif de l'intervention ; par exemple l'augmentation de la rigidité, de la résistance, de la ductilité, ou la réduction de la demande sismique ... ou plusieurs en même temps.

- ❖ Les conséquences de la réhabilitation de la structure ; par exemple, l'augmentation de la demande sur les fondations, le changement de comportement de la structure, ...
- ❖ Le budget alloué aux travaux de renforcement.
- ❖ Les contraintes physiques (par exemple, les exigences architecturales, l'accessibilité du bâtiment pendant l'exécution des travaux, …).

Le renforcement structural reste une intervention complexe où la compréhension du comportement mécanique devient cruciale pour préserver l'intégrité et la performance globale de la structure. L'approche du dimensionnement parasismique oscille fondamentalement entre deux philosophies conceptuelles avec des implications radicalement différentes en relation avec le comportement de la structure : comportement non ductile / comportement ductile. A savoir :

- ➢ Le comportement non ductile, caractérisé par une conception visant la résistance maximale, privilégie des structures très rigides capables d'absorber intégralement les sollicitations sismiques sans subir de dommages. Cette stratégie, bien que séduisante par sa robustesse apparente, présente un risque majeur d'effondrement brutal si les limites mécaniques sont dépassées, et implique des coûts de construction significativement élevés.
- ➢ Le comportement ductile à l'inverse, adopte une approche plus nuancée et dynamique, permettant une dissipation contrôlée de l'énergie sismique au travers de zones structurelles prédéfinies et dimensionnées pour absorber les déformations.

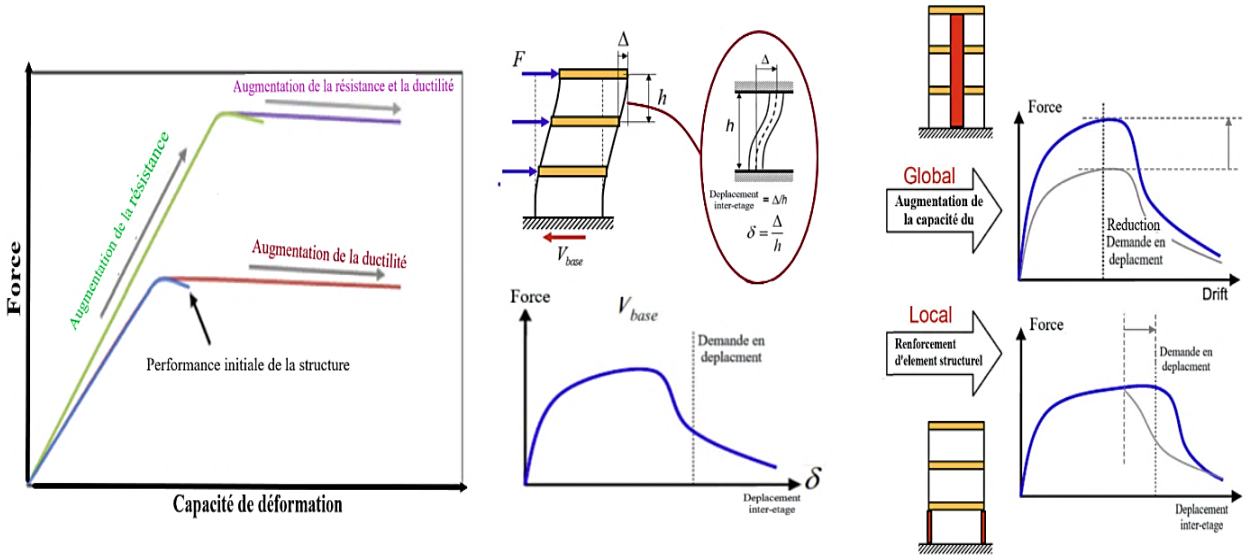


Figure I.9.2.1 : Les différents objectifs du renforcement structurels et l'influence de chaque approche sur la courbe de capacite de la structure

I.9.3. Stratégie de renforcement :

L'élaboration d'une stratégie de renforcement structurel efficace nécessite une approche non linéaire où les interventions sont complémentaires plutôt que séquentielles. La notion de "suffisance" du renforcement est toujours relative à des critères spécifiques (normes sismiques, budget, délais). [23]

Une stratégie optimale combine généralement des interventions de différents niveaux ; des traitements des fragilités évidentes jusqu'au renforcement de la résistance et/ou de la ductilité globale. Ces stratégies ne peuvent être simplement hiérarchisées par coût, car des synergies peuvent émerger où une intervention supplémentaire peut réduire parfois le coût des mesures précédentes, créant ainsi un avantage économique dans une approche globale orientée vers les résultats. [23], [28]

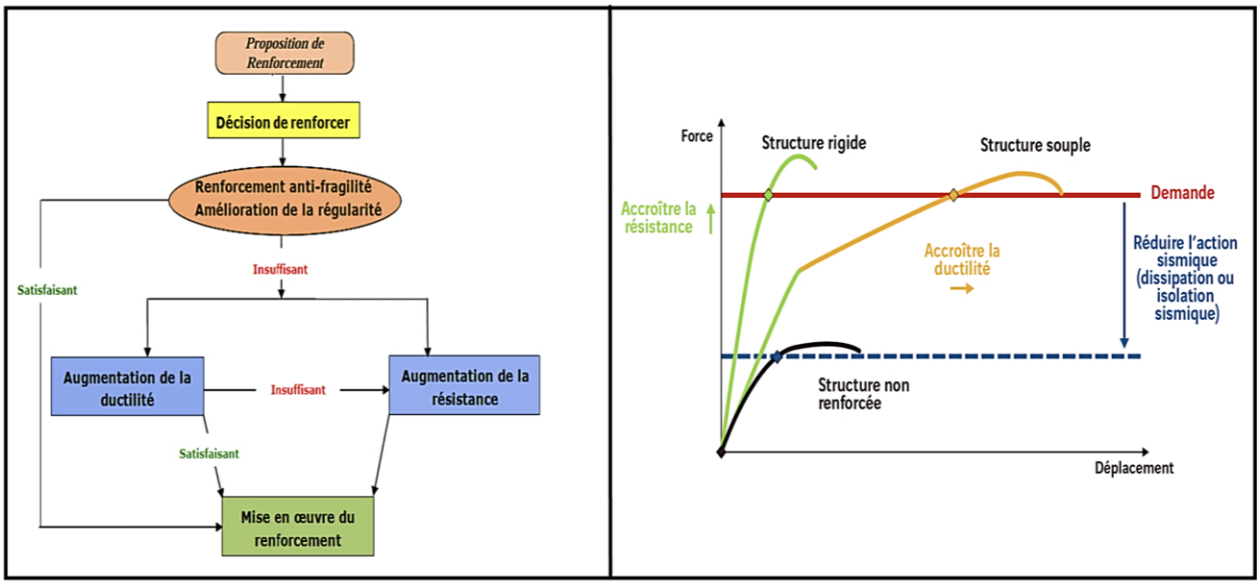


Figure I.9.3.1 : Choix de la stratégie de renforcement en fonction des objectifs [28], [29]

Le changement du comportement mécanique lors d'un renforcement structurel résulte d'une interaction complexe entre plusieurs paramètres interdépendants :

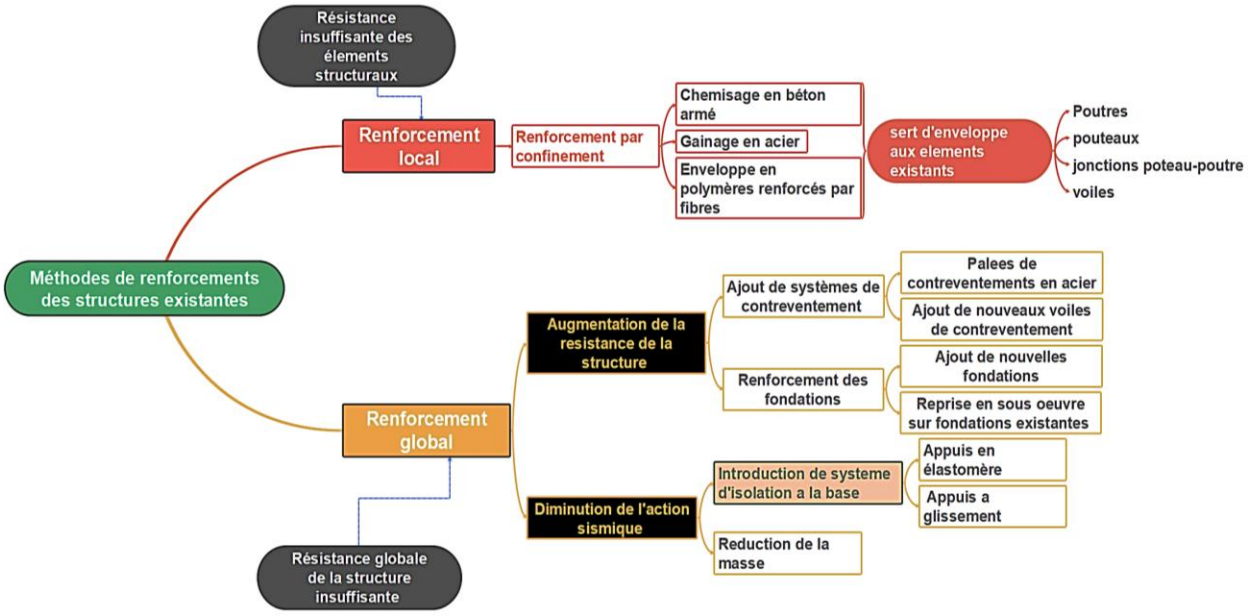
- Les caractéristiques mécaniques intrinsèques des matériaux utilisés
- Le taux et la géométrie du renforcement
- La compatibilité mécanique entre la structure existante et les nouveaux éléments introduits. Celle-ci détermine non seulement la capacité portante et la résistance sismique, mais également la capacité de la structure à dissiper l'énergie sans compromettre son intégrité globale.

La stratégie retenue pour l'amélioration du comportement sous séisme est définie : augmentation de la capacité de déformation, augmentation de la résistance, modification de la rigidité, augmentation de l'amortissement, réduction de la masse de la structure etc...

I.10. Les techniques de renforcement

Lorsqu'il s'agit d'améliorer la performance d'un bâtiment, différentes techniques peuvent et doivent parfois être combinées, en tenant compte de ses caractéristiques spécifiques, afin de concevoir un programme de renforcement économique.

On distingue plusieurs méthodes de renforcement à ce jour. Le schéma suivant résume les plus utilisées d'entre-elles :



L'enjeu fondamental réside donc dans la capacité de l'ingénieur à concevoir une solution de renforcement qui respecte l'équilibre dynamique préexistant, sans introduire de discontinuités mécaniques susceptibles de fragiliser le comportement global de la structure. Chaque solution devient ainsi un exercice de précision où la compréhension des mécanismes de transfert de charges, des modes de déformation et des interactions matériaux conditionne la réussite du projet de renforcement.

Dans ce qui suit les spécificités de chaque technique de renforcement sont développées.

I.10.1. Les techniques de renforcement local :

L'idée générale est d'ajouter un renfort externe aux éléments structuraux existants (les poutres, les poteaux ou les jonctions entre les éléments), afin d'augmenter leurs capacités de résistance aux diverses sollicitations (Normales, flexion et/ou de cisaillement) ainsi que leurs ductilités. [30]

Les techniques traditionnelles utilisent des matériaux conventionnels tels que le béton et l'acier de construction, tandis que les nouvelles techniques font appel à des matériaux plus innovants tels que les polymères renforcés de fibres (PRF), les mortiers renforcés de textiles (MRT), etc. Dans les sections suivantes, nous décrirons les techniques traditionnelles et nouvelles, en mettant davantage l'accent sur ces dernières. [30]

- **Chemisage en béton armé** :

La première technique et la plus traditionnelle, consiste à mettre en place une épaisseur additionnel de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif, ce qui permet d'agrandir sa section transversale et d'augmenter son renforcement longitudinal et transversal. Cette technique permet d'accroitre considérablement sa capacité de résistance et sa ductilité. En raison de l'augmentation des dimensions et de l'ajout des éléments de renfort. L'ancrage prévu entre le béton primitif et le béton additionnel procure une résistance supplémentaire en flexion, ainsi qu'une augmentation de

la rigidité en flexion de l'élément. Ce qui a comme effet l'accroissement de la rigidité latérale des poteaux par exemple. [31], [32]

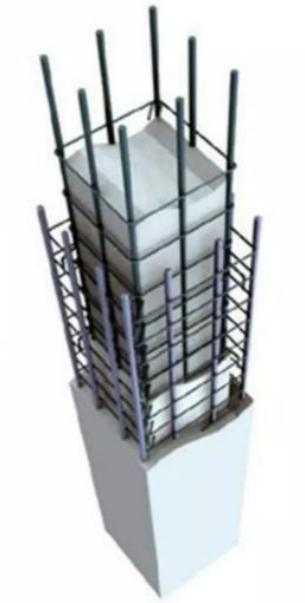


Figure I.10.1.1 : Schéma représentatif d'un chemisage en béton armé d'un poteau

La préparation du support (surface) est très importante, et l'utilisation d'un micro-béton, auto compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle. Il est donc nécessaire de créer une rugosité superficielle dans le béton pour améliorer la transmission des efforts et de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy. Tout l'intérêt de cette méthode repose sur l'adhérence entre les deux bétons (l'existant et le nouveau). [31], [32]

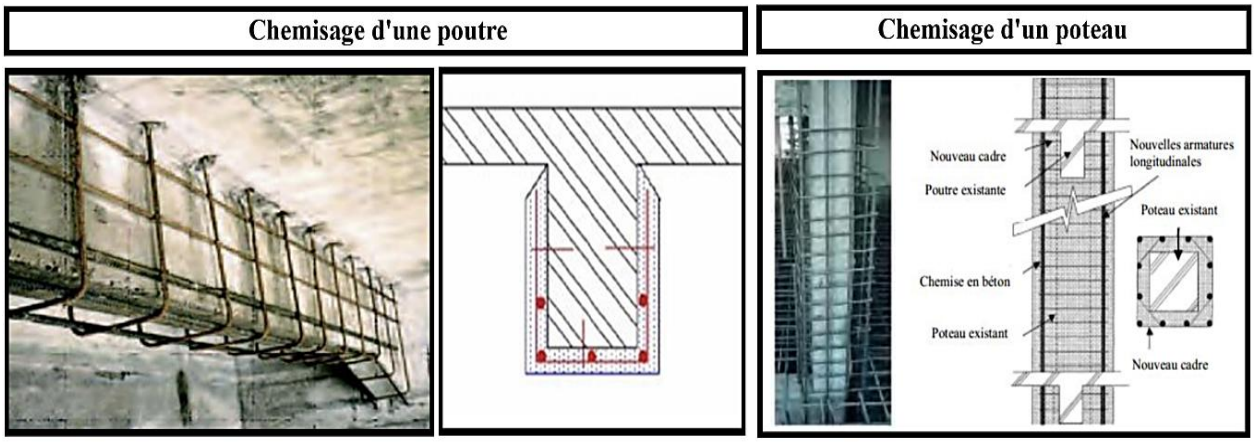


Figure I.10.1.2 : Exemple de chemisage d'éléments (Poutres, Poteaux) en béton armé

La solution de renforcement local des éléments structuraux nécessite une réflexion particulière de la part de l'ingénieur concepteur afin d'avoir une répartition symétrique des masses et rigidités le plus possible et éviter l'effet d'excentricité sur la structure. La figure suivante résume les effets non souhaités sur la structure :

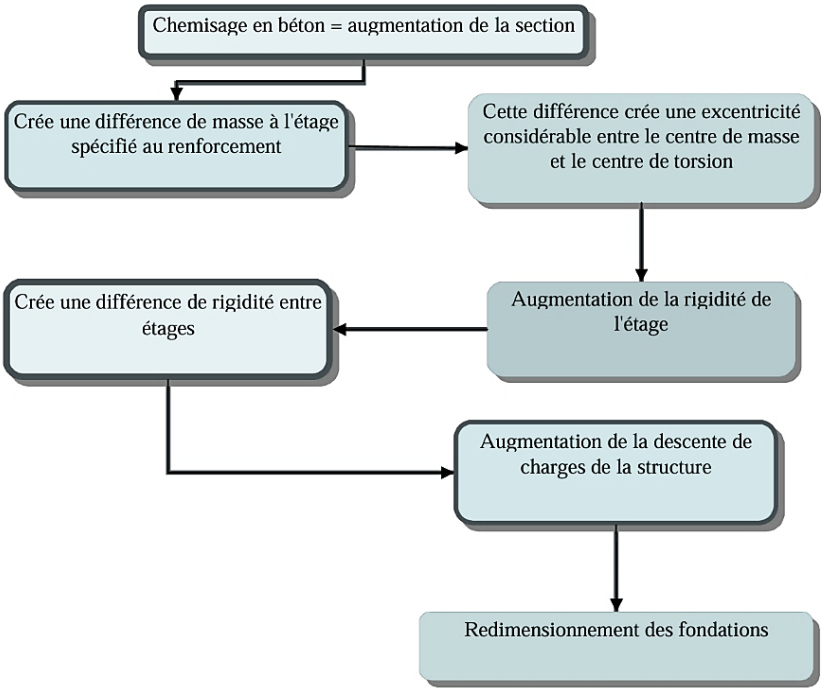


Figure I.10.1.3 : Influence du processus de chemisage en béton armé

Remarque :

Le renforcement d'un élément par l'augmentation de sa section de béton (chemisage), influe directement sur la masse de la structure, en comparaison avec d'autres moyens de renforcements, qui se caractérisent par leur légèreté relative.

Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemisage complet des éléments pour le cas des façades, il faut recourir à d'autre procédés : renforcement par plaques métalliques ou bien l'épaississement de l'élément en béton sur ses faces libres. L'éléments de renfort (le béton additif) doit être ancré dans le béton primitif par ancrage dans le cas de chemisage en béton armé, augmentant ainsi sa résistance à la flexion et au cisaillement, mais aussi sa ductilité et sa rigidité.

Les principales caractéristiques spécifiques au chemisage en béton sont les suivantes [33], [23] :

Tableau I.10.2.1.1 : Avantages et Inconvénients du chemisage en béton arme

Avantages	➢ Technique peu couteuse du fait des matériaux utilisés ➢ Ne nécessite pas une main-d'œuvre qualifiée ➢ Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement
Inconvénients	➢ Augmentation des sections induisant l'augmentation du poids de la structure ➢ Durée des travaux relativement longue par rapport aux autres méthodes ➢ Plus encombrante esthétiquement dû à l'augmentation des sections ➢ Mise en place du coffrage plus difficile

➢ **Gainage en acier** :

Le chemisage en acier est une méthode moins populaire dans la pratique de l'ingénierie, mais elle peut fournir d'excellentes solutions dans des cas spécifiques.



Figure I.10.1.4 : Gainage en acier d'un poteau

Ce système consiste à enrouler l'élément endommagé par une tôle d'acier ; soit en utilisant une combinaison de cornières et de plaques d'acier pour former une cage autour de l'élément en béton armé (pour les sections rectangulaires), ou composé d'éléments ou de tôles d'acier tubulaires enveloppants les éléments renforcés.

Les figures suivantes présentent quelques exemples de renforcement par gainage métallique.

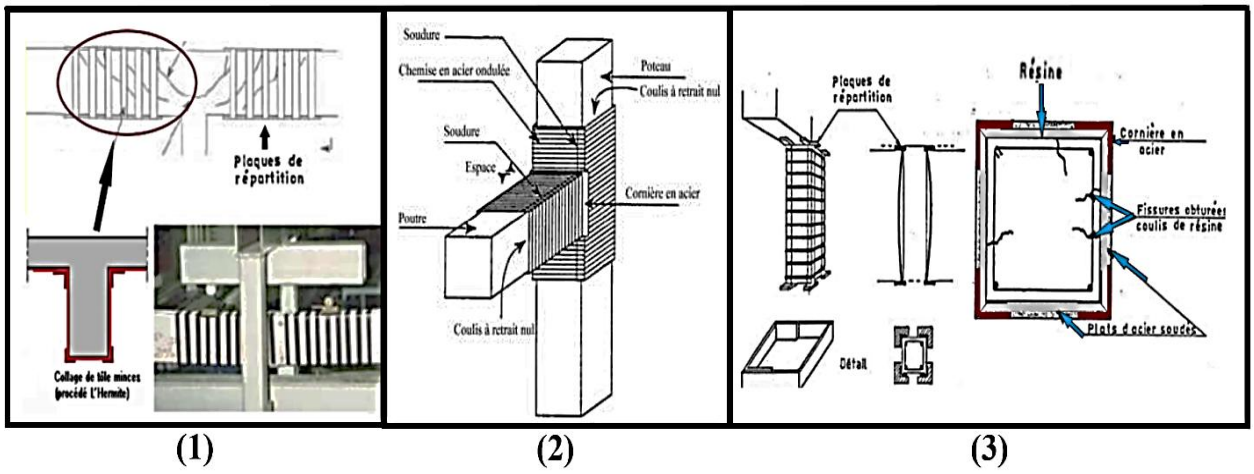


Figure I.10.1.5 : (1) Gainage d'une poutre / (2) Gainage d'une jonction poteau-poutre / (3) Gainage d'un poteau par des tôles d'acier

Les principales caractéristiques spécifiques aux solutions par gainage métallique sont résumées ci-dessous : [32]

Tableau I.10.2.1.2 : Avantages et Inconvénients du gainage en acier

Avantages	➢ Augmentation significative de la résistance et de la ductilité. ➢ Courte durée de réalisation par rapport au chemisage en béton ➢ Faible augmentation de la section ➢ Travaux légers ne provoquants pas de surcharge significative. ➢ Utilisation de matériaux que les ingénieurs et les ouvriers connaissent bien.
Inconvénients	➢ Méthode relativement coûteuse ➢ Nécessite une main-d'œuvre qualifiée et expérimentée pour la réalisation des soudures. ➢ Nécessité d'une protection contre la corrosion. ➢ Modification de la rigidité de l'élément et ajout d'un poids supplémentaire (moins important que le chemisage par béton).

➢ **Enveloppe de polymères renforcés en fibres** :

Les solutions par ajout de PRF comparés aux méthodes traditionnelles de renforcement, constituent une alternative très compétitive, car ils offrent une facilité et une rapidité d'installation, moins de travail, des modifications géométriques minimales, un rapport résistance/poids très élevé et une perturbation minimale de l'exploitation. D'un autre côté, ils affichent un comportement très médiocre lorsqu'ils sont exposés à des températures élevées, auquel cas ils doivent être protégés, et exigent un travail de haute qualité, réalisé par un personnel expérimenté. [32]

Les PRF sont des matériaux composites issu d'un mélange d'au moins deux matériaux de natures différentes, se complétant et permettant d'aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composants pris séparément. Les matériaux composites sont composés de fibres noyées dans une matrice. [31]

- **Types de fibres :**

Les fibres des matériaux PRF peuvent être de différents types. Le type de fibre le plus couramment utilisé dans les applications de renforcement sismique est le carbone (PRFC), en raison de son module d'élasticité élevé et de son excellente durabilité. Cependant, il s'agit également du matériau le plus cher. Un choix moins coûteux consiste à utiliser des fibres de verre (PRFG), mais comme le verre a environ un tiers du module d'élasticité des fibres de carbone, il faut utiliser de plus grandes quantités de matériau. D'autres types de fibres peuvent être utilisés (mais ne sont pas courants), comme l'aramide, le basalte, le polyester, etc. Enfin, il est également possible d'obtenir des PRF hybrides en combinant deux ou plusieurs matériaux. [32]

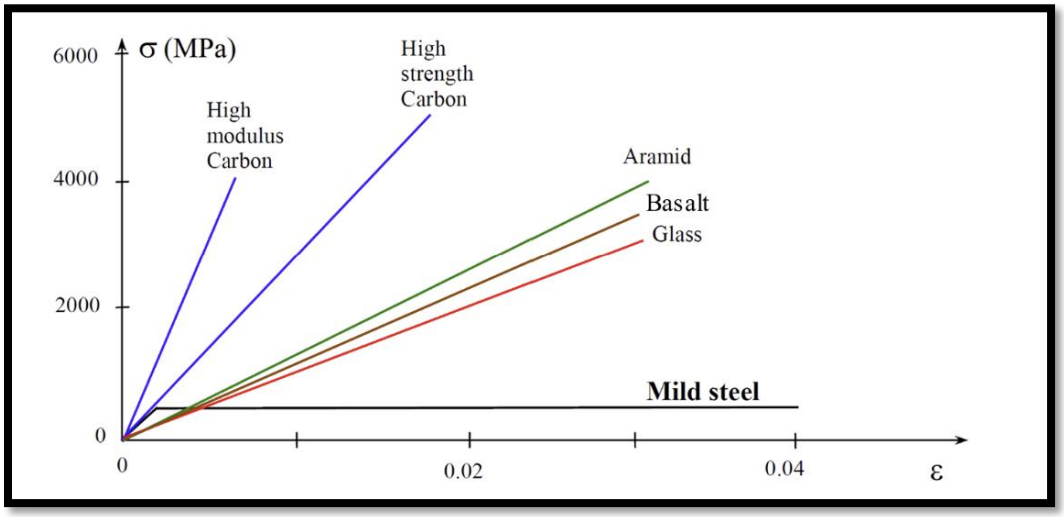


Figure I.10.1.6 : La différence de résistance entre les différents types de FRP.

Remarque :

Dans le cas de certaines enveloppes ouvertes (en forme de U dans les poutres en T par exemple), l'utilisation effective de la haute résistance des PRF peut être faible (de l'ordre de 35 %), en raison des défaillances de décollement qui surviennent avant les défaillances de la matière. L'utilisation d'ancrages à pointes augmente l'utilisation de la résistance à la traction des PRF. [32]

- **Modes de mise en place :**

Différentes méthodes de renforcement par les PRF sont possibles selon les objectifs souhaités, et peuvent être exécutés (en règle générale) de deux manières différentes :

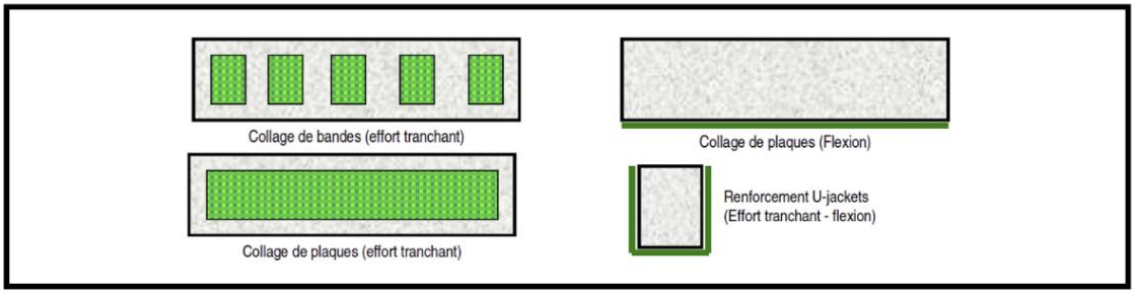


Figure I.10.1.7 : Modes de fixation des polymères renforcés par fibres

- La plus courante et communément utilisée consiste à fixer les PRF sous forme de tissus au substrat de béton (à la surface de l'élément) à l'aide de résines époxy. Cette méthode sert de renfort à la flexion des poutres et dalles et au cisaillement dans les poutres et les poteaux lorsque les armatures transversales s'avèrent insuffisantes pour garantir une réponse ductile de la section.
- La deuxième rarement utilisée pour le renforcement structurel, consiste à utiliser des bandes / des plaques ou des barres préfabriqués, encastrés comme renfort longitudinal ou transversal externe dans les éléments existants permettant d'améliorer leur capacité de flexion et/ou de cisaillement.

Chaque mode de fixation a un objectif précis, le schéma ci-dessous résume les spécificités d'utilisation de chaque type de renforcement par PRF :

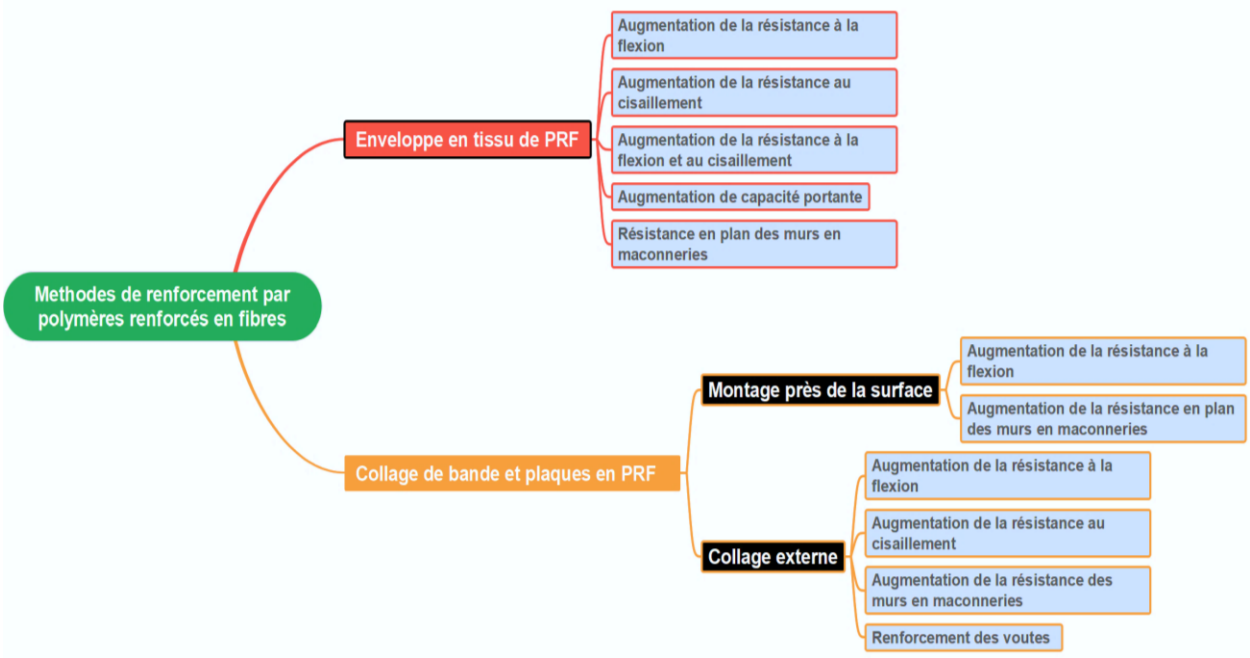


Figure I.10.1.8 : Schéma descriptif de l'utilité de chaque mode de fixation en fonction de l'objectif du renforcement

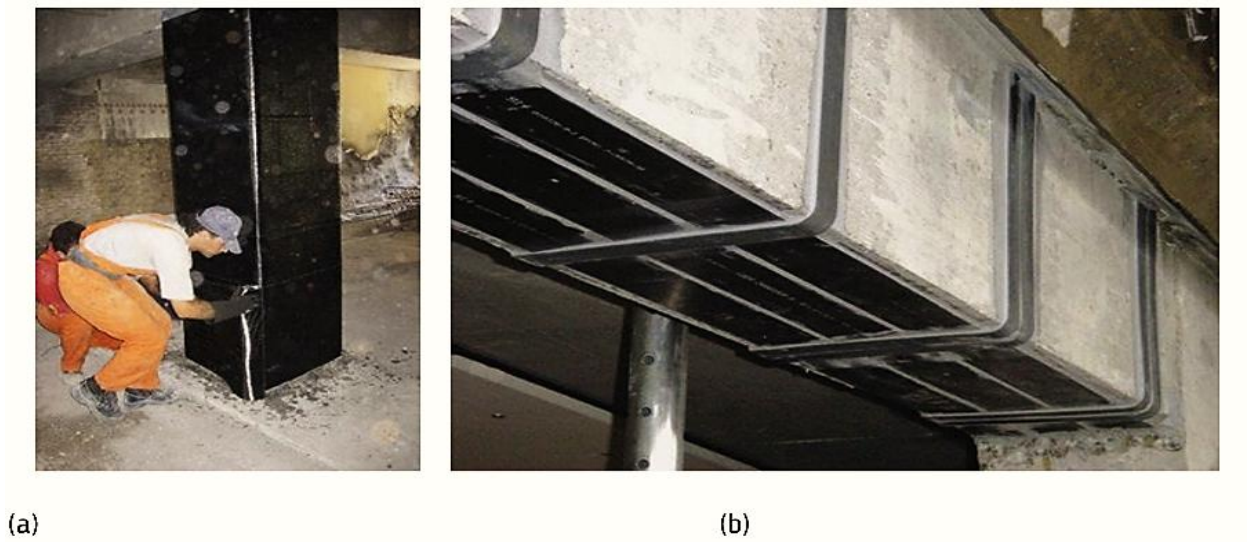


Figure I.10.1.9 : (a) Enveloppe d'un poteau en béton armé et (b) Renforcement d'une poutre avec des stratifiés en fibres de carbone à la flexion et au cisaillement

Remarque :

Une étude comparative entre l'efficacité des enveloppes en polymères de fibres de carbones et les enveloppes en fibres de verres sur des poteaux en béton armé a démontré que pour une même rigidité circonférentielle (module d'élasticité du polymère multiplié par l'épaisseur de la gaine), l'efficacité était la même. Donc : la rigidité est le facteur décisif [32].

Il convient toutefois de souligner que lorsqu'ils sont utilisés comme renfort externe en flexion, les éléments renforcés atteignent des résistances à la flexion plus élevées, mais des capacités de déformation plus faibles car le comportement des fibres suit des lois de comportent de type « élastique fragile ». [31]

Tableau I.10.2.1.3 : Avantages et inconvénients de la technique de chemisage en PRF

Avantages	➢ Une légèreté 5 fois plus que l'acier (de l'ordre de 800gr le mètre carré). ➢ Une résistance 10 fois plus optimale que les platines. ➢ Une grande flexibilité avec une faible épaisseur. ➢ Une facilité de transport (commercialisé en rouleaux d'épaisseur d'environ 1mm). ➢ Une mise en place et un découpage à la forme désirée une mise en œuvre aisée. ➢ Adaptation aux supports. ➢ Non sensibilité à la corrosion et d'autres attaques chimiques.
Inconvénients	➢ Méthode relativement coûteuse. ➢ Meilleure résistance au feu et à la fatigue. ➢ Les plaques composites ont une longueur illimitée. ➢ Moins performants en compression, ce qui limite leur usage pour certains types d'efforts. ➢ Dépend en grande partie de l'installation tel que les erreurs dans l'application (bulles d'air, mauvaise résine) peuvent compromettre la performance.

I.10.2. Les méthodes de renforcement global :

Lorsqu'une augmentation drastique de la sollicitation latérale ou une augmentation de la rigidité d'une structure est nécessaire, il est très probable que les mesures locales de renforcement ne suffisent pas ou exigent des interventions trop lourdes rendant le plan de renforcement final non rentable. Dans de tels cas, des mesures globales sont employées, visant soit à augmenter la résistance et la rigidité latérales de la structure, soit à diminuer la demande sismique. [34]

Le premier objectif est généralement atteint en renforçant la structure existante par l'ajout de nouveaux éléments, ce qui accroît considérablement sa rigidité et sa résistance aux efforts latéraux. Une autre approche consiste à réduire les forces sismiques agissant sur la structure, ce qui est généralement réalisé grâce à l'installation de systèmes d'isolation de base ou de dispositifs de dissipation d'énergie, tels que des amortisseurs. Les sections suivantes présentent un état d'art des différentes techniques de renforcements applicables aux bâtiments existants en béton armé. [34]

I.10.2.1. Première approche : augmentation de la capacite de la structure

- **Ajout de systèmes de contreventement :**

L'ajout d'un système de contreventement dans certains cadres de bâtiments en béton armé et en acier semble être un moyen efficace pour améliorer leurs caractéristiques de rigidité et de résistance. Les éléments ajoutés peuvent être conçus pour absorber pleinement les charges latérales, cependant, un grand soin doit être apporté à leurs connexions ainsi qu'aux charges axiales accrues, qui seront induites sur les poteaux. De plus, étant donné que dans une telle intervention, les travaux sont normalement effectués sur les cadres extérieurs de la structure, la perte de surface habitable et la perturbation de l'occupation sont minimes.

Il existe un certain nombre de types de contreventements différents qui peuvent être utilisés pour les bâtiments en béton armé et en acier :

- **Les contreventements concentriques (CBF) :** sont les renforts les plus courants, dans lesquels les forces sismiques horizontales sont reprises par des entretoises chargées axialement conçues conformément aux codes en vigueurs [34]. Cependant, afin d'obtenir un comportement hystérétique satisfaisant il faut mobiliser au moins 50% de la capacité de traction en compression. [30]
- **Les contreventements excentriques (EBF) :** sont des renforts qui résistent aux forces horizontales par une combinaison d'éléments (entretoises) chargés axialement qui coupent la poutre à une excentricité « e », avec un comportement qui engendre un effort de cisaillement et/ou de flexion au niveau liaisons [34].

Les liens sont utilisés comme mécanismes de dissipation d'énergie qui agissent comme des fusibles mécaniques pour une sollicitation de dimensionnement, empêchant aussi le flambement des entretoises. Ils se caractérisent par une ductilité élevée et par une grande capacité de dissipation d'énergie sous charges sismiques. [30]

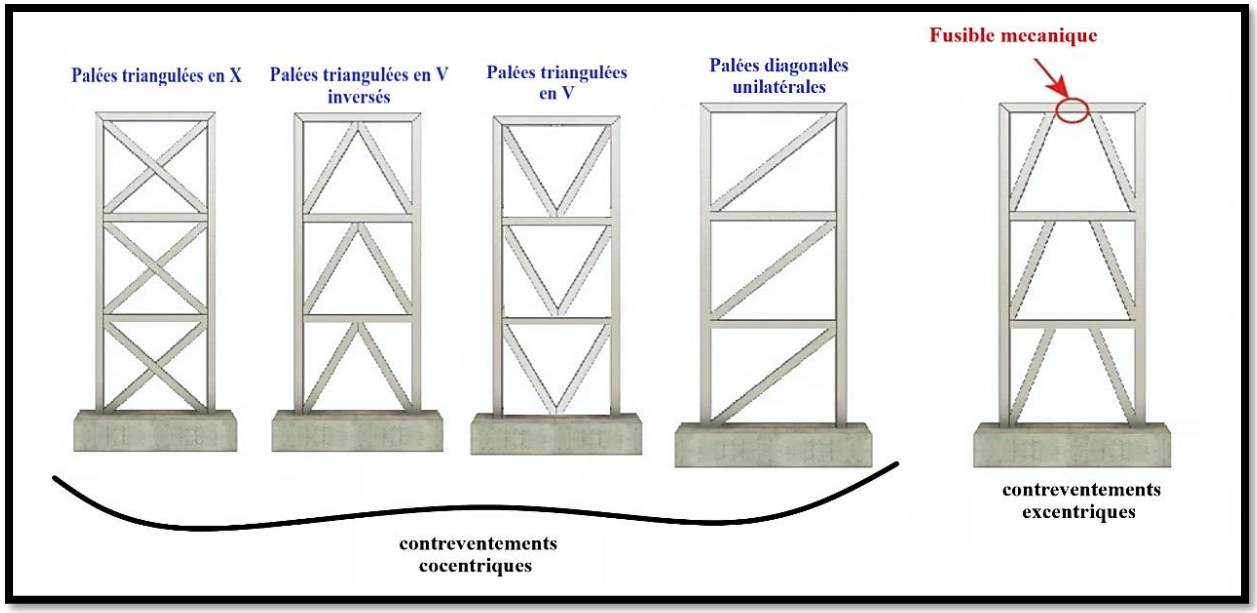


Figure I.10.2.1 : Les différents types de contreventements concentriques et la différence avec les renforts excentriques

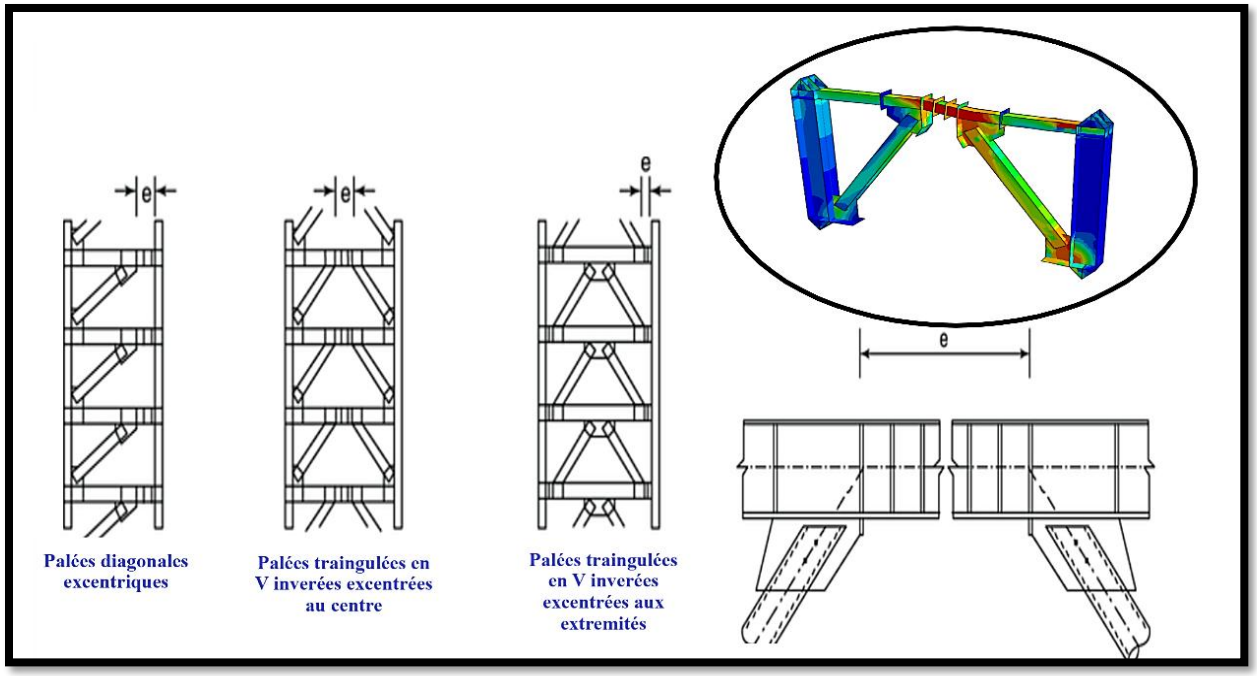


Figure I.10.2.2 : Les différents types de contreventements excentriques

Remarque :

Si les contreventements excentrés bien conçus ne développent plus de modes de défaillance par flambement, cela se fait au détriment de la rigidité latérale du cadre qui encaissera des charges transmises supérieurs. Une solution à ce problème est d'imposer des contreventements concentriques retenus au flambement (BRB). [30]

- **Les contreventements concentriques retenus au flambement (BRB) :** sont considérés comme l'une des options de renforcement les plus modernes, les contreventements concentriques à flambement restreint sont des éléments structuraux qui contrairement aux contreventements traditionnels sont conçus pour éviter le flambement, permettant ainsi une dissipation d'énergie symétrique en traction et en compression. Cela est due à sa composition, tel que ; ce type de renforts est composé d'un noyau en acier (généralement une plaque ou une barre), entouré d'une gaine en mortier ou en béton séparée par une couche d'isolation placée entre le noyau en acier et la gaine pour empêcher l'interaction composite. Cette configuration permet au contreventement de se déformer uniformément sous compression sans flamber, tout en offrant une résistance efficace en traction.

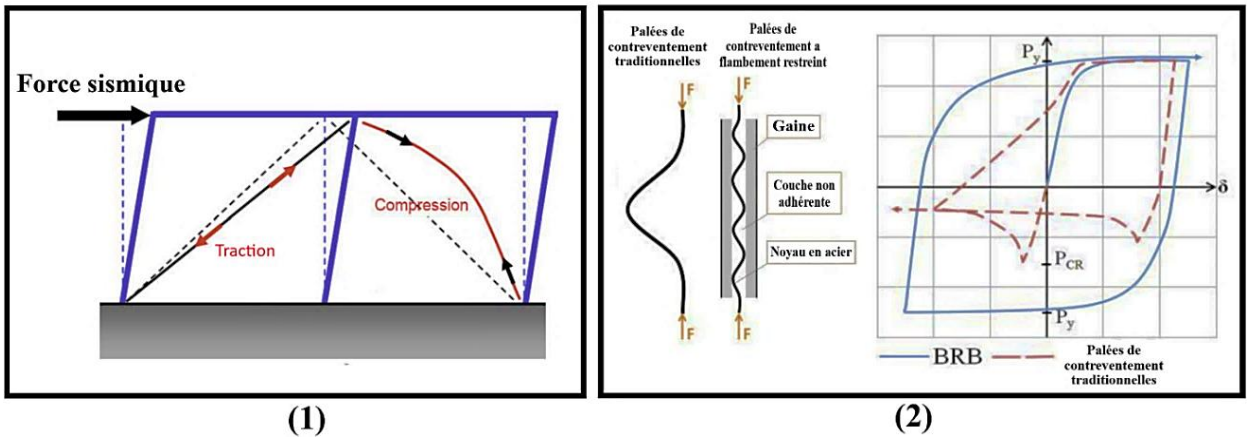


Figure I.10.2.3 : (1) Fonctionnement des palées de contreventements sismique et (2) la différence de comportement entre les contreventements conventionnels et les contreventements à flambement restreint

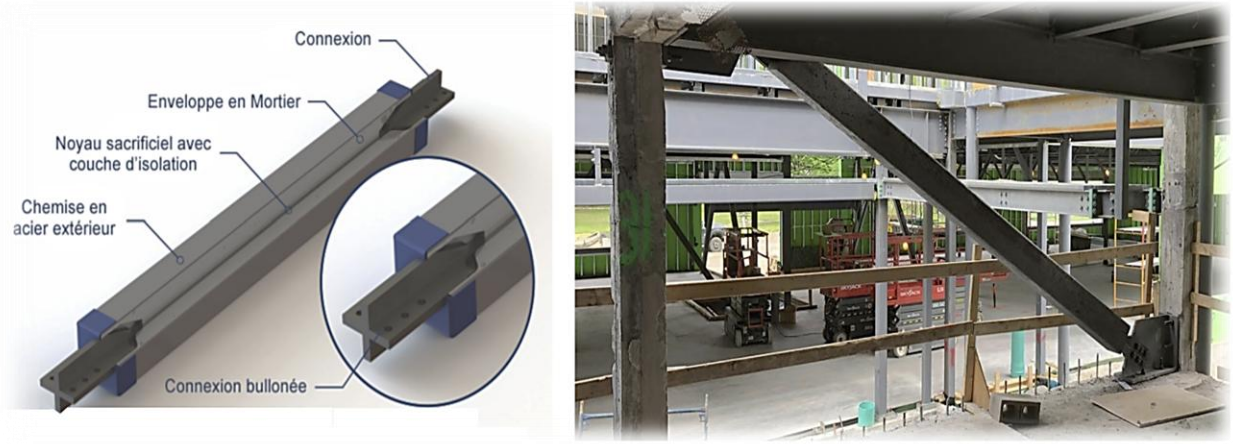


Figure I.10.2.4 : Système de contreventement concentriques a flambement restreint

Cette solution offre une meilleure performance sismique grâce à une dissipation d'énergie accrue et une réduction des déplacements latéraux. De plus, elle offre une meilleure résilience structurelle lors d'événements sismiques et un mode de défaillance prévisible. [35]

Remarque :

Les renforts en V et en V inversé doivent être utilisés avec prudence en raison de la probabilité d'endommager la poutre à mi-portée pour les structures en acier. De plus ; le contreventement en K est généralement déconseillé dans les régions sismiques en raison du risque de défaillance de poteaux si l'entretoise de compression se déforme. [34]

- **Les types d'entretoises :**

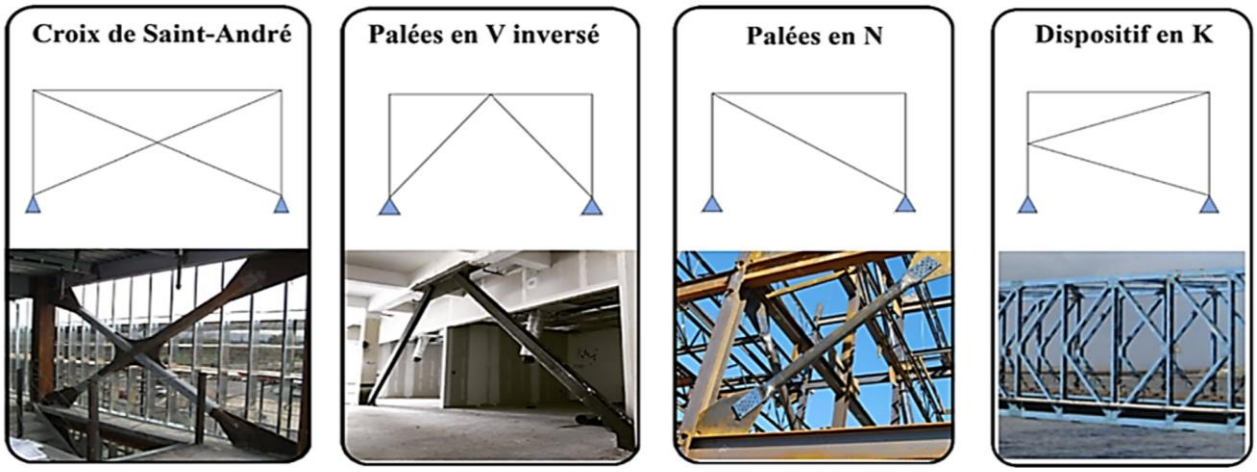


Figure I.10.2.5 : Illustration des dispositifs de contreventement en acier les plus utilises

Remarque :

Malgré ses avantages en termes de performance mécanique, cette technique nécessite une attention particulière à la conception et à l'exécution des connexions entre les portiques et les palées de contreventement pour garantir la compatibilité des comportements entre les deux systèmes. Les modes d'assemblages par connexion monolithique par soudure ou la solidarisation par boulonnage visent à résoudre le défi de connecter deux systèmes ayant des comportements mécaniques différents (le mode de déformation prédominant des entretoises est en flexion, tandis que celui des portiques est en cisaillement). [23]

Les principaux avantages et inconvénients de la mise en place des systèmes de contreventements avec des entretoises en aciers sont résumées ci-dessous : [33]

Tableau I.10.2.1.1 : Avantages et inconvénients des dispositifs de contreventement en acier

Avantages	➢ Meilleure répartition des efforts. ➢ Structure légère sans fondations propres. ➢ Travaux légers.
Inconvénient	➢ Peut-être inacceptable architecturalement. ➢ Modification des espaces intérieurs. ➢ Risque de créer des irrégularités en élévation. ➢ Nécessite un calcul complet du bâtiment. ➢ Peut provoquer des endommagements aux niveau des nœuds.

- **Ajout de nouveaux voiles de contreventement :**

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions qui présentent dans leur plan une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, tandis qu'ils présentent une raideur hors plan négligeable. [23]

Pour les bâtiments présentant une insuffisance de résistance ou un nombre de voiles insuffisant, il est nécessaire de prévoir l'ajout de nouveaux voiles de contreventement afin d'augmenter la capacité de résistance de la structure à reprendre plus d'efforts horizontaux. Ces voiles doivent être placés à des endroits bien choisis afin de diminuer l'effet de la torsion et repartir mieux les efforts latéraux en cas de séisme. [33]

La façon la plus commode d'introduire de nouveaux murs de contreventement est celle du remplissage partiel ou complet des cadres existants. Tel que, des murs refends sont reliés aux poteaux et aux poutres des portiques existants de façon à assurer à travers cette assemblage un bon transfert des charges entre les anciens et les nouveaux éléments.

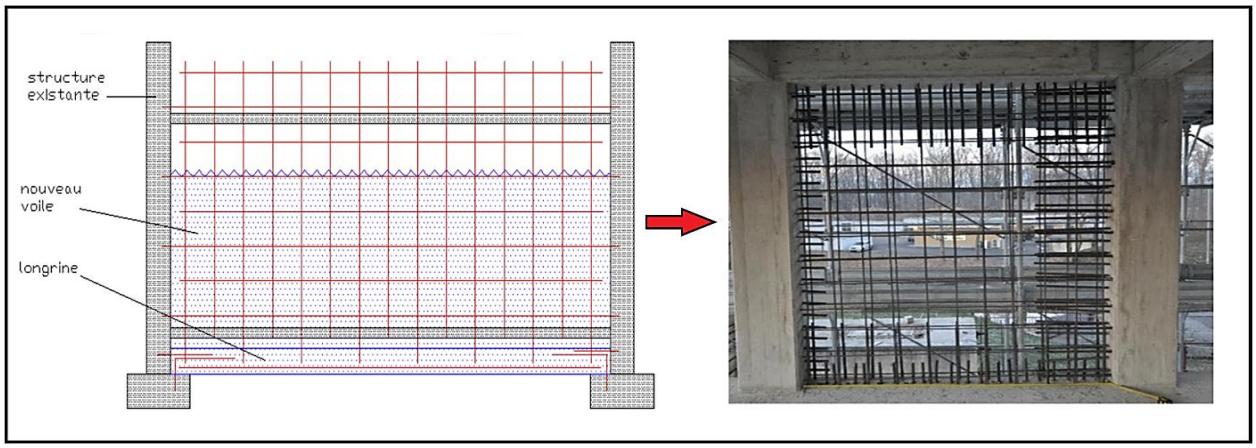


Figure I.10.2.6 : Pose du ferraillage du voile de contreventement ajoutée

Remarque :

Pour garantir un comportement monolithique, un liant époxyde est mis en place tout au long de l'interface de l'ancien et du nouveau béton pour assurer une bonne adhérence entre les matériaux, ainsi qu'un transfert optimal des charges.

Le remplissage des portiques par des voiles en béton armé peut être éventuellement appliqué à la fermeture au bouchage d'ouvertures, afin de donner une fonction de contreventement à un mur (façade par exemple) [33]. Les voiles en béton armé peuvent être placés sur la périphérie de la structure ou à l'intérieur. Dans le premier cas, la mise en œuvre est généralement plus aisée, dans ce cas le ferraillage vertical de flexion et celui de cisaillement doivent être continu sur toute la hauteur du voile. Pour les voiles placés à l'intérieur de la structure ; ils sont liés aux planchers à l'aide des barres longitudinales passants à travers des perforations réalisés dans le plancher. Afin d'éviter toute rupture fragile à la compression du béton, un confinement adéquat par des cadres doit être placé aux extrémités des voiles. [36]

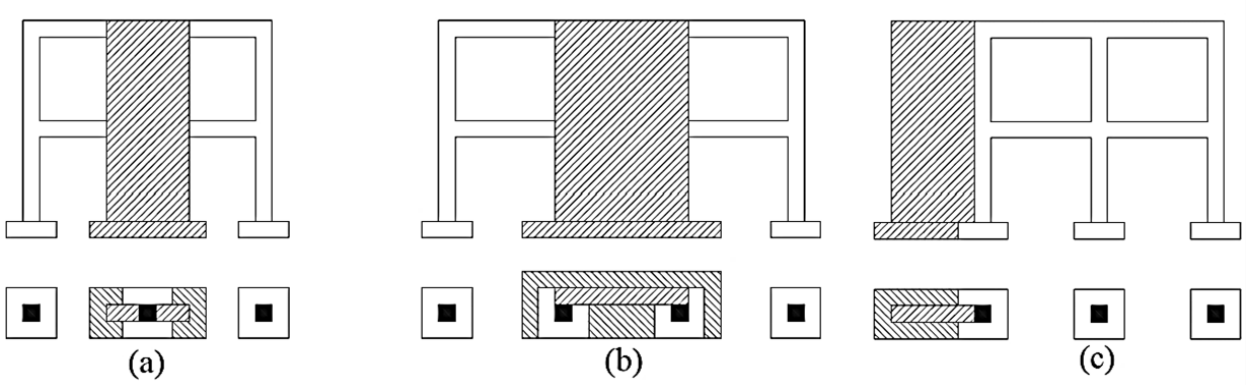


Figure I.10.2.7 : Les différents modes de mise en place des voiles de contreventement

Remarque :

Même si la résistance globale de la structure est augmentée, cette opération alourdit le bâtiment et nécessite la vérification de la structure en conséquence. Les nouveaux contreventements transmettent des efforts à des endroits qui n'étaient pas sollicités, ou l'étaient moins. En particulier les nouvelles charges sur les fondations qui risque d'augmenter.

Les avantages et les inconvénients de cette méthode sont recapitules dans le tableau suivant [33] :

Tableau I.10.2.1.2 : Avantages et inconvénients de l'ajout de nouveaux voiles de contreventements

Avantages	➢ Contribue à réduire la torsion. ➢ Permet une meilleure répartition des efforts. ➢ Méthode relativement facile.
Inconvénients	➢ Peuvent-être inacceptable architecturalement. ➢ Modification des espaces intérieurs ou des façades. ➢ Report des charges sur des zones faibles. ➢ Risque de créer des irrégularités en élévation. ➢ Intervention lourde. ➢ Nécessite un renforcement du système de fondation. ➢ Nécessite un calcul complet du bâtiment.

➢ **Renforcement du système de fondations :**

Le renforcement des fondations représente une intervention technique délicate qui nécessite une approche méthodique et adaptée à chaque contexte. Lorsque des éléments structuraux massifs sont introduits dans un bâtiment existant comme le cas de nouveaux voiles de contreventement, la stabilité globale de l'ouvrage dépend également de la capacité des fondations à transmettre efficacement les charges additionnelles au sol. [23]

Face à ce défi, deux solutions sont possibles :

- **La construction des nouvelles fondations** au-dessous des murs et les connecter avec le système de fondation existant afin d'assurer le transfert des charges de part et autres des zones de travail grâce à des dispositifs de transfert comme des longrines, des chaînages horizontaux ou des systèmes de pontage ou des précontraintes latérales.

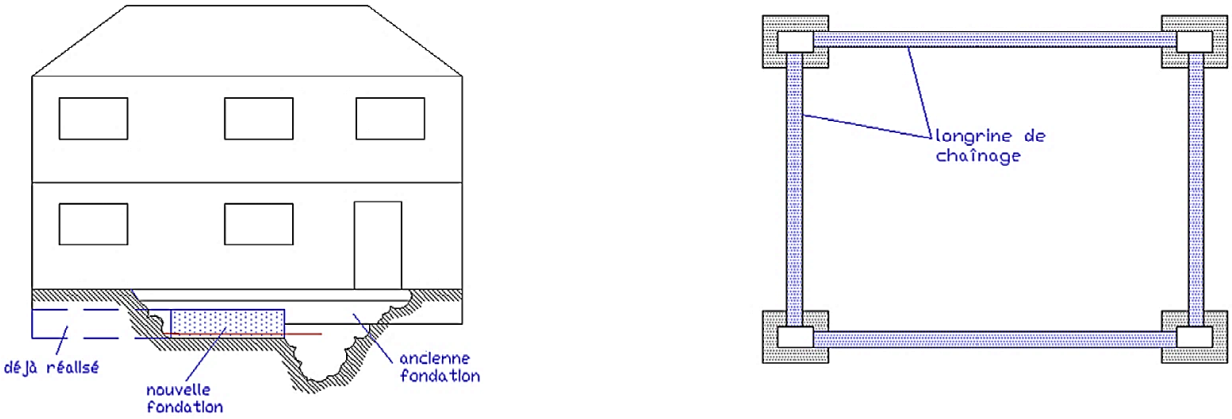


Figure I.10.2.8 : Dispositif de mise en place des nouvelles fondations

- **La reprise en sous-œuvre d'une semelle existante**, cette technique est adaptée tant aux constructions anciennes qu'aux structures récentes sous-dimensionnées. Trois objectifs peuvent être recherchés [23], [5] :
  - L'augmentation de la surface de contact avec le sol par l'augmentation des dimensions en plan de la semelle sans surépaisseur.
  - L'augmentation de la rigidité de la semelle par la réalisation d'une surépaisseur sans augmentation de la surface de la semelle autour de la section du poteau. Ce chemisage permet d'avoir une ceinture assez rigide assurant une bonne transmission des forces inclinées.
  - Une solution mixte en combinant les deux dernières approches par augmentation de la surface de la semelle avec surépaisseur.

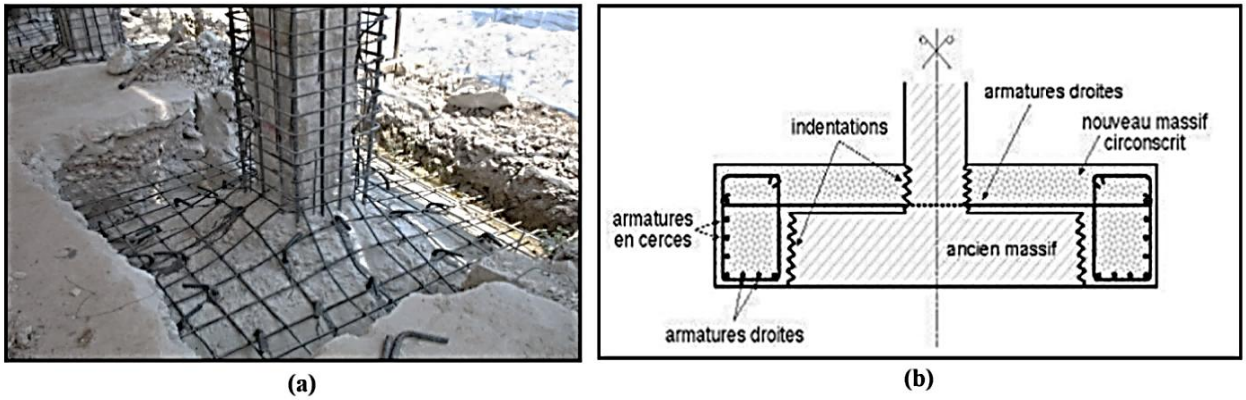


Figure I.10.2.9 : (a) Cas de renforcement d'une fondation sous poteau chemisé, (b) Schéma de d'augmentation de la surface d'une semelle existante avec une surépaisseur

Les avantages et les inconvénients de cette méthode sont récapitulés dans le tableau suivant [33] :

Tableau I.10.2.1.3 : Avantages et inconvénients de l'action sur les fondations

Avanatges	➢ Évite les fissures dues aux tassements différentiels. ➢ Augmentation de la capacite portante admissible de la structure.
Inconvénients	➢ Nécessite une reprise en sous œuvre. ➢ Intervention lourde. ➢ Susceptible de créer des désordres sur les éléments comme les murs lors des travaux (tassements, décompression…). ➢ Accessibilité délicate et limitée. ➢ Peut perturber le comportement du sol suite aux travaux.

I.10.2.1. Deuxième approche : réduction de l'action sismique :

Dans la plupart des cas, Les approches traditionnelles de renforcement sismique par les méthodes de renforcement qui visent à accroître la résistance latérale et la rigidité d'une structure peuvent être utilisées pour atténuer le risque sismique. Cependant, leur applicabilité n'est pas toujours possible, et ce pour un certain nombre de raisons. Tout d'abord, comme elles provoquent généralement une augmentation de la rigidité latérale, des forces sismiques plus élevées sont introduites sur la structure. Cette augmentation des forces peut fragiliser les fondations et potentiellement provoquer un basculement complet du bâtiment [30].

Un autre inconvénient de ces méthodes est qu'elles ne réduisent pas les accélérations transmises par le sol lors d'un séisme. Ces accélérations peuvent entraîner des conséquences graves sur les éléments non structurels du bâtiment. Par exemple, pour les bâtiments abritant des équipements sensibles, comme les hôpitaux, il est crucial de limiter ces oscillations. Une approche alternative consiste donc à réduire les sollicitations sismiques plutôt que d'augmenter la résistance de la structure. Cette stratégie peut être mise en œuvre grâce à des systèmes d'isolation à la base ou des dispositifs de dissipation d'énergie, tels que les amortisseurs sismiques. [30]

De nombreux nouveaux systèmes ont été mis au point, soit pour réduire les forces sismiques agissant sur la structure ou d'absorber une partie de l'énergie sismique.

- **Système d'isolation à la base :**

L'objectif de l'isolation du bâtiment à sa base est de découpler le bâtiment (superstructure) du sol de fondation de la sous-structure, de sorte que le bâtiment soit réellement soumis à un minimum de vibrations lors d'un fort mouvement du sol. [34]

L'isolation à la base repose sur le principe considérant que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, alors, les accélérations transmises à la structure sont considérablement réduites. En

revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur, d'où la nécessité d'avoir des amortisseurs pour la maitrise de ces déplacements. [30]

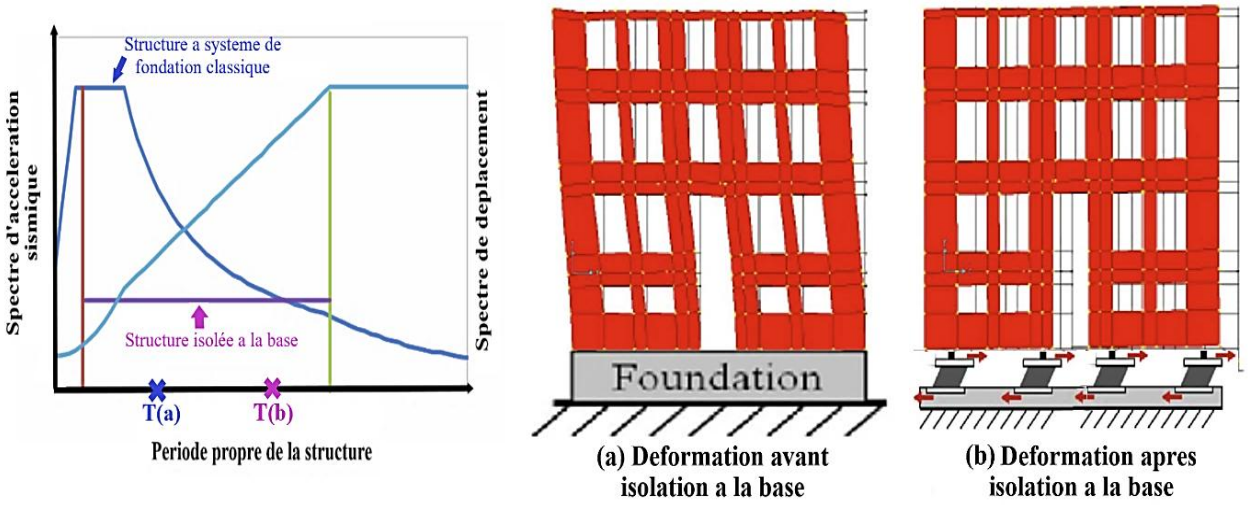


Figure I.10.2.10 : Réponse de la structure sous l'action sismique dans le cas de fondations isolées ou encastrées

L'isolation de la base est assurée par l'utilisation de diverses solutions. Il existe principalement deux familles d'isolateurs sismiques :

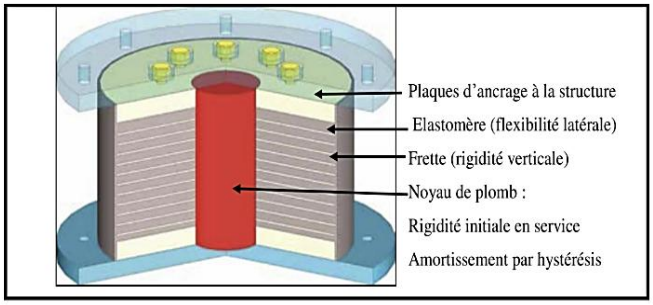
- **<u>Systèmes à base d'élastomère</u>**

  - **Les isolateurs à amortissement élevé (HDRB) :** ils utilisent un système de couches alternées de caoutchouc spécial qui sont obtenus après une étape de vulcanisation du latex et de plaques d'acier, offrant un équilibre optimal entre rigidité verticale et flexibilité horizontale [37]. Ils fournissent un grand coefficient d'amortissement (supérieur à 10%) ainsi qu'une grande capacité de déplacement et un module de cisaillement réduit. [38]

  - **Isolateurs à noyaux à plomb (LRB) :** L'isolateur à base d'élastomère avec noyau de plomb est un dispositif parasismique qui combine flexibilité latérale et rigidité verticale. Sa conception repose sur un élastomère à faible module de cisaillement (≈1 MPa) permettant de grandes déformations latérales, et des plaques de renforcement (frettes) en acier qui servent à empêcher le gonflement de l'élastomère, augmenter la rigidité verticale et retenir l'expansion latérale sous compression [39].
    Les isolateurs à noyau de plomb se distinguent par leur durabilité et leur absence de maintenance. Ils peuvent absorber une grande quantité d'énergie et permettre des mouvements horizontaux importants, allant jusqu'à 200% de leur hauteur. Leur capacité de retour élastique assure un retour à la position initiale après le séisme. [37]



Isolateur à amortissement élevé



Isolateur à noyau à plomb

Figure I.10.2.11 : Les différents systèmes d'isolateurs élastomères

Remarque :

Les performances de l'isolateur dépendent de sa géométrie, tel que :

- Une hauteur plus importante réduit la rigidité latérale
- Des couches d'élastomère plus fines entre les frettes augmentent la résistance verticale

- **Systèmes d'isolateurs à glissement :**
  - **Les isolateurs pendulaires à friction (FPS) :** propose une approche différente en utilisant le principe de la friction pour dissiper l'énergie sismique et prendre en compte les rotations. Par leur conception ingénieuse, basée sur une sphère en acier glissant sur une surface concave, permet non seulement de réduire les dimensions du dispositif mais aussi de contrer efficacement les effets de torsion sur la structure.

    Ces systèmes d'isolation trouvent leur application principale dans les infrastructures critiques qui doivent maintenir leur fonctionnalité même après un séisme majeur, telles que les hôpitaux, les casernes de pompiers, les aéroports ou encore les bâtiments historiques. [37]



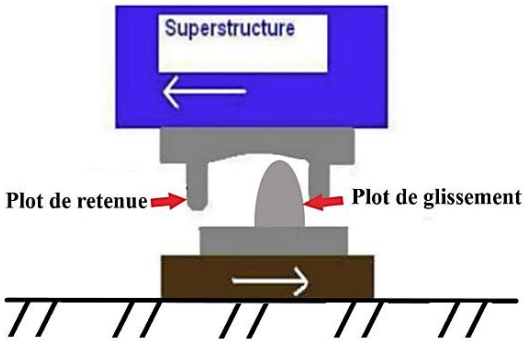


Figure I.10.2.12 : Représentation et schématisation d'un isolateur pendulaire à friction

Remarque :

La forme concave de la partie supérieure assure une protection optimale, car même si les forces sont très importantes il n'y a pas d'effet de butée du plot de glissement contre les plots de retenue, car la vitesse est fortement diminuée. [38]

Tableau I.10.2.1.1 : Comparaison entre les deux familles d'appuis parasismiques

Système a élastomère (LRB/HDRB)	Système a glissement (FPS)
▪ Composés de couches alternées de caoutchouc et d'acier. ▪ Nécessitent une maintenance périodique due aux propriétés du caoutchouc. ▪ Excellente capacité d'amortissement, surtout avec noyau de plomb. ▪ Retour automatique à la position initiale. ▪ Performance peut être affectée par les conditions environnementales. ▪ Coût modéré.	▪ Basés sur le principe du pendule inversé et de la friction. ▪ Maintenance minimale requise. ▪ Amortissement par friction. ▪ Dimensions plus compactes. ▪ Performance stable indépendante des conditions sismiques. ▪ Plus efficaces contre la torsion. ▪ Coût d'installation plus élevé. ▪ Meilleure durabilité à long terme.

- **Critères de choix entre les types d'appuis parasismiques :**

Le choix entre ces deux systèmes dépend principalement :

- Des conditions du site,
- Du budget disponible,
- Des exigences de maintenance à long terme.

Les avantages et les inconvénients de cette technique peuvent être résumés comme suit : [33]

Tableau I.10.2.1.2 : Avantages et inconvénients des systèmes d'isolation a la base

Avantages	➢ Niveau de protection supérieur aux exigences standards des règles parasismiques. ➢ Maintien de l'exploitation des bâtiments même après des séismes majeurs. ➢ Dommages minimes aux équipements et éléments non structuraux. ➢ Conservation de l'intégrité et de la fonctionnalité des appuis après un séisme. ➢ Calcul structural simplifié grâce au comportement élastique. ➢ Meilleure adaptabilité aux formes architecturales complexes ou asymétriques. ➢ Comportement du bâtiment principalement dépendant des appuis plutôt que de sa forme.
Inconvénients	➢ Nécessité d'une conception spéciale des éléments de liaison (escaliers, tuyauterie, réseaux) pour accommoder les déplacements. ➢ Attention particulière requise pour les réseaux sensibles (gaz, protection incendie). ➢ Obligation de prévoir des joints de séparation plus larges entre bâtiments. ➢ Contraintes importantes sur les modifications futures du bâtiment. ➢ Risque de compromettre le comportement dynamique initial en cas de modifications structurelles. ➢ Coûts potentiellement élevés pour les adaptations ultérieures. ➢ Surveillance accrue des changements de charge ou de rigidité.

I.11. Procédure de renforcement

La démarche générale à suivre dans tous les cas de renforcement comporte les actions suivantes :

- Etude de l'état de la construction à réparer ou à renforcer.
- Définition des objectifs à atteindre.
- Choix des moyens et méthodes à utiliser.
- Etude détaillée de l'opération.

Avant de choisir la solution optimale de renforcement et/ou réparation, il faut que l'étude préliminaire prenne en compte les données réelles du bâtiment et envisager toutes les solutions avec leurs avantages et inconvénients. [32]

I.12. Conclusion

La stratégie de confortement est dictée par les résultats de l'évaluation de la vulnérabilité du bâtiment. Ainsi, si l'évaluation révèle des insuffisances de résistance au séisme et/ou de capacité de déformation seulement dans certains éléments, alors seuls ces éléments seront renforcés. En revanche, si les manques se retrouvent dans une partie du bâtiment par exemple : les irrégularités par rapport à la configuration structurelle, un étage flexible… alors la solution de confortement se penchera vers une solution d'amélioration du comportement global du bâtiment, soit par augmentation de sa résistance, par augmentation de sa ductilité ou encore par réduction des efforts transmis à la structure. [40]

Les techniques de renforcement des structures existantes offrent des solutions innovantes pour prolonger la durée de vie des ouvrages et garantir leur sécurité. De l'utilisation de matériaux conventionnelles comme le béton et l'acier, aux matériaux composites comme les tissus de polymères renforcés par fibres aux méthodes d'isolation du sol, ces approches permettent d'adapter les structures anciennes aux exigences modernes. Le choix de la technique appropriée dépend de nombreux facteurs, nécessitant l'expertise d'ingénieurs spécialisés pour élaborer des solutions sur mesure. Tous les problèmes structurels ont plus d'une solution technique, et le choix de la solution la plus adéquate reposera sur l'évaluation économique des alternatives. Les clients éclairés s'assureront que cette évaluation inclut le coût total qui sera encouru pendant la mise en œuvre des travaux avec un coût initial minimum tout en répondant aux objectifs de performances initialement définis. [41]

À l'échelle du parc immobilier existant à Alger, ville exposée à un risque sismique important, le confortement des immeubles est une préoccupation majeure pour les autorités afin d'assurer la sécurité et le confort des occupants. [37]

Afin de mettre en pratique toute les notions abordées dans ce chapitre, on traitera dans les chapitres suivants un cas d'étude réel de vulnérabilité sismique d'un ancien bâtiment en béton armé implanté à Alger, et des solutions de renforcement seront proposées.

CHAPITRE II :
Présentation du projet

II.1. Situation du projet

Le projet étudié concerne l'ancien bâtiment du consulat de France à Alger, construit au début des années cinquante. Situé entre le boulevard du 1er Novembre et la place des Martyrs. Cette zone urbaine et dynamique chargée d'histoire est classée comme zone a sismicité élevée (zone VI) selon le nouveau règlement parasismique Algérien RPA 2024.

L'immeuble dit « bâtiment de l'amirauté » est composé de trois blocs distincts ; deux blocs en R+9 (Bloc A et B) et un bloc en R+6 (Bloc C). Chaque bloc comprend un niveau de sous-sol, un rez-de-chaussée à usage commercial, des étages à usage de bureaux et une terrasse inaccessible. Ces trois entités sont physiquement séparées par des joints de dilatation qui permettent à chaque bloc de se comporter de manière indépendante lors de sollicitations sismiques ou de variations thermiques.



Figure II.1.1 : Image satellitaire situant le projet

II.2. Description architecturale du projet :

Le bâtiment se compose de trois blocs fonctionnels distincts, chacun avec ses propres caractéristiques dimensionnelles, mais partageant une conception structurelle commune.



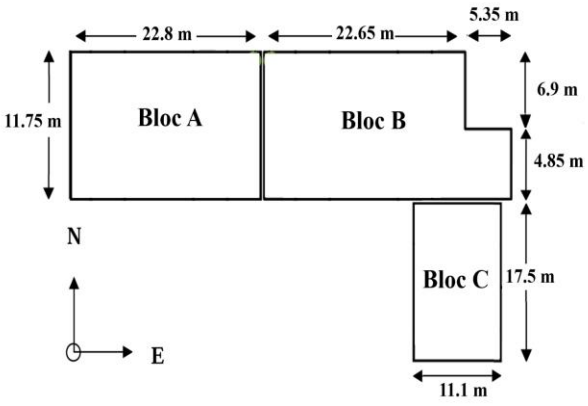


Figure II.2.1 : Vue de face cote placette (à gauche), dimensions en plan (à droite)

Les trois blocs présentent une hauteur proportionnée à leur environnement urbain ; Les blocs « A » et « B » atteignent environ 33 mètres de hauteur depuis le niveau de la rue, tandis que le bloc « C » s'élève approximativement à 24 mètres, créant une transition volumétrique harmonieuse.



(a) (b)

Figure II.2.2 : (a) Vue de la terrasse du bloc "A" / (b) Vue de la terrasse du bloc "C".

Les façades sont traitées selon une expression architecturale contemporaine, et une composition des ouvertures qui respecte une trame régulière, reflétant l'organisation structurelle interne tout en offrant une lecture claire et élégante des volumes.



Figure II.2.3 : Vue de face de l'immeuble sous différents angles

Les plans architecturaux de chaque niveau ont étés obtenus à la suite de la consultation des archives du dossier génie civil, ainsi qu'un ensemble de relevés métriques in situ. Permettant de définir avec précision les dimensions en plan, les sections des éléments structuraux (poteaux et poutres) ainsi que leurs entraxes et la distribution des espaces. Les figures qui suivent représentent les plans architecturaux.

II.2.1. Caractéristiques géométriques de la structure

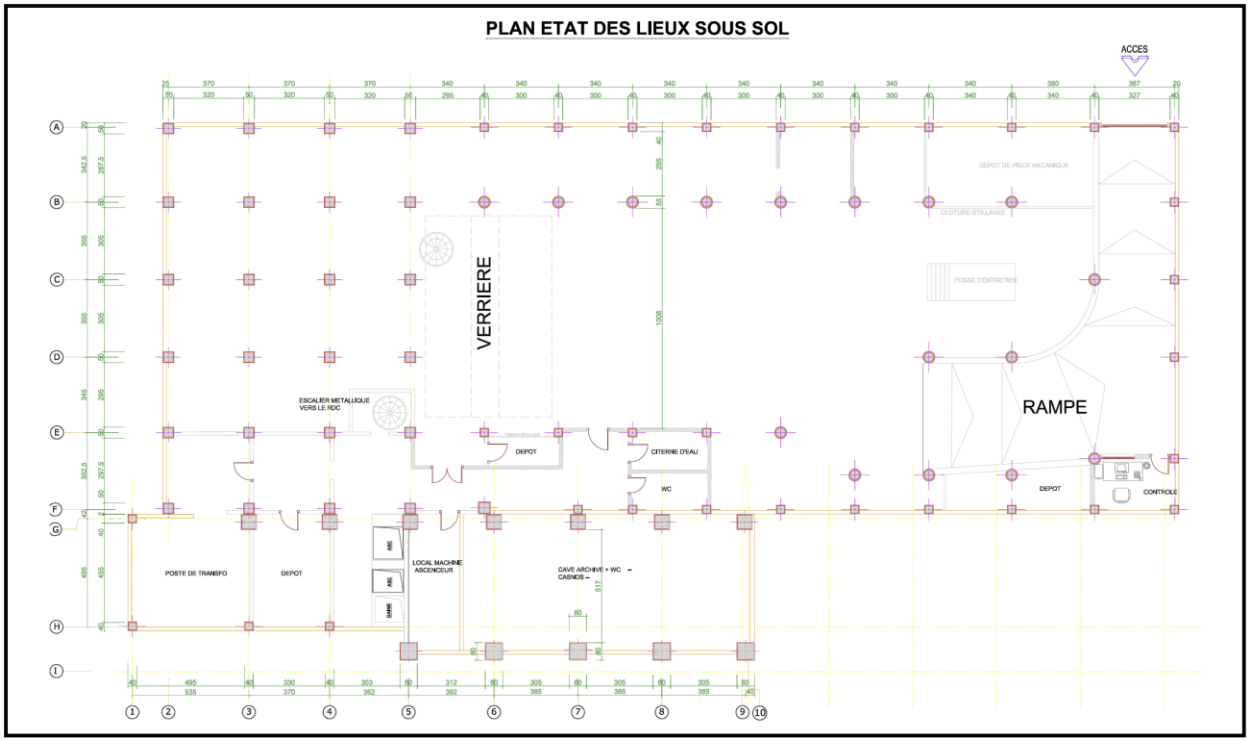


Figure II.2.4 : plan architectural du sous-sol

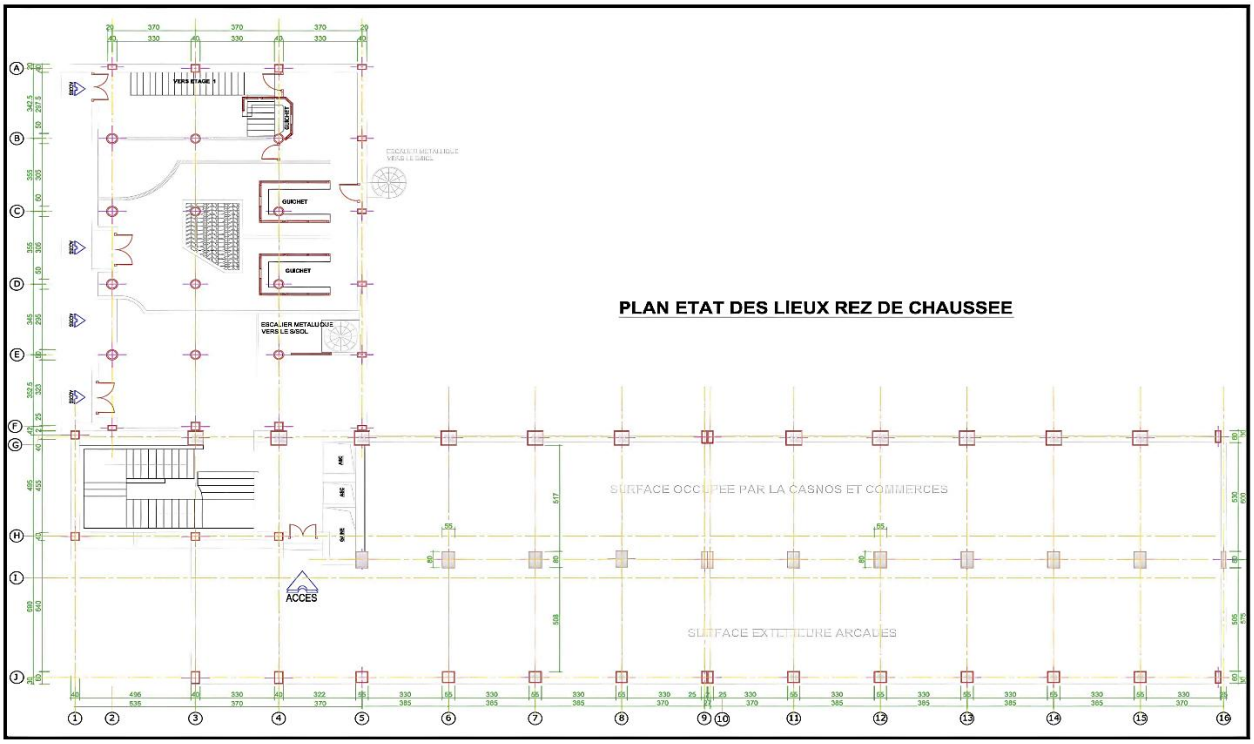


Figure II.2.5 : plan architectural du rez-de-chaussée

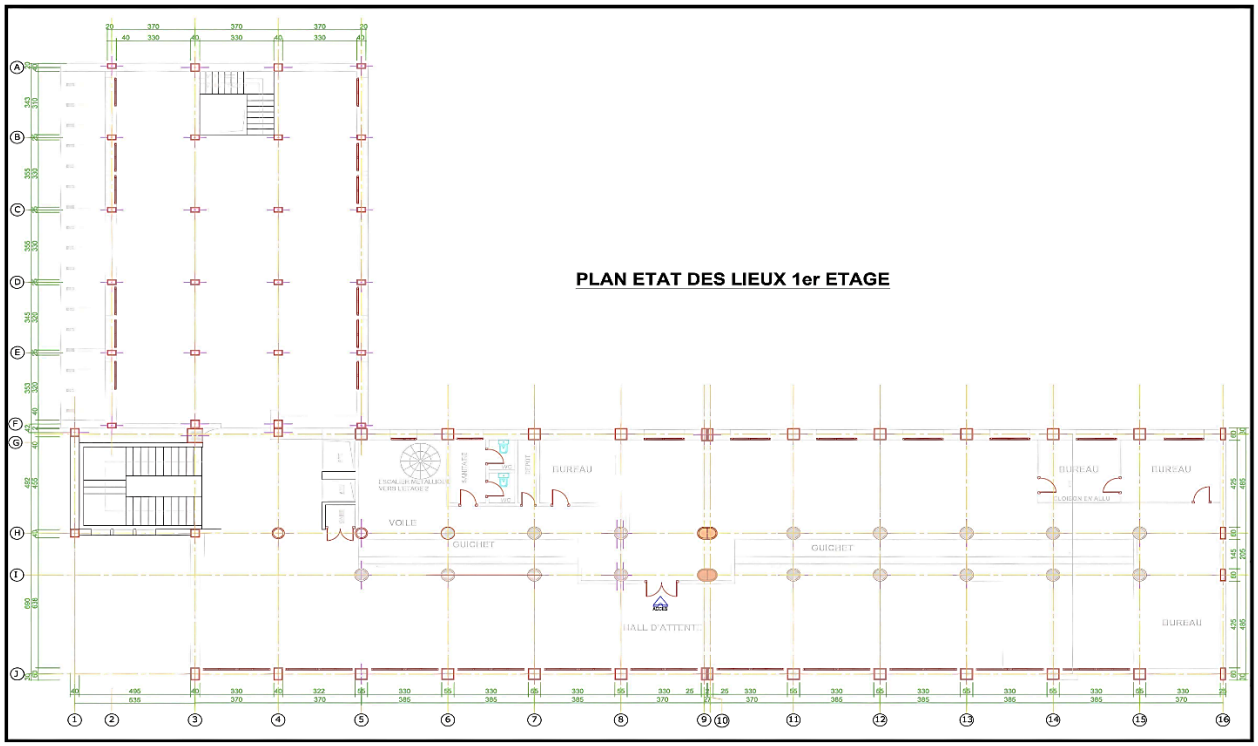


Figure II.2.6 : plan architectural du premier étage

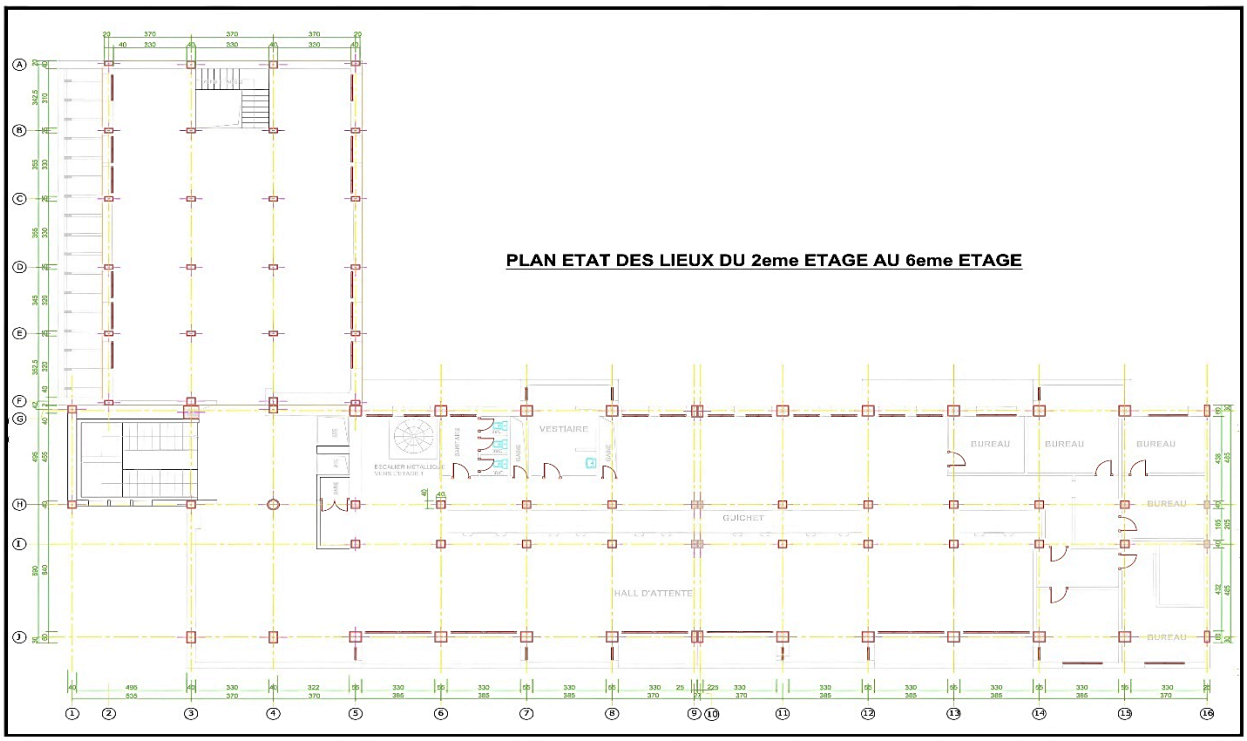


Figure II.2.7 : plan architectural appliqué du 2eme au 6 étage



Figure II.2.8 : plan architectural appliqué du 7eme étage a la terrasse

II.2.2. Caractéristiques géométriques des éléments structuraux

Les dimensions des éléments structuraux sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.2.1 : Liste des sections des éléments structuraux par bloc

Bloc	Nature du bloc	Niveau	Poteaux (cm)	Poutres (cm)
A	R+9	RDC	55*55	35*60 25*20 (Poutre noyée)
			25*60	
		Autres étages	40*40	
			25*40	
			Φ 45	
			Φ 60	
B	R+9	RDC	55*55	
			25*60	
		Autres étages	40*40	
			25*40	
			Φ 45	
			Φ 60	
C	R+6	RDC	40*40	25*40 25*20 (Poutre noyée)
			Φ 45	
		Autres étages	25*40	
			40*40	

II.3. Description du système structurel

II.3.1. Ossature

Le système porteur est constitué de portiques auto-stables (poutres et poteaux) en béton armé selon les deux sens orthogonaux, avec un remplissage en maçonnerie dense sur la périphérie comportant de grandes ouvertures. Le sous-sol des trois blocs est ceinturé par un voile périphérique d'une épaisseur de 16cm

II.3.2. Les planchers

Les planchers sont réalisés en corps creux, avec une épaisseur du composite de 21 cm, répartie comme suit : 16 cm d'éléments de corps creux allégés (hourdis) et 5 cm de dalle de compression en béton armé.

II.3.3. Joints de dilatations

Les trois blocs sont physiquement séparés par des joints de dilatation de 20mm de largeur afin de limiter les effets de torsion complexes qui pourraient affecter une structure monolithique de grande envergure comme la nôtre.

II.4. Caractéristiques des matériaux

Une expertise approfondie de la structure, réalisée en 2009 par une équipe d'ingénieurs experts, a permis d'identifier et d'évaluer l'ampleur des désordres apparents affectant l'ouvrage. Cette investigation a mis en évidence plusieurs pathologies principalement d'ordre non structurel.

Outre les défauts habituels d'exécution et d'infiltrations d'eaux, l'analyse a révélé d'autres facteurs influençant la dégradabilité du bâtiment. Parmi ces facteurs figurent le taux d'humidité (particulièrement élevé caractéristique de la zone), la présence de sels marins dans l'air due à la proximité à la mer, ainsi qu'au vieillissement naturel du béton compte tenu de l'âge de la construction. Ci-dessous, on présente quelques pathologies observées :

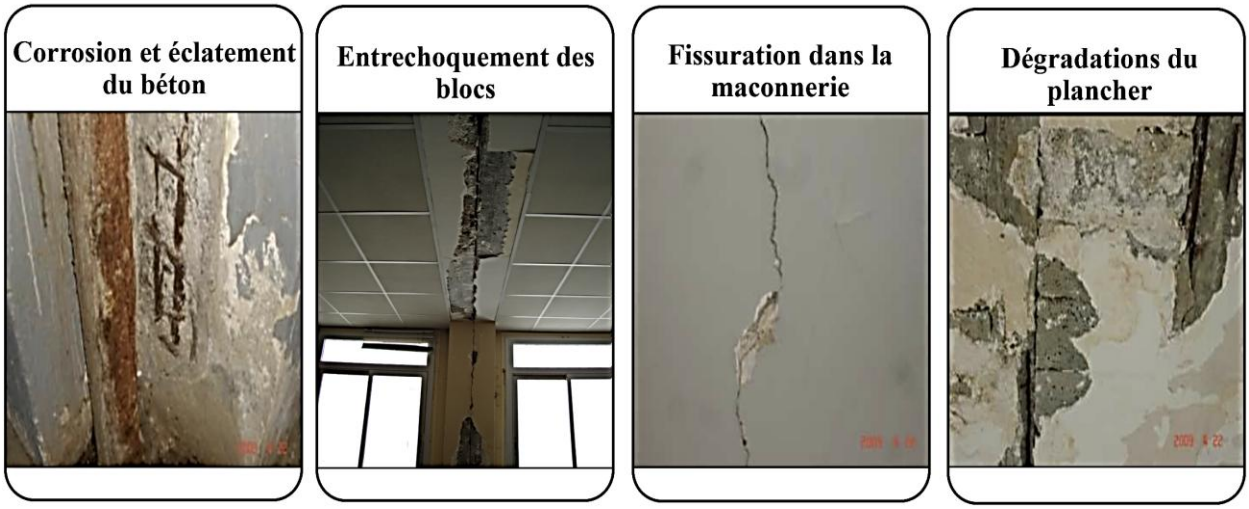


Figure II.4.1 : Exemples de pathologies relevées lors de l'expertise

Ces observations, bien que préoccupantes pour la durabilité de l'ouvrage, n'ont pas révélé de déficiences structurelles majeures compromettant sa stabilité.

Les caractéristiques mécaniques des éléments structuraux de la construction ont été obtenues à partir des essais non destructifs, afin d'apprécier la qualité du béton mis en œuvre. L'interprétation et la corrélation entre les résultats des différents essais (scléromètre et ultrason) a permis de caractériser le béton comme ayant une contrainte caractéristique de compression moyenne égale à 30 MPa. L'essai au pachomètre a permis quant à lui de déceler le nombre de barres sur certains éléments structuraux en fonction de leurs largeurs. Tel que :

Tableau II.4.1 : les armatures décelées de l'essai au pachomètre

Largeur de l'élément structurel (cm)	Nombre de barres par face
30	3
35	4
40	5
60	6

II.5. Charges et surcharges

II.5.1. Charges permanentes

Une évaluation sur la base d'un poids volumique moyen estimé à $2.5KN/m^3$ pour le béton armé, a permis de définir la charge surfacique du plancher en corps creux à $5.9\ KN/m^2$.

II.5.2. Les surcharges d'exploitation

Pour un immeuble à usage de bureaux, les valeurs des surcharges d'exploitations sont prises égales à 1 et $2{,}5\ KN/m^2$ respectivement au niveau de la terrasse et des étages courants, conformément au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

II.6. Conclusion

Ce chapitre de présentation a permis d'établir une description générale et complète de l'ouvrage étudié. L'analyse architecturale a révélé sa composition, l'étude structurelle a mis en lumière les choix techniques adoptés et l'expertise a permis de relever l'état du bâtiment et les caractéristiques mécaniques de ses matériaux.

Ce diagnostic plus au moins complet fournit ainsi une base solide pour l'étape suivante, qui visera à modéliser numériquement cette structure, en tenant compte de toutes les données relatives aux caractéristiques physiques et mécaniques réelles de l'ouvrage.

CHAPITRE III :
Modélisation et analyse de la structure

III.1 Introduction

La modélisation numérique d'une structure existante constitue une étape clé dans le processus d'évaluation de sa vulnérabilité sismique. Au terme de l'examen approfondi des caractéristiques architecturales et structurelles de notre cas d'étude, il convient désormais de traduire ces informations en un modèle numérique représentatif, capable de simuler le plus fidèlement possible le comportement dynamique de l'ouvrage.

Cette modélisation ne se limite pas à une simple reproduction géométrique, mais intègre l'ensemble des particularités structurelles identifiées lors de la phase de diagnostic. La précision de cette représentation numérique conditionne directement la fiabilité des analyses et des conclusions qui en découleront.

L'objectif dans ce chapitre est d'évaluer le comportement et la réponse dynamique de la structure à son état actuel face aux sollicitations sismiques, de vérifier la conformité de la conception vis-à-vis des prescriptions du RPA 2024, et d'identifier les zones potentiellement vulnérables nécessitant une analyse particulière. L'étude dynamique permettra d'estimer la performance structurelle du bâtiment dans sa configuration actuelle et de déterminer les éventuelles interventions nécessaires pour garantir sa pérennité face aux risques sismiques élevés dans la région d'Alger.

III.2 Méthodologie de l'analyse

L'approche suivie pour effectuer l'analyse complète de la structure existante se déploie en quatre phases :

- La modélisation numérique à l'aide d'un logiciel de calcul structurel permettant l'analyse tridimensionnelle par éléments finis.
- Définition des sollicitations sismiques conformément au Règlement Parasismique Algérien 2024.
- L'analyse modale spectrale pour déterminer la réponse dynamique de la structure.
- L'interprétation des résultats et l'identification des zones critiques présentant des insuffisances potentielles face aux sollicitations sismiques.

Au bout de cette analyse dynamique, la performance structurelle du bâtiment dans sa configuration actuelle pourra être mesurée et les marges de sécurité disponibles pourront être quantifiées.

III.3 Modélisation de la structure

Dans cette présente étude, la modélisation de l'immeuble de l'Amirauté a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS. Cependant, contrairement à la conception d'une structure neuve où les paramètres sont idéaux, la modélisation d'un bâtiment existant doit tenir compte des réalités du terrain : matériaux vieillis, déformations permanentes, fissures existantes, et modifications structurelles intervenues au fil du temps. Ces informations proviennent d'une synthèse entre les données de conception initiale et les résultats des investigations in situ réalisées lors de l'expertise.

III.3.1 Présentation du logiciel

ETABS (Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems) est un logiciel d'ingénierie structurale développé par CSI (Computers and Structures, Inc.). Cet outil spécialisé dans l'analyse structurale des bâtiments est devenu une référence, grâce à sa puissance de calcul et ses fonctionnalités.

III.3.2 Hypothèses de modélisation

- Chaque bloc est modélisé indépendamment des autres, selon sa géométrie propre, ses dimensions réelles et ses particularités structurelles.
- Les éléments sont modélisés selon leur nature, tel que :
  - Les éléments linéaires (poutres et poteaux) sont modélisés par des éléments « FRAME ».
  - Les éléments surfaciques en béton arme (voiles et les planchers) sont modélisés par des éléments « SHELL ».
  - Les planchers en corps creux sont modélisés par des éléments panneaux, et représentés par des diaphragmes rigides.
- Les structures sont supposées encastrées au niveau du sol et toute interaction sol-structure n'est pas modélisée.
- La masse de la structure prise en compte provient du poids propre plus une fraction de la surcharge d'exploitation, définie selon l'usage du bâtiment. [29]
  - Dans notre cas ; bâtiment à usage d'administration → $\psi = 30\%$
- Les éléments secondaires ne sont pas pris en compte dans la modélisation.
- Les escaliers sont modélisés par des dalles pleines supportant les charges de la paillasse et du palier de repos.
- Les murs de remplissages en maçonnerie dense sont modélisés par des charges linéaires sur la périphérie des blocs.

III.3.3 Données d'entrées

- Les dimensions des sections des éléments structuraux sont définies conformément aux plans architecturaux comme mentionnées dans le tableau II.2.1.
- L'ossature de la structure étant en béton armé, les caractéristiques des matériaux sont définies comme suit :
  - Béton : Classe C30/37 ; Poids volumique de $25 KN/m^3$; Résistance à la compression de 30 MPa
  - Acier : Limite élastique $F_e = 400$ MPa ; Poids volumique de 78.5 KN/m^3 ; Module de Young 200 GPa
  - Maçonnerie : Poids volumique de la brique pleine $\rho = 17\ KN/m^3$; Epaisseur de 20cm

III.3.4 Modèles numériques par ETABS

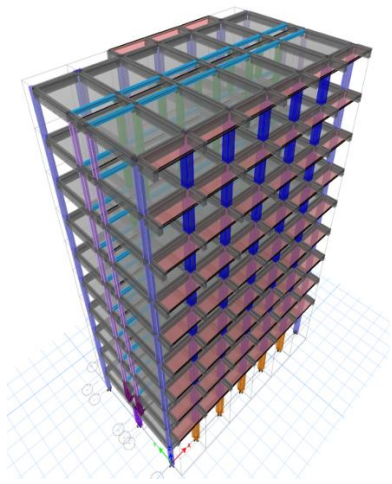
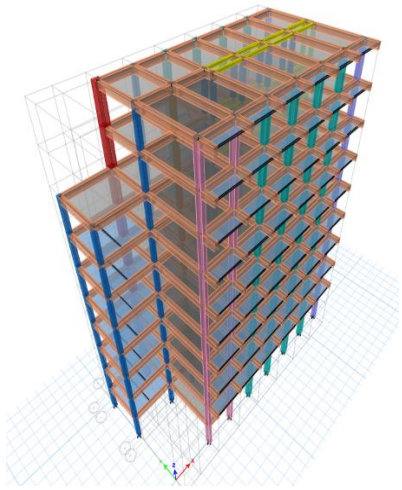
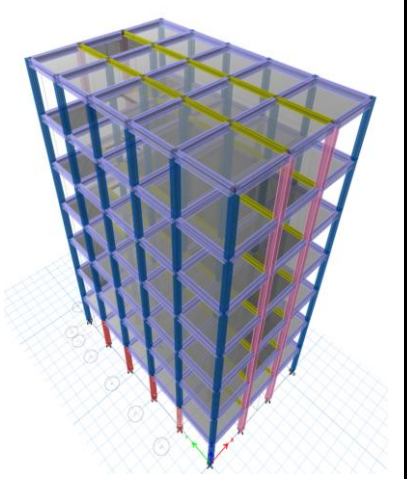
Bloc A	Bloc B	Bloc C
		

Figure 0.1 : Vues 3D des modèles numériques des trois blocs composants l'immeuble.

III.4 Définition du spectre de réponse

D'après le RPA 2024, les paramètres du spectre de calcul sismique correspondant à notre projet sont comme suit :

- Classification du bâtiment selon son importance → 1B
- Coefficient d'importance : 1B → I=1.2

Justification :
Bâtiment à usage administratif, d'importance politique.

- Classification du sol : site meuble → classe du site S3
- Coefficient d'accélération de la zone : zone sismique 6 (Implantation à Alger) → A=0.3
- Type de spectre de demande sismique : zone sismique 6 → Type 1
- Coefficient de site : site S3 en zone sismique 6 → S=1.3
- Limites des périodes de propres : site S3 en zone sismique 6 → $\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.6\ s \\ T_3 = 2\ s \end{cases}$
- Coefficient de comportement global : Ossature a remplissage en maçonnerie rigide → R=3.5

Justification :
Structure en portiques en béton armée, avec remplissage en maçonnerie rigide non structural interagissant avec l'ossature du bâtiment.

- Facteur qualité → $\begin{cases} Bloc\ A : Q = 1.2 \\ Bloc\ B : Q = 1.35 \\ Bloc\ C : Q = 1.2 \end{cases}$

Justification :
Tenant compte des pondérations d'évaluation de la redondance et de la géométrie des éléments constituants la structure, ainsi que sa régularité en plan. Les détails de calcul sont ci-dessous.

Le coefficient de qualité est calculé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

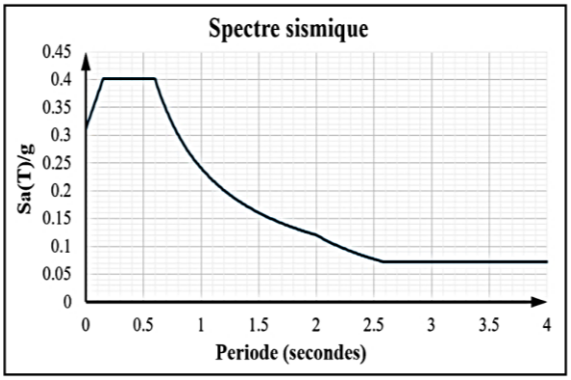
Avec : P_q → pondération à retenir pour le critère « q », selon les conditions à satisfaire.

Puisque nous sommes en face d'une structure a ossature en béton armé a remplissage en maçonnerie rigide, nous avons considéré les pondérations de la catégorie (a) comme suit :

Tableau 0.1 : Evaluation du coefficient de qualité pour les blocs A, B et C

	Critère « q »	P_q	Observation	Q
Bloc A	Régularité en plan	0.05	Vérifié	1.2
	Régularité en élévation	0.2	Non vérifié	
	Conditions minimales sur le nombre étage	0.2	Vérifié	
	Conditions minimales sur les travées	0.1	Vérifié	
Bloc B	Régularité en plan	0.05	Non vérifié	1.35
	Régularité en élévation	0.2	Non vérifié	
	Conditions minimales sur le nombre étage	0.2	Vérifié	
	Conditions minimales sur les travées	0.1	Non vérifié	
Bloc C	Régularité en plan	0.05	Vérifié	1.2
	Régularité en élévation	0.2	Non vérifié	
	Conditions minimales sur le nombre étage	0.2	Vérifié	
	Conditions minimales sur les travées	0.1	Vérifié	

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



$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A*I*S*\left[\frac{2}{3}+\frac{T}{T_1}*\left(2.5*\frac{Q}{R}-\frac{2}{3}\right)\right] \rightarrow si: \ 0 \le T \le T_1 \\ A*I*S*\left[2.5*\frac{Q}{R}\right] \rightarrow si: \ T_1 \le T \le T_2 \\ A*I*S*\left[2.5*\frac{Q}{R}\right]*\left[\frac{T_2}{T}\right] \rightarrow si: \ T_2 \le T \le T_3 \\ A*I*S*\left[2.5*\frac{Q}{R}\right]*\left[\frac{T_2*T_3}{T^2}\right] \rightarrow si: \ T_3 \le T \le 4s \end{cases}$$

- Les combinaisons d'actions sismiques à considérer sont les suivantes :

Action horizontale :

$G + 0.3 * Q \pm E_1$ Avec : $E_1 = \pm E_x \pm 0.3 * E_y$

$G + 0.3 * Q \pm E_2$ Avec : $E_2 = \pm E_y \pm 0.3 * E_x$

III.5 Résultats de l'analyse modale

III.5.1 Modes de vibrations

Les tableaux suivants montrent les résultats de l'analyse modale des trois blocs :

Tableau III.5.1.1 : Résultats de l'analyse modale du bloc A

Bloc A								
Mode	**Période (sec)**	**Fréquence (Hz)**	**UX**	**UY**	R_Z	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum R_z$
1	1.220	0.82	**0.7871**	0.0001	$4*10^{-5}$	0.7871	0.0001	0.0016
2	1.157	0.864	0.0002	**0.7558**	0.243	0.7874	0.7559	0.0105
3	1.011	0.989	0.001	0.0082	0.0031	0.7884	0.7641	0.7876
4	0.399	2.506	0.1012	$2*10^{-5}$	0.0001	0.8896	0.7642	0.7878
5	0.373	2.681	$3*10^{-5}$	0.1069	0.44	0.8896	0.8711	0.7894
6	0.333	3.001	0.0001	0.0018	0.0072	0.8897	0.8728	0.8882
7	0.231	4.325	0.0385	$1.4*10^{-5}$	$2*10^{-5}$	**0.9283**	0.8729	0.8883
8	0.217	4.618	$2*10^{-5}$	0.0456	0.073	**0.9283**	**0.9184**	**0.9321**

Tableau III.5.1.2 : Résultats de l'analyse modale du bloc B

Bloc B								
Mode	**Période (sec)**	**Fréquence (Hz)**	**UX**	**UY**	R_Z	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum R_z$
1	1.234	0.811	0.0723	**0.6627**	0.047	0.0723	0.6627	0.0472
2	1.208	0.828	**0.6857**	0.089	0.0215	0.7579	0.7517	0.0687
3	1.049	0.954	0.0404	0.0207	0.7233	0.7983	0.7724	0.792
4	0.405	2.469	0.0304	0.0637	0.0094	0.8287	0.8362	0.8014
5	0.397	2.517	0.0654	0.0374	0.0001	0.8941	0.8736	0.8015
6	0.35	2.86	0.0037	0.0071	0.092	0.8978	0.8806	0.893
7	0.236	4.233	0.0199	0.0136	0.005	**0.9177**	0.8942	0.8976
8	0.231	4.323	0.0161	0.024	0.0008	**0.9338**	**0.9182**	**0.9354**

Tableau III.5.1.3 : Résultats de l'analyse modale du bloc C

Bloc C								
Mode	**Période (sec)**	**Fréquence (Hz)**	**UX**	**UY**	R_Z	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum R_z$
1	1.546	0.647	0	**0.7905**	$6*10^{-7}$	0	0.7905	0.0012
2	1.116	0.896	**0.8038**	$8*10^{-7}$	0.199	0.8038	0.7905	0.0072
3	1.061	0.943	0.0059	0.0004	0.002	0.8097	0.7909	0.815
4	0.503	1.987	0	0.099	0	0.8097	0.8903	0.815
5	0.363	2.756	0.102	0	0.558	**0.9117**	0.8903	0.8164
6	0.347	2.88	0.0015	0.0001	0.0082	**0.9132**	0.8904	**0.9143**
7	0.29	3.448	0	0.0408	$1*10^{-6}$	**0.9132**	**0.9312**	**0.9147**

III.5.2 Interprétation des résultats

III.5.2.1 Nombre de modes à considérées :

Le règlement parasismique Algérien (RPA 2024) préconise un nombre de modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitations (sens X et Y) pour chaque bloc correspond à une contribution de masses modales supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure. Dans notre cas d'étude, les résultats sont les suivants :

- Pour le bloc A ; Les 90% de la masse modale sont atteints au bout du 3ème mode dans le sens X et au bout du 3ème mode dans le sens Y. On considère les 8 premiers modes.
- Pour le bloc B ; Les 90% de la masse modale est atteinte au bout du 3ème mode dans le sens X et au bout du 2ème mode dans le sens Y. On considère les 8 premiers modes.
- Pour le bloc C ; Les 90% de la masse modale est atteinte au bout du 2ème mode dans le sens X et au bout du 3ème mode dans le sens Y. On considère les 7 premiers modes.

Les caractéristiques des trois premiers modes de vibrations pour chaque bloc sont les suivantes :

Tableau III.5.2.1 : Identifications des trois premiers modes des trois blocs de l'immeuble étudié

	Mode	Type	Sens	Période propre (s)	Fréquence propre (Hz)
Bloc A	1	Translation	XX	1.22	0.82
	2	Translation	YY	1.157	0.864
	3	Torsion	θ_Z	1.011	0.989
Bloc B	1	Translation	YY	1.234	0.811
	2	Translation	XX	1.208	0.828
	3	Torsion	θ_Z	1.049	0.954
Bloc C	1	Translation	YY	1.546	0.647
	2	Translation	XX	1.116	0.896
	3	Torsion	θ_Z	1.061	0.943

III.5.2.2 Observations et informations déduites :

- Les modes fondamentaux des trois blocs sont des modes prédominants, correspondants dans chacun des cas à des modes de translation dans la direction la plus flexible du bâtiment captant une masse modale de 70% de la masse totale de la structure.
- Les valeurs des périodes fondamentales des trois blocs laissent comprendre que les blocs composants la structure sont relativement flexibles par rapport aux structures similaires de mêmes hauteurs selon les concepts actuels.
- Le bloc C est plus souple que les autres blocs (A et B), malgré une hauteur moins importante (24m contre 34m pour les blocs A et B). Ainsi, le bloc C nécessitera une attention particulière quant à la vérification des déplacements inter-étages, à la distribution des efforts sismiques et aux effets du second ordre qui pourraient dépasser les limites autorisées par le règlement.

Une analyse approfondie pour valider les résultats de l'analyse modale est nécessaire pour garantir la fiabilité de modèles établies.

Ces résultats ont fourni une première caractérisation du comportement dynamique de l'ouvrage, révélant les fréquences propres, les masses modales participantes et les déformées modales prédites par le modèle mathématique. Cependant, cette représentation numérique comporte inévitablement des incertitudes liées aux hypothèses de modélisation, à l'instar des conditions aux limites, des rigidités effectives des éléments structuraux et de la distribution des masses. C'est pourquoi une campagne de tests de vibrations ambiantes a été menée pour mesurer la réponse réelle de la structure sous vibrations ambiantes afin d'ajuster les paramètres des modèles établis, les calibrer selon la structure existante afin de pouvoir exploiter leurs résultats de manière fiable.

III.6 Tests de vibrations ambiantes

Les tests de vibrations ambiantes, également connus sous le nom de mesures de bruit ambiant ou d'analyse modale opérationnelle, constituent une approche non destructive et particulièrement efficace pour caractériser le comportement dynamique des structures. Celle-ci est le plus utilisée dans les expertises du bâti existant.

La particularité de ces tests réside dans le fait que contrairement aux méthodes d'excitation (forcées) qui nécessitent l'application d'une force contrôlée, cette technique exploite les vibrations naturellement présentes dans l'environnement, ce qui signifie que la structure répond dans son domaine élastique linéaire, permettant ainsi d'identifier ses caractéristiques vibratoires propres, sans risque d'endommagement.

Les résultats obtenus à travers ces essais servent de référence à l'état actuel (réel) de l'ouvrage, permettant de calibrer et valider les modèles de calcul, et constitueront une base de données, permettant ainsi, de suivre l'évolution de l'état structurel de l'ouvrage dans le futur. De sorte que tout changement éventuel de ces caractéristiques dynamiques peut être détecté dans le temps et ses causes identifiées en se référant à cette même base de données.

III.6.1 Procédure d'essais

La procédure de réalisation des essais de vibrations ambiantes sur l'ouvrage en question se résume comme suit :

- Essais préliminaires et préparation du schéma d'instrumentation.
- Enregistrement des réponses de la structure par le « CityShark II ».
- Traitement des signaux enregistrés par le logiciel « Geopsy ».
- Identification des fréquences propres de vibrations expérimentales.
- Identification de l'amortissement pour les modes de vibrations fondamentaux.

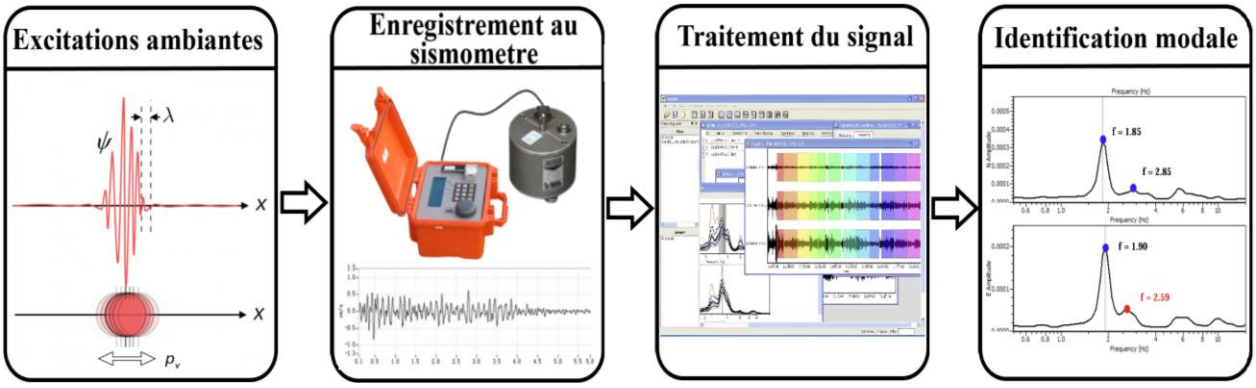


Figure III.6.1.1 : Schéma explicatif de la procédure d'essais de vibrations ambiantes

III.6.1.1 Préparation et analyse préliminaire :

- **Analyse préliminaire :**

Avant le début des essais, l'analyse modale préliminaire implique la création d'un modèle numérique plus ou moins conforme à la structure réelle existante. L'objectif est de prédire numériquement les modes de vibration avant les essais physiques, en anticipant leurs formes et amplitudes. Ces informations préliminaires guident le positionnement des capteurs afin de définir un placement optimal.

- **Instrumentation :**

Les capteurs utilisés pour cette analyse sont des géophones ; instruments très sensibles qui détectent les micromouvements en accélération dans les trois directions (Nord-Sud, Est-West et Z).

- **Schéma d'instrumentation :**

La stratégie de placement des capteurs repose sur des principes fondamentaux permettant de tirer profit au mieux des résultats d'essais, on cite les positions suivantes :

- Les zones à forte amplitudes modale (où les mouvements vibratoires sont les plus significatifs dans l'analyse modale).
- La périphérie des blocs de la structures, afin de capter les amplitudes modales de torsion.
- Le déploiement des capteurs sur différents niveaux, afin de garantir une couverture maximale des modes de vibration pour éviter toute perte d'enregistrement dans le cas d'emplacement d'un capteur dans un nœud modal, où les amplitudes modales sont très faibles ou nulles.

En vue de suivre les principes de cette stratégie et prendre en compte la non-accessibilité de certaines zones, 12 points de mesure ont été choisis pour effectuer les enregistrements.

Afin de déterminer les fréquences propres des 03 blocs constituant la structure. Le schéma d'instrumentation suivi est représenté ci-dessous :

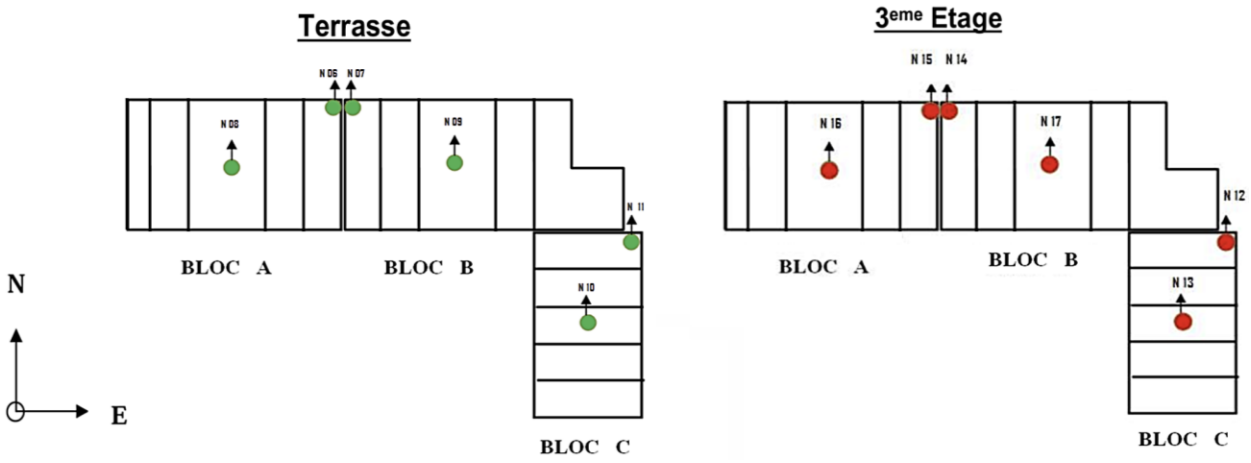


Figure III.6.1.2 : Positions et orientations optimales des capteurs sur la structure de l'immeuble

III.6.1.2 Acquisition des données :

Après l'établissement d'un réseau de points de mesures de vibrations ambiantes sur l'immeuble, l'enregistrement des signaux est réalisé à l'aide d'un matériel spécialisé conçu pour capturer avec une précision extrême des mouvements de très faibles amplitudes (de l'ordre du micromètre) imperceptible à l'œil nu.

- **Equipement utilisé :**
  - Un sismomètre City Shark II qui constitue l'appareil central d'acquisition de données, capable d'enregistrer les signaux provenant des capteurs. Cette station est équipée d'un capteur de vitesse de type de Lennartz, chargé de l'enregistrement des vitesses selon les trois directions orthogonales (N-S, E-W et Z).
  - Des géophones de haute précision, chargés de détecter les micromouvements dans les trois dimensions spatiales (deux horizontales et une verticale).
  - Une flash-card assure le stockage numérique des données recueillies.

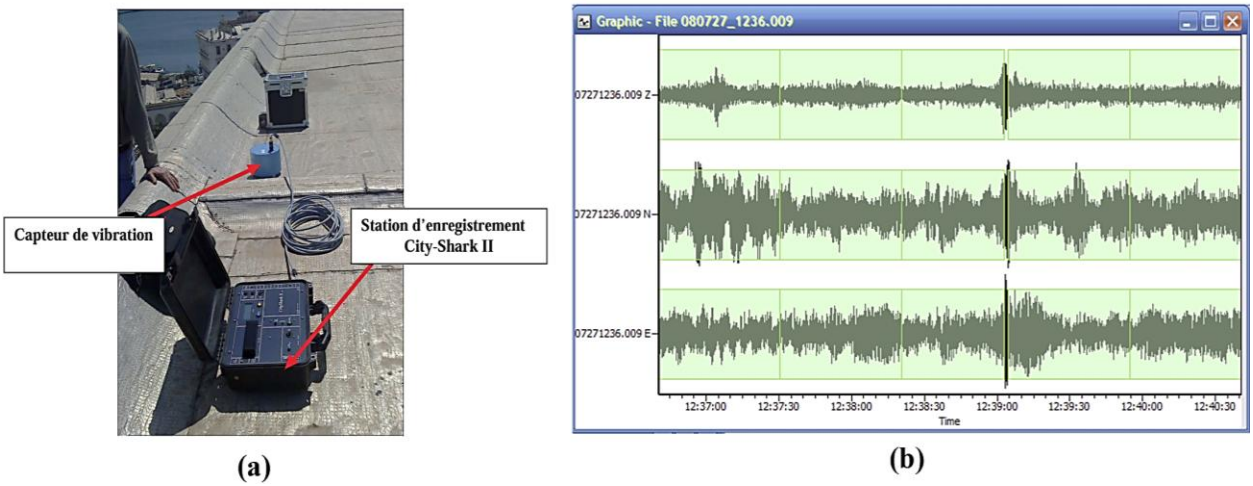


Figure III.6.1.3 : (a) Appareillage d'enregistrement du bruit de fond/ (b) Exemple d'une réponse enregistrée sur la structure

➢ **Protocole d'enregistrement :**

La phase d'enregistrement répond à un protocole méthodologique précis :

- Une durée minimale d'enregistrement de cinq minutes a été retenue dans cette étude, répondant à plusieurs impératifs techniques. Ce choix permet de capturer plusieurs cycles complets de vibration, y compris pour les fréquences les plus basses, de moyenner les effets des bruits parasites ponctuels et d'obtenir une réponse statistiquement représentative.
- Les signaux sont systématiquement enregistrés sous forme de courbes temporelles exprimant la vitesse en fonction du temps.

III.6.1.3 Identification des fréquences mesurées expérimentalement :

➢ **Reconnaissance des fréquences propres :**

Les fréquences propres de vibration de l'ouvrage sont représentées par des pics dans les spectres de Fourier calculés. Tel que ; l'amplitude du pic indique l'importance relative de ce mode dans la réponse globale, et sa largeur reflète le taux d'amortissement (plus le pic est étroit, moins le mode est amorti).

➢ **Classification des modes identifiés :**

Pour les bâtiments, les modes identifiés peuvent être classés selon leur nature. Tel que :

- **Mode de translation** → se produit dans le plan horizontal, et correspond généralement à la première fréquence de vibration (la plus basse).
- **Mode de flexion** → se caractérise par le déplacement de différentes parties de la structure verticalement ou horizontalement à des amplitudes différentes, ou des points restent quasi-immobiles (les nœuds) tandis que d'autres zones se déplacent significativement.
- **Mode de torsion** → se caractérise par une rotation de la structure autour d'un axe vertical. Il nécessite souvent plus d'énergie pour se manifester, et apparaît typiquement à des fréquences plus élevées.

III.6.1.4 Résultats d'essais expérimentaux

Dans notre cas, la réponse modale expérimentale dans le domaine fréquentiel pour différents points de mesures du bâtiment étudié est représentée dans le tableau 6.1.1.

Tableau III.6.1.1 : Résultats enregistrés par les capteurs de vibrations ambiantes

Capteur	Emplacement		Fréquences enregistrées			Statut
	Niveau	En plan	F_{Nord} (Hz)	F_{Est} (Hz)	F_Z (Hz)	
N°06	Terrasse	Coin A	1.837	1.889	2.19	Ecarté
N°07	Terrasse	Coin B	1.837	1.889	10.14	Ecarté
N°08	Terrasse	Centre A	1.837	1.917	10	Sélectionné
N°09	Terrasse	Centre B	1.876	1.917	10.56	Sélectionné

N°10	Terrasse	Centre C	1.865	1.863	12.03	Sélectionné
N°11	Terrasse	Coin C	1.843	1.91	1.877	Ecarté
N°12	E3	Coin C	1.809	1.863	1.9	Sélectionné
N°13	E3	Centre C	1.865	1.91	11.887	Ecarté
N°14	E3	Coin B	1.854	1.9	1.854	Sélectionné
N°15	E3	Coin A	1.854	1.9	1.854	Sélectionné
N°16	E3	Centre A	1.854	0.26	0.3	Ecarté
N°17	E3	Centre B	1.854	1.9	0.308	Ecarté

- **Sélection des capteurs :**

Lorsque de nombreux capteurs sont installés à différents niveaux d'une structure (dans notre cas au niveau du 3ème étage et la terrasse des trois blocs), ces derniers ne fournissent pas des données de qualité équivalente pour l'analyse modale. Le processus de sélection repose sur plusieurs critères :

- Vérification de la cohérence des signaux des capteurs situés au même niveau.
- Vérification de la cohérence des signaux des blocs différents mais à la même hauteur.
- Vérification de la cohérence du comportement modal vertical des signaux du 3ème étage et ceux de la terrasse pour un même bloc.

Le choix final des capteurs doit considérer au moins un capteur par bloc et par niveau (soit au minimum 6 capteurs) permettant de caractériser le comportement modal global, tout en identifiant les singularités spécifiques à certaines parties de la structure dues à la présence de sources de perturbation localisées (changement de rigidités et de masses locales). [46]

En plus des critères techniques, pour valider statistiquement notre sélection, nous avons procéder au calcul du coefficient de variation (écart-type divisé par la moyenne) pour chaque paramètre modal identifié par les capteurs. Tel que ; un coefficient de variance inférieur à 10% pour les fréquences indique généralement une bonne cohérence des mesures. [45]

Tableau III.6.1.2 : Justification statistique de la sélection des capteurs

	Avant sélection	$F_{\{Nord\}}$ // $f_{\{yy\}}$	$F_{\{Nord\}}$ // $f_{\{xx\}}$	Apres sélection	$F_{\{Nord\}}$ // $f_{\{yy\}}$	$F_{\{Nord\}}$ // $f_{\{xx\}}$
Moyenne		1.849 Hz	1.76 Hz		1.849 Hz	1.893 Hz
Ecart type		0.0176 Hz	0.473		0.024	0.025
Variance		0.0095	0.142 > 0.1		0.013	0.013

La réponse modale dans le domaine fréquentiel des enregistrements de des capteurs sélections est représentée ci-dessous par les spectres suivants :

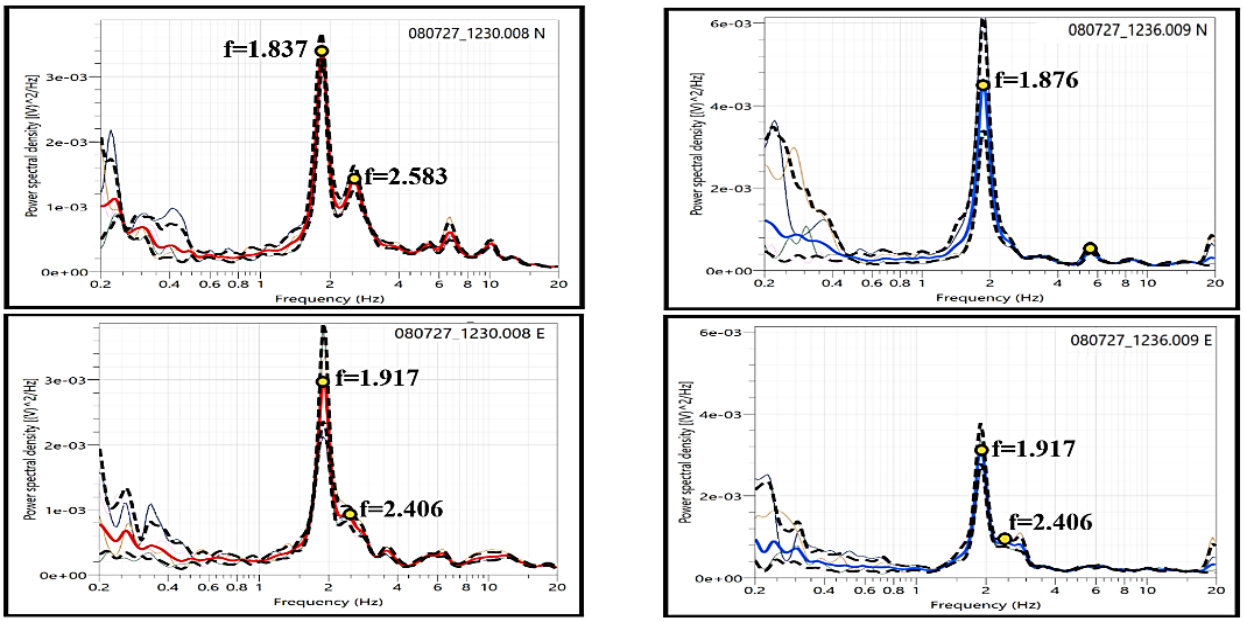


Figure III.6.1.4 : Spectres de Fourier au point de mesure (a) → N°8 (BLOC A) / (b)→ N°9 (BLOC B)

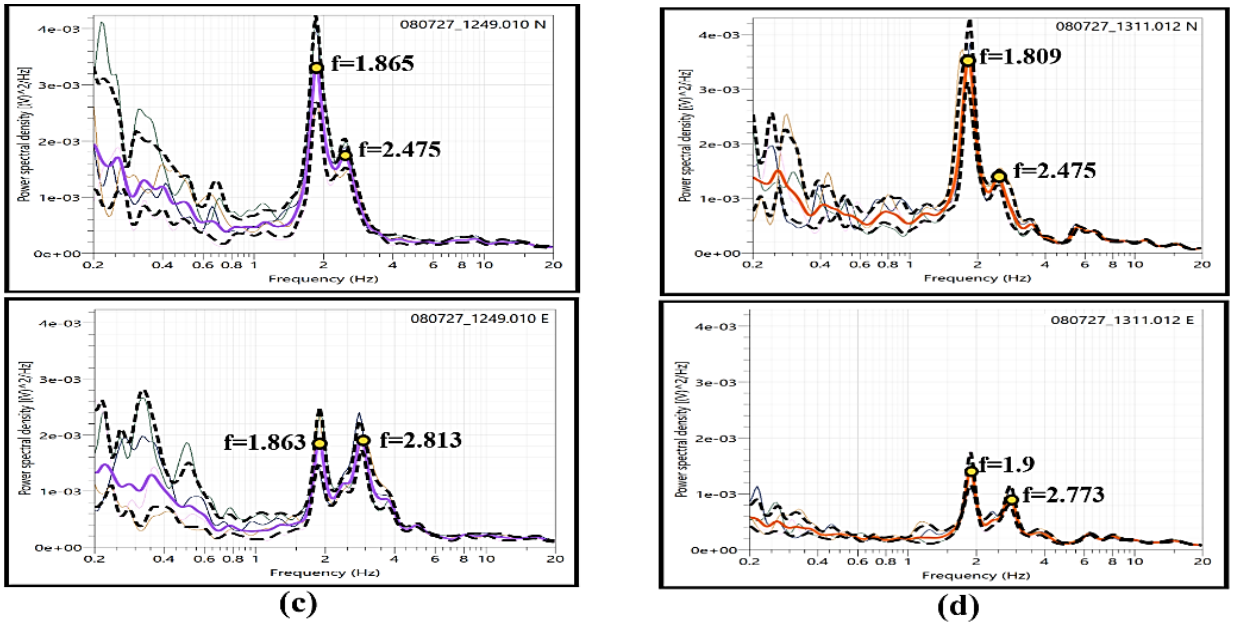


Figure III.6.1.5 : Spectres de Fourier au point de mesure (c)→ N°10 (bloc C) / (d)→ N°12 (bloc C)

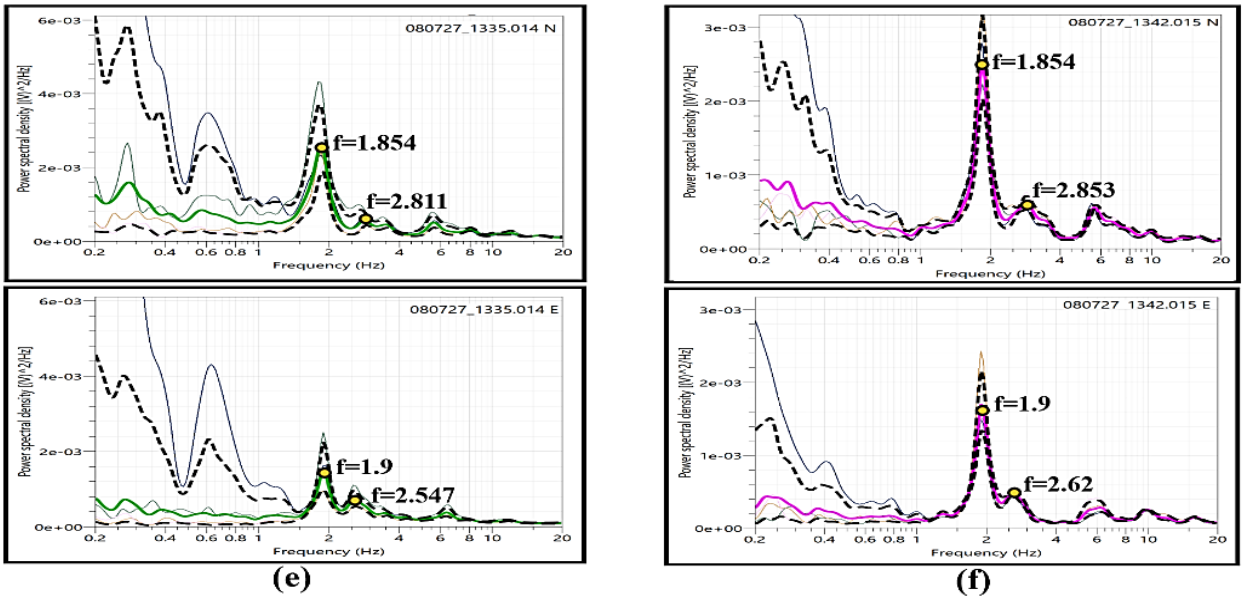


Figure III.6.1.6 : Spectres de Fourier au point de mesure (e)→N°15 (bloc A) / (f)→ N°14 (bloc B)

III.6.2 Interprétations des résultats

Les résultats expérimentaux obtenus révèlent des caractéristiques vibratoires quasiment identiques pour les trois blocs, suggérant un comportement structural proche d'un bloc monolithique. Ainsi la signature vibratoire expérimentale de l'immeuble est identifiée par les résultats suivants :

Tableau III.6.2.1 : Récapitulatif des fréquences propres expérimentales

Mode	Sens	Fréquence mesurée (Hz)	Période correspondante (s)	Caractéristique
1	Est → // Y	1.85	0.54	Mode principale
2	Nord → // X	1.89	0.53	Mode principale
3	Torsion	2.55	0.39	Mode secondaire

Ces derniers, serviront de paramètres de calibrage du modèle numérique en EF afin de minimiser les écarts entre les propriétés numériques et réelles, jusqu'à ce que le modèle numérique puisse représenter fidèlement l'état initial de l'ouvrage.

III.6.3 Comparaison des résultats des modèles numériques avec ceux des tests de vibrations ambiantes

Les résultats expérimentaux obtenues des tests de vibrations ambiantes faisant état d'un comportement monolithique des trois blocs, on ne peut pas comparer directement ces résultats avec ceux obtenues de l'analyse modale de chaque bloc indépendamment. Afin que la comparaison soit possible ; on doit modéliser l'ensemble de l'immeuble dans un même modèle, qui pourrait refléter le déplacement d'ensemble de la structure.

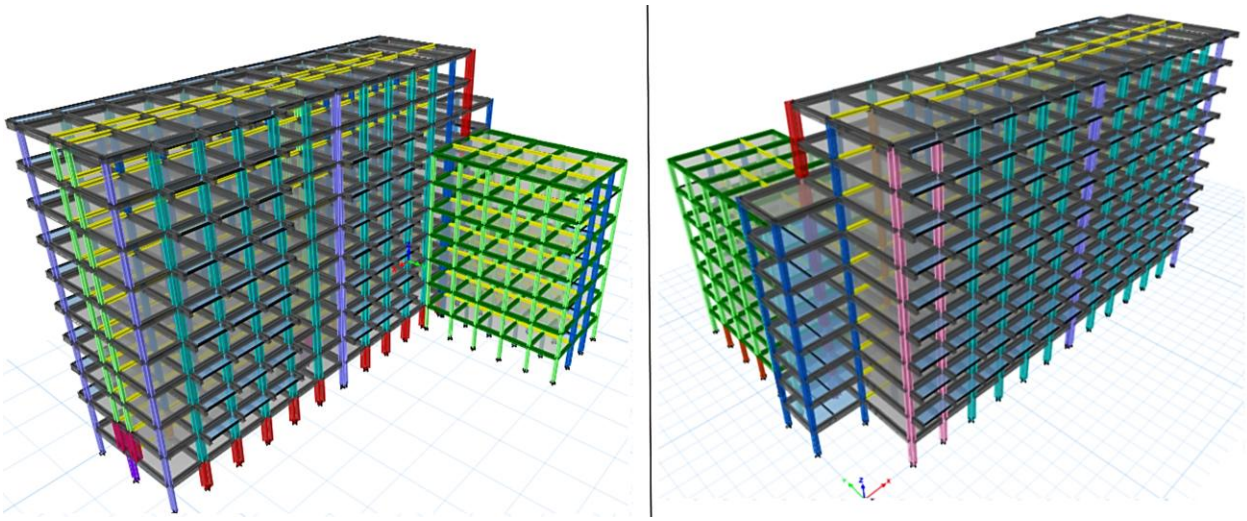


Figure III.6.3.1 : Vues en 3D de l'ossature porteuse de l'immeuble complet

Pour comparer les périodes expérimentales et numériques, on établit une correspondance entre ces périodes selon les taux de participation massiques, les amplitudes des modes propres de vibration et les positions d'enregistrement. Les résultats de cette comparaison sont les suivants :

Tableau III.6.3.1 : Comparaison des périodes numériques et expérimentales

Mode	Sens	Période mesurée (s)	Période numérique (s)	L'écart (%)
1	Longitudinal	0.54	1.197	121.67
2	Transversal	0.52	1.167	124.42
3	Torsion	0.39	1.085	178.21

On constate que les périodes mesurées sont plus petites que celles obtenues numériquement, ces écarts sont attribués aux effets qui suivent :

- L'effet des remplissages en murs de maçonnerie qui augmente généralement la rigidité à basse amplitude de vibration, mais qui n'ont pas étaient modélisés car ils sont considérés comme des éléments secondaires ne contribuants pas dans la rigidité globale de la structure.
- Des joints de dilatations obstrués induisant un comportement monolithique des 3 blocs. Cette hypothèse est fondée sur les observations des résultats des essais de vibrations ambiantes.

III.6.4 Calibrage du modèle numérique

Pour considérer les effets énumérés ci-dessus et caller le modèle numérique de la structure globale sur les résultats expérimentaux obtenus par les vibrations ambiantes considérés comme la valeur réelle, Nous avons rajouté les détails de modélisation suivants :

- Ajout de dalles de liaisons au niveau de chaque étage entre les blocs pour refléter les joints obstrués et unifier les blocs pour assurer un comportement monobloc.
- Ajout de panneaux verticaux (éléments Shell) avec et sans ouvertures conformément aux plans et façades réelles de l'immeuble, ayant les caractéristiques propres de la maçonnerie sur la périphérie de la structure, pour considérer leurs contributions dans la rigidité globale.

III.6.4.1 Modèle calibré :

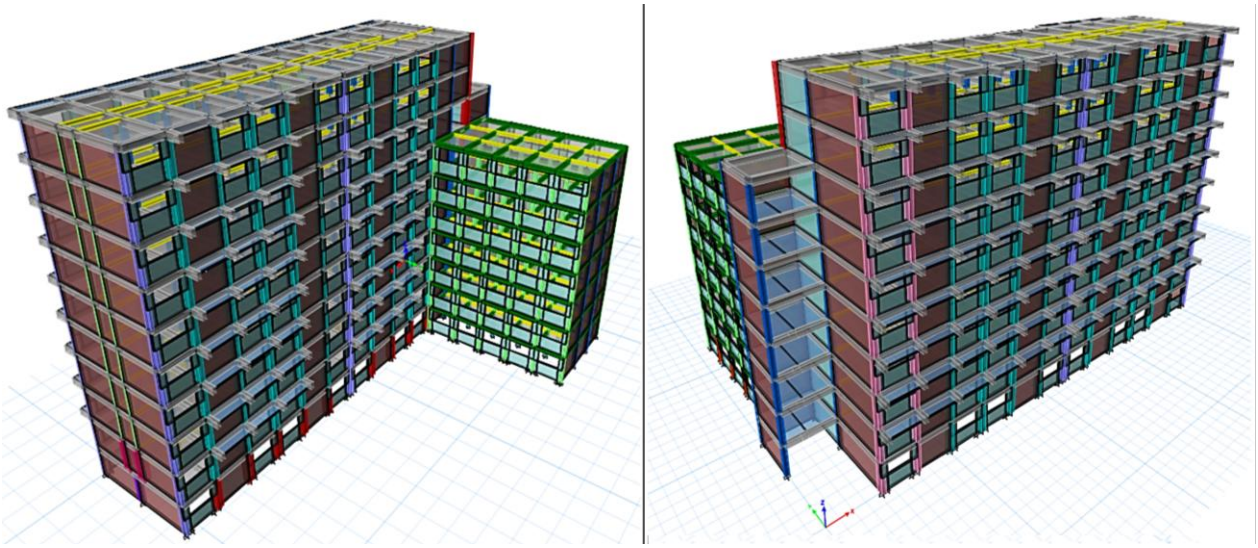


Figure III.6.4.1 : Vues en 3D de l'ossature de l'immeuble complet avec remplissages en maçonnerie

Le calibrage du modèle s'est concentré sur l'ajustement des propriétés de la maçonnerie de remplissage. La procédure s'est déroulée en deux phases distinctes :

- La sélection des caractéristiques physiques standards des remplissages repose sur la base bibliographique disponible sur la maçonnerie utilisée à l'époque de la construction de l'immeuble ; briques pleines en terre cuite.

Dans notre projet nous avons opté pour : $\begin{cases} \text{Poids volumique : } \rho = 17\ KN/m^3 \\ \text{Coefficient de poisson : } \upsilon = 0.15 \end{cases}$

- L'ajustement itératif du module d'élasticité pour obtenir une concordance de la période propre du modèle avec celle des mesures expérimentales.

Les résultats de ce processus sont :

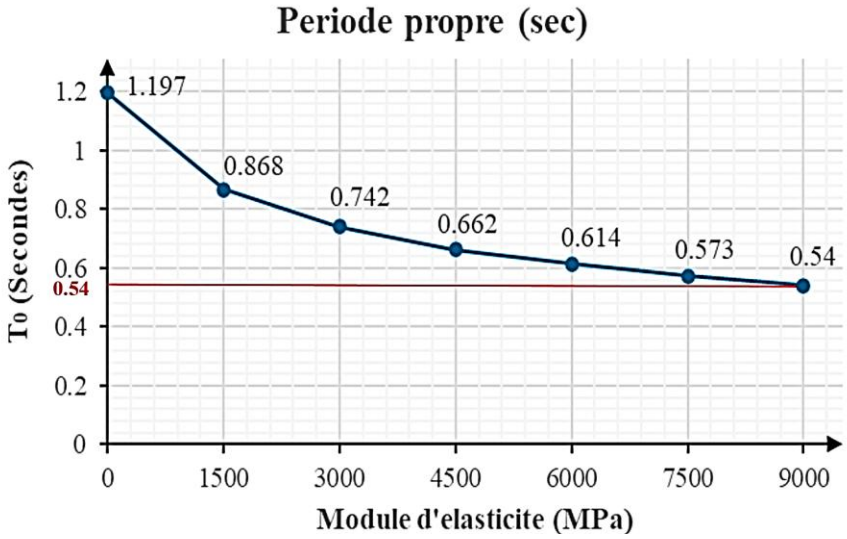


Figure III.6.4.2 : Courbe de variation de la période propre de la structure $T_0 = f(E_{\{maconnerie\}})$

III.6.4.2 Interprétation des résultats du calibrage :

A la suite du processus itératif ; le module d'élasticité finalement retenue pour les remplissages en maçonnerie qui fait correspondre la période fondamentale avec celle obtenue des essais de vibrations ambiantes est de 9000MPa. Bien que relativement élevé pour une maçonnerie standard dont les valeurs typiques varient généralement entre 3000 et 7000 MPa [d'après l'analyse statistique de Hendry et Malek sur les propriétés de la maçonnerie en 1986], les présents résultats suggèrent la présence d'une maçonnerie de haute qualité qui pourrait s'expliquer par plusieurs facteurs, on peut citer :

- L'utilisation d'un mortier de très bonne qualité
- Des techniques de construction particulièrement soignées.

Cela dit, en réalité cette valeur élevée ne représente pas le module d'élasticité intrinsèque de la maçonnerie seule, mais plutôt un "module d'élasticité apparent" qui englobe l'effet composite du cadre en béton armé qui entoure la maçonnerie.

Néanmoins, la concordance démontre la capacité du modèle établi avec le jeu de paramètres mécaniques définies pour la maçonnerie, à reproduire fidèlement le comportement dynamique global de la structure. Ce calibrage constitue une base solide pour les analyses de vulnérabilité sismique ultérieures conformément aux exigences du RPA 2024, garantissant ainsi la pertinence et la fiabilité des conclusions qui en découleront.

III.6.4.3 Synthèse des résultats de vibrations ambiantes :

L'approche de modélisation de la maçonnerie comme un matériau homogène permet de reproduire correctement le comportement dynamique global sans avoir à modéliser explicitement les mécanismes complexes d'interaction cadres-remplissages.

Bien que cette simplification facilite le calibrage des fréquences numériques avec les fréquences naturelles mesurées, cette méthode ne permet pas de capturer les mécanismes de rupture locaux comme la fissuration aux joints, le glissement entre éléments, ou l'écrasement des briques, ce qui conduit à une surestimation de la rigidité globale de la structure et par conséquent, à une sous-estimation des déplacements sous charge sismique.

Ainsi, la courbe de capacité obtenue par un modèle homogénéisé lors d'une analyse statique non-linéaire (push over) peut présenter un plateau plastique qui ne correspond pas au comportement fragile typique des maçonneries.

Cependant, même si cela peut sembler contre intuitif, lors de notre étude, dans une approche conservative ; nous ne tiendrons pas compte des remplissages en maçonnerie. Ce choix de modèle élimine la contribution de la rigidité des maçonneries, conduisant à une structure plus souple, avec une période propre plus importante, induisant des déplacements plus importants, nécessitant une surestimation des renforcements. Cette approche est particulièrement pertinente lorsque la qualité des maçonneries est incertaine ou lorsque leur endommagement précoce est anticipé. Elle permet également d'éviter le risque de surestimation de la capacité de dissipation d'énergie de la structure, conduisant à une évaluation plus sécuritaire.

III.7 Analyse de la structure selon le RPA 2024 :

III.7.1 Vérification de l'effort tranchant a la base :

III.7.1.1 Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T_{empirique} = C_T * (H_N)^{\frac{3}{4}}$$

Avec : H_N : Hauteur de la structure à partir de la base jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement.

Dans notre cas : Ossature en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie → C_T=0.05

Tableau III.7.1.1 : Valeurs numériques et empiriques des périodes fondamentales des blocs

Période fondamentale	Bloc A	Bloc B	Bloc C
Numérique (sec)	1.22	1.234	1.546
Empirique (sec)	0.704	0.704	0.539
1.3*$T_{empirique}$ (sec)	0.9152	0.9152	0.7007

Puisque les valeurs des périodes fondamentales des trois blocs de la structure, dépassent de plus de 30% les valeurs maximales calculées par la formule empirique. Alors les valeurs à utiliser pour le calcul de l'effort tranchant à la base pour chacun des blocs sont :

Tableau III.7.1.2 : Période propre de calcul de la force sismique à la base

Période fondamentale	Bloc A	Bloc B	Bloc C
T_0 (sec)	0.9152	0.9152	0.7007

III.7.1.2 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique V appliquée à la base de la structure donnée par le règlement RPA 2024 est calculée selon la formule suivante :

$$V = \lambda * \frac{S_{ad}}{g}(T_0) * W$$

Avec : λ : Coefficient de correction, pris égal à 0.85 si $T_0 < 2 * T_2$ et que le bloc a plus de 2 niveaux, ou a 1 si non.

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: l'ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

W : poids total du bloc

Dans notre cas :

- λ=0.85 pour tous les blocs, car $T_0 < 2 * T_2$=1.2s, et les blocs ont plus de 2 niveaux ; 10 niveaux pour les blocs A et B et 7 niveaux pour le bloc C.
- Bâtiment à usage administratif : $\psi = 0.3$ → Donc le poids total est :

$$W = G + 0.3 * Q$$

- Puisque $T_2 \leq T_0 \leq T_3$: donc → $\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A * I * S * \left[2.5 * \frac{Q}{R}\right] * \left[\frac{T_2}{T_0}\right]$

Tableau III.7.1.3 : Valeurs de l'effort tranchant à la base calculée par la méthode statique équivalente

	Bloc A	Bloc B	Bloc C
$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$	0.263	0.296	0.344
W (KN)	33481.36	35901.85	14104.24
V_t (KN)	**7484.76**	**9032.9**	**4118.09**

III.7.1.3 Résultante de l'action sismique des modèles numériques

La résultante des forces sismiques à la base selon les deux directions orthogonales de l'action sismique, obtenues par l'application du spectre sismique sur les modèles numériques des blocs sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.7.1.4 : Comparaison des valeurs numérique et analytique de la force sismique à la base

	V_{num}	Bloc A	Bloc B	Bloc C
Effort a base numérique	V_x (KN)	5377.77	6389.41	2521.81
	V_y (KN)	5501.97	6214.58	1837.01
Rapport « $\frac{Numerique}{Theorique}$ »	$\frac{V_x}{V_t}$ (%)	**71.85**	**70.73**	**61.24**
	$\frac{V_y}{V_t}$ (%)	**73.51**	**68.8**	**44.61**

Puisque pour les trois blocs et dans les deux directions, nous avons : $V_t \leq 0.8 * V_{num}$. Donc, conformément aux prescriptions du RPA 2024 ; on doit augmenter tous les paramètres de la réponse de la structure sous l'action sismique (forces, déplacements, moments, …) pour chaque direction considérée du séisme en les multipliant par le rapport « $\frac{0.80*V_t}{V_{num}}$ ». Nous aurons donc :

Tableau III.7.1.5 : Valeurs du coefficient de correction de l'action sismique

		Sens	Bloc A	Bloc B	Bloc C
Rapport $\frac{0.80*V_t}{V_{num}}$	C_X	**XX**	1.113	1.131	1.306
	C_Y	**YY**	1.088	1.163	1.793

L'objectif est de se rapprocher de la réalité en corrigeant la sous-estimation des sollicitations.

III.7.2 Vérification des déplacements inter-étages :

La souplesse des blocs de l'immeuble de l'Amirauté implique une attention particulière sur les déplacements latéraux qui peuvent être importants sous sollicitation sismique.

III.7.2.1 Evaluation du risque de non-effondrement :

Le RPA 2024 préconise de vérifier les déplacements inter étages par rapport à la valeur limite par la condition suivante : $\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$

Tel que pour une structure en béton arme, le déplacement limite vaut : $\overline{\Delta_k} = 1.5\% * h_k$

Avec : h_k → hauteur d'étage « k » (Dans notre cas =3.4m pour tous les étages des blocs)

Δ_k →Déplacement relatif du niveau « k » au niveau « k-1 », égale a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Sachant que : δ_k → Déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure

$$\delta_k = \frac{R}{Q} * \delta_{ek}$$

Avec : δ_{ek} → Déplacement élastique dû aux forces sismiques Fi (effet de torsion compris).

R → Coefficient de comportement du bloc ; Q → Coefficient de qualité du bloc

Les résultats des déplacements maximaux des étages de chaque sont mentionnés ci-dessous :

Tableau III.7.2.1 : Vérification des déplacements inter-étages du bloc A

Bloc A							
Niveau	δ_k (mm)		Δ_k (mm)		Δ_k (Corrigé) (mm)		$\overline{\Delta_k}$ (mm)
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	$\Delta_{k,x} * C_x$	$\Delta_{k,y} * C_y$	
Base	0	0	-	-	-	-	-
Etage 1	19.21	16.32	19.21	18.93	21.39	20.6	51
Etage 2	57.79	46.94	38.58	34.99	42.94	38.07	51
Etage 3	99.73	89.25	41.94	47.97	46.68	52.2	51
Etage 4	139.36	131.63	39.63	47.95	44.11	52.17	51
Etage 5	175.53	170.68	36.17	44.17	40.26	48.06	51
Etage 6	207.55	205.56	32.02	39.46	35.64	42.93	51
Etage 7	234.83	235.57	27.28	33.97	30.36	36.95	51
Etage 8	256.72	259.98	21.9	27.64	24.37	30.07	51
Etage 9	272.55	278.04	15.83	20.4	17.62	22.2	51
Terrasse	282.02	289.49	9.47	12.77	10.54	13.89	51

Tableau III.7.2.2 : Vérification des déplacements inter-étages du bloc B

Bloc B							
Niveau	δ_k (mm)		Δ_k (mm)		Δ_k (Corrigé) (mm)		$\overline{\Delta_k}$ (mm)
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	$\Delta_{k,x} * C_x$	$\Delta_{k,y} * C_y$	
Base	0	0	-	-	-	-	-
Etage 1	25.63	29.63	25.63	29.63	28.99	34.46	51
Etage 2	68.51	84.2	42.88	54.57	48.49	63.47	51
Etage 3	113.52	142.93	45.02	58.73	50.92	68.3	51
Etage 4	155.83	199.21	42.31	56.28	47.85	65.45	51
Etage 5	194.26	250.64	38.42	51.44	43.45	59.82	51
Etage 6	228.07	296.08	33.82	45.44	38.25	52.85	51
Etage 7	256.65	334.58	28.57	38.49	32.32	44.77	51
Etage 8	279.36	365.51	22.71	30.93	25.69	35.98	51
Etage 9	296.02	346.56	16.67	18.95	18.85	-22.04	51
Terrasse	306.1	361.05	10.07	14.49	11.39	16.85	51

Tableau III.7.2.3 : Vérification des déplacements inter-étages du bloc C

Bloc C							
Niveau	δ_k (mm)		Δ_k (mm)		Δ_k (Corrigé) (mm)		$\overline{\Delta_k}$ (mm)
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	$\Delta_{k,x} * C_x$	$\Delta_{k,y} * C_y$	
Base	0	0	-	-	-	-	-
Etage 1	37.09	38.72	37.09	38.72	48.44	69.42	51
Etage 2	98.43	115.84	61.34	77.12	80.11	138.28	51
Etage 3	157.38	191.20	58.95	75.36	76.98	135.12	51
Etage 4	208.9	256.09	51.52	64.89	67.29	116.35	51
Etage 5	250.71	308.42	41.82	52.33	54.61	93.83	51
Etage 6	280.86	346.11	30.14	37.69	39.37	67.58	51
Etage 7	298.18	368.34	17.32	22.22	22.62	39.84	51

A noter :

- Les cases remplies de couleurs « verte » représentent les niveaux qui vérifient la condition de déplacement inter étage ($\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$)
- Les cases remplies de couleurs « orange » représentent les niveaux qui ne vérifient pas la condition de déplacement inter étage ($\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$).

III.7.2.2 Vérification de la limitation des dommages :

Une autre vérification qui concerne les déplacements inter étages, consiste à vérifier la limitation des dommages sur les éléments non structuraux. Dans le cas des structures ayants des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles (comme dans notre projet ou on a des remplissages en maçonneries dense), la condition a vérifiée est la suivante :

$$\nu_A * \Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 0.005 * h_k$$

Avec : ν_A : Coefficient réducteur, prit égal à 0.5.

Tableau III.7.2.4 : Vérification des limitations de dommages des blocs A, B et C

	Bloc A		Bloc B		Bloc C		
Niveau	$\nu_A * \Delta_k$ (Corrigé) (mm)		$\nu_A * \Delta_k$ (Corrigé) (mm)		$\nu_A * \Delta_k$ (Corrigé) (mm)		$\overline{\Delta_k}$ (mm)
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	
Etage 1	10.69	10.3	14.49	17.23	21.02	33.15	17
Etage 2	21.47	19.03	24.25	31.73	34.88	67.01	17
Etage 3	23.34	26.1	25.46	34.15	33.5	65.58	17
Etage 4	22.06	26.09	23.93	32.72	29.24	56.42	17
Etage 5	20.13	24.03	21.73	29.91	23.67	45.43	17
Etage 6	17.82	21.46	19.12	26.43	17.01	32.64	17
Etage 7	15.18	18.48	16.16	22.38	9.77	19.23	17
Etage 8	12.19	15.04	12.84	17.99			17
Etage 9	8.81	11.1	9.42	-11.02			17
Terrasse	5.27	6.95	5.7	8.42			17

III.7.3 Vérification de l'effet P-delta :

Les déplacements inter-étages créent une excentricité des charges verticales revenants à un niveau de la structure, engendrant un moment supplémentaire « P× Delta » qui n'est pas capturé par l'analyse structurelle de premier ordre (analyse linéaire classique). Les moments additionnels s'accumulent à chaque niveau et peuvent créer un effet d'amplification des sollicitations, nuisant à la stabilité globale du bâtiment. Pour justifier la stabilité de l'ouvrage, le RPA 2024 préconise de vérifier la condition suivante pour statuer si on peut négliger ou ces effets de second ordre :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

Avec : P_k : poids total de la structure revenant le niveau « k » → $P_k = \sum_{i=k}^{n} G_i + 0.3 * Q_i$

V_k : Effort tranchant revenant au niveau « k » → $V_k = \sum_{i=k}^{k} F_i$

h_k : Hauteur du niveau « k »

A noter :

- Les cases remplies de couleurs « verte » représentent les niveaux ou l'effet P-delta est négligeable ($\theta_k \leq 0.1$).
- Les cases remplies de couleurs « orange » représentent les niveaux ou l'effet P-delta n'est pas négligeable ($\theta_k > 0.1$)

Les résultats de la vérification des effets de second ordre pour les trois blocs sont détaillés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.7.3.1 : Vérification de l'effet P-delta du bloc A

Bloc A								
Niveau	h_k (m)	Δ_k (mm)		P_k (KN)	V_k (KN)		θ_k	
		Sens xx	Sens yy		Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
Base	0	0	0	33481.36	5377.77	5501.97	0	0
Etage 1	3.4	21.39	20.6	32860.86	5377.77	5501.97	0.04	0.036
Etage 2	3.4	42.94	38.07	30066.71	5273.62	5397.31	0.07	0.062
Etage 3	3.4	46.68	52.2	26584.72	5012.13	5160.66	0.073	0.079
Etage 4	3.4	44.11	52.17	23233.44	4666.12	4825.51	0.065	0.074
Etage 5	3.4	40.26	48.06	19882.16	4256.99	4412.5	0.055	0.064
Etage 6	3.4	35.64	42.93	16530.89	3798.39	3941.64	0.046	0.053
Etage 7	3.4	30.36	36.95	13179.61	3277.42	3407.02	0.036	0.042
Etage 8	3.4	24.37	30.07	9828.33	2657.27	2769.94	0.027	0.031
Etage 9	3.4	17.62	22.2	6477.06	1911.31	2006	0.018	0.021
Terrasse	3.4	10.54	13.89	3125.78	976.17	1038.15	0.01	0.012

Observations :

Le bloc « A » vérifie la condition de stabilité vis-à-vis des effets de second ordre a tous les niveaux, donc l'effet « $P - \Delta$ » est négligeable pour l'ensemble de la structure.

Tableau III.7.3.2 : Vérification de l'effet P-delta du bloc B

Bloc B								
Niveau	h_k (m)	Δ_k (mm)		P_k (KN)	V_k (KN)		θ_k	
		Sens xx	Sens yy		Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
Base	0	0	0	35901.85	6389.41	6214.58	0	0
Etage 1	3.4	28.99	34.46	35261.98	6389.41	6214.58	0.047	0.058
Etage 2	3.4	48.49	63.47	32273.51	6250.97	6086.19	0.074	0.099
Etage 3	3.4	50.92	68.3	28457.17	5922.32	5789.33	0.072	0.099
Etage 4	3.4	47.85	65.45	24783.09	5496.75	5386.01	0.064	0.089
Etage 5	3.4	43.45	59.82	21109.01	4995.2	4901.18	0.054	0.076
Etage 6	3.4	38.25	52.85	17434.93	4430.81	4356.56	0.044	0.062
Etage 7	3.4	32.32	44.77	13760.85	3787.49	3738.18	0.035	0.049
Etage 8	3.4	25.69	35.98	10086.77	3024.96	2995.08	0.025	0.036
Etage 9	3.4	18.85	22.04	6497.96	2140.7	2128.25	0.017	0.02
Terrasse	3.4	11.39	16.85	3177.85	1109.73	1117.50	0.01	0.014

Observations :

Le bloc « B » vérifié la condition de stabilité vis-à-vis des effets de second ordre a tous les niveaux, donc l'effet « $P-\Delta$ » est négligeable pour l'ensemble de la structure.

Tableau III.7.3.3 : Vérification de l'effet P-delta du bloc C

Bloc C								
Niveau	h_k (m)	Δ_k (mm)		P_k (KN)	V_k (KN)		θ_k	
		Sens xx	Sens yy		Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
Base	0	0	0	14104.24	2521.81	1837.01	0	0
Etage 1	3.4	48.435	69.420	13807.02	2521.806	1837.011	0.078	0.153
Etage 2	3.4	80.112	138.281	12003.88	2410.992	1748.566	0.117	**0.279**
Etage 3	3.4	76.984	135.122	9970.42	2194.533	1579.506	0.103	**0.251**
Etage 4	3.4	67.285	116.351	7936.95	1911.975	1385.952	0.082	0.196
Etage 5	3.4	54.614	93.829	5903.48	1570.860	1174.058	0.060	0.139
Etage 6	3.4	39.368	67.579	3870.02	1146.888	902.719	0.039	0.085
Etage 7	3.4	22.618	39.844	1836.55	602.213	513.510	0.020	0.042

Observations :

Le bloc « C » vérifié la condition de stabilité vis-à-vis des effets de second ordre pour tous les niveaux sauf au niveau du plancher de l'étage 2 et 3 ($0.1 < \theta_k \leq 0.2$) dans le sens xx, et ne vérifie pas pour tous les niveaux sauf pour le sixième étage et la terrasse dans le sens yy, avec une forte instabilité aux niveaux 2 et 3. Donc l'effet « $P-\Delta$ » n'est pas négligeable pour ces niveaux.

La prise en compte de cet effet pour les niveaux qui ne vérifient pas la condition, se fait de manière approchée en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen de l'analyse élastique du 1° ordre par le facteur « $\frac{1}{1-\theta_k}$ ». Tel que :

Tableau III.7.3.4 : Amplification de l'action sismique sous l'effet $P-\Delta$ du bloc C

Niveau	V_k (KN)		θ_k		$\frac{1}{1-\theta_k}$		$V_{k(corrigé)}$ (KN)	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
Etage 1	2521.806	1837.011	0.078	0.153	OK	1.172	2735.135	2170.022
Etage 2	2410.992	1748.566	0.117	0.279	1.1138	1.372	2731.422	2425.883
Etage 3	2194.533	1579.506	0.103	0.251	1.115	1.322	2446.174	2108.437
Etage 4	1911.975	1385.952	0.082	0.196	OK	1.235	2083.103	1723.762
Etage 5	1570.860	1174.058	0.060	0.139	OK	1.1553	1671.780	1363.225

III.7.4 Vérification de la résistance structurelle des éléments

III.7.4.1 Vérification des dimensions minimales selon le RPA

La démarche de vérification des dimensions minimales des éléments structuraux ne se limite pas à une simple comparaison, mais s'inscrit dans une philosophie globale de sécurité où des dimensions adéquates sont exigées pour garantir leurs stabilités sous sollicitations sismiques. Le RPA 2024 établit des prescriptions minimales rigoureuses pour chaque type d'élément structural (poteaux, poutres, voiles, planchers) en fonction de la zone sismique, de la catégorie d'importance du bâtiment et du système de contreventement adopté. Dans notre projet ; la structure est de catégorie 1B, implantée en zone de sismicité élevée (zone 6), à ossature en portique en béton armée. Dans ce cas les conditions sont les suivantes :

- **Pour les poteaux :**
  - Section rectangulaire :

$$\begin{cases} min(b_c\,;h_c) \geq 30cm \\ min(b_c\,;h_c) \geq \frac{L_c}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_c}{h_c} \leq 4 \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} min(b_c\,;h_c) \geq 30cm\ > \frac{L_c}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_c}{h_c} \leq 4 \end{cases}$$

  - Section circulaire :

$$\begin{cases} D\ \geq 35cm \\ \mathrm{D} \geq \dfrac{L_c}{15} \end{cases}$$

Avec : L_c : La longueur libre du poteau. → (Dans notre cas ; le maximum qui correspond au cas le plus défavorable est égal à 3.15m).

b_c, h_c : Sont les dimensions de la section transversale du poteau.

D : le diamètre du poteau circulaire.

➢ **Pour les poutres :**

$$\begin{cases} b \geq 25cm \\ h \geq 30cm \\ \dfrac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec : b, h : sont respectivement la largeur et la retombée de la poutre.

En s'appuyant sur la liste des sections des éléments structuraux énumérés dans le tableau II.2.1 pour chaque bloc, on peut identifier directement les sections sous-dimensionnées des poteaux et des poutres. Les dimensions ne vérifiant pas les conditions ci-dessus sont marquées en couleur rouge dans le tableau suivant :

Tableau III.7.4.1 : Sections sous-dimensionnées

	Bloc A	Bloc B	Bloc C
Dimensions des poteaux	**25x60** **25x80**	**25x60** **25x80** **25x40**	**25x40**
Dimensions des poutres	Poutre noyée **20x25**	Poutre noyée **20x25**	Poutre noyée **20x25**

Pour les structures existantes, cette vérification permet d'identifier les éléments sous-dimensionnés nécessitant un renforcement et constitue le point de départ de toute stratégie de mise en conformité parasismique.

III.7.4.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou de retarder la rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, le RPA 2024 limite l'effort normal de compression de calcul des poteaux par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{cj}} \leq 0.35$$

Avec : N_d : L'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton.
B_c : Section transversale brute du poteau.
f_{cj} : La résistance caractéristique du béton à « j » jours.

Dans notre cas : d'après les essais non destructifs effectués sur le béton lors de l'expertise de l'ouvrage, le béton a été caractérisé par une résistance à la compression de 30MPa.

A noter :
- La vérification se fait pour les sollicitations résultantes des combinaisons d'actions sous séismes mentionnées dans le texte § III.4.
- La vérification a été effectuée selon la section du poteau et pour tous les niveaux.
- Tous les poteaux qui ne vérifiaient pas la condition ont été mentionnées en rouge.
- L'emplacement des sections vérifiées est identifié par la mention « S » qui reflète le niveau où se situe le poteau, et la mention « C » qui reflète sa position en plan.

Les résultats détaillés des vérifications sont affiches dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.7.4.2 : Résultats d'analyse des poteaux du bloc A

Bloc A						
Type de section (cm)	**Surface (m^2)**	**N_d (KN)**	**Position**	**ν**	**Combinaison**	**N_d (KN) $pour$ ν <0.35**
25x40	0.1	963.294	S3 C22	0.321	G+0.3Q+E1	1050
25x60	0.15	2640.335	S1 C4	0.587	G+0.3Q+E1	1575
		2551.958	S1 C3	0.567	G+0.3Q+E1	
		2369.709	S1 C1	0.527	G+0.3Q+E1	
		2464.258	S1 C2	0.548	G+0.3Q+E1	
		2316.407	S2 C4	0.515	G+0.3Q+E1	
		2203.916	S2 C3	0.490	G+0.3Q+E1	
		2161.863	S2 C2	0.480	G+0.3Q+E1	
		1950.249	S3 C4	0.433	G+0.3Q+E1	
		1846.479	S3 C3	0.410	G+0.3Q+E1	
		1813.537	S3 C2	0.403	G+0.3Q+E1	
		1759.566	S3 C3	0.391	G+0.3Q+E1	
		1701.433	S3 C1	0.378	G+0.3Q+E1	
		1592.281	S4 C4	0.354	G+0.3Q+E1	
25x80	0.2	2085.246	S1 C6	0.348	G+0.3Q+E1	2100
40x40	0.16	1205.749	S2 C36	0.251	G+0.3Q+E2	1680
55x55	0.3025	3471.595	S2 C21	0.383	G+0.3Q+E2	3176.25
		3391.654	S2 C11	0.374	G+0.3Q+E2	
		3305.069	S2 C20	0.364	G+0.3Q+E2	
		3268.304	S2 C10	0.360	G+0.3Q+E2	
55x60	0.33	3808.031	S1 C11	0.385	G+0.3Q+E2	3465
		3680.380	S1 C10	0.372	G+0.3Q+E2	
		3531.334	S1 C7	0.357	G+0.3Q+E2	
55x80	0.44	2587.125	S1 C14	0.196	G+0.3Q+E1	4620
70x70	0.49	3930.172	S1 S21	0.267	G+0.3Q+E2	5145
ϕ60	0.283	1327.029	S2 C30	0.156	G+0.3Q+E2	2968.805
36.6x60	0.2196	995.742	S2 C25	0.151	G+0.3Q+E1	2305.8

Tableau III.7.4.3 : Résultats d'analyse des poteaux du bloc B

Bloc B						
Type de Section (cm)	**Surface (m^2)**	**N_d (KN)**	**Position**	**ν**	**Combinaison**	**N_d pour ν <0.35**
25x40	0.1	1148.9927	S3 C13	0.383	G+0.3Q+E1	1050
25x60	0.15	2774.0056	S1 C12	0.616	G+0.3Q+E1	1575
		2451.1319	S1 C11	0.545	G+0.3Q+E1	
		2342.7976	S2 C12	0.521	G+0.3Q+E1	
		2172.8813	S2 C11	0.483	G+0.3Q+E1	
		1830.569	S3 c11	0.407	G+0.3Q+E1	
		1895.8385	S3 C12	0.421	G+0.3Q+E1	
25x80	0.2	2069.4329	S1 C13	0.345	G+0.3Q+E1	2100
40x40	0.16	2874.970	S1 C2	0.599	G+0.3Q+E2	1680
		2630.253	S1 C1	0.548	G+0.3Q+E1	
		2522.066	S1 C3	0.525	G+0.3Q+E2	
		2496.929	S2 C2	0.520	G+0.3Q+E2	
		2274.536	S1 C14	0.474	G+0.3Q+E2	
		2251.131	S2 C1	0.469	G+0.3Q+E1	
		2170.602	S2 C2	0.452	G+0.3Q+E1	
		2158.635	S2 C3	0.450	G+0.3Q+E2	
		2123.839	S2 C6	0.442	G+0.3Q+E2	
		2043.250	S3 C2	0.426	G+0.3Q+E2	
		1779.823	S3 C3	0.371	G+0.3Q+E2	
		1823.911	S3 C1	0.380	G+0.3Q+E1	
		1742.012	S3 C6	0.363	G+0.3Q+E2	
40x60	0.24	3547.667	S1 C4	0.493	G+0.3Q+E1	2520
		3168.684	S2 C4	0.440	G+0.3Q+E1	
		2949.555	S1 C19	0.410	G+0.3Q+E2	
		2693.451	S3 C4	0.374	G+0.3Q+E1	
		2667.944	S2 C19	0.371	G+0.3Q+E2	
55x55	0.3025	3558.043	S2 C10	0.392	G+0.3Q+E2	3176.25
		3347.492	S1 C23	0.369	G+0.3Q+E2	
		3286.964	S1 C20	0.362	G+0.3Q+E2	
		3250.563	S2 C7	0.358	G+0.3Q+E2	
55x80	0.44	2703.169	S1 C15	0.205	G+0.3Q+E2	4620
70x70	0.49	4333.832	S1 C5	0.295	G+0.3Q+E2	5145
ϕ60	0.283	2004.290	S2 C14	0.236	G+0.3Q+E2	2968.805
36.6x60	0.2196	1470.611	S2 C13	0.223	G+0.3Q+E1	2305.8

Tableau III.7.4.4 : Résultats d'analyse des poteaux du bloc C

Bloc C						
Type de section (cm)	**Section (m^2)**	**N_d (KN)**	**Position**	**ν**	**Combinaison**	**N_d pour ν <0.35 (KN)**
25x40	0.1	1151.6426	S1 C10	0.384	G+0.3Q+E1	1050
		1130.6624	S1 C2	0.377	G+0.3Q+E1	
		1121.8294	S1 C13	0.374	G+0.3Q+E1	
		1121.0228	S1 C1	0.374	G+0.3Q+E1	
		1090.6486	S1 C11	0.364	G+0.3Q+E1	
		1088.516	S1 C12	0.363	G+0.3Q+E1	
		1063.313	S1 C3	0.354	G+0.3Q+E1	
		1058.412	S1 C4	0.353	G+0.3Q+E1	
40x40	0.16	1118.5738	S1 C9	0.233	G+0.3Q+E2	1680
ϕ45	0.159	986.4768	S1 C25	0.207	G+0.3Q+E2	1669.95
ϕ50	0.1964	1187.3638	S1 C14	0.202	G+0.3Q+E1	2968.805

Observations :

Cette vérification représente le deuxième niveau de vérification des dimensionnements des poteaux (après celui des dimensions minimales) selon le RPA 2024. Les résultats ont permis de localiser les sections sous dimensionnées nécessitants des interventions de mise à niveau.

III.7.4.3 Vérification du ferraillage des éléments structuraux

La vérification du ferraillage des éléments structuraux de la structure existante se fait à la suite des investigations non destructifs effectuées lors de l'expertise de l'ouvrage. Les résultats des essais au pachomètre et au scanner a béton qui ont servi à localiser et identifier les armatures existantes des éléments structuraux sans endommager la structure, seront comparés aux exigences spécifiques du règlement.

Le RPA 2024 impose pour la zone sismique 6 des ratios d'armatures longitudinales et transversales minimales spécifiques pour les différents éléments structuraux composants la structure, et ceux en zones nodales et courantes. Tel que :

➢ **Pour les poteaux :**

Les exigences sur les armatures longitudinales sont :

- Section d'armatures : $1\% * B_c \leq A_s \leq \begin{cases} 4\% * B_c \rightarrow \text{en zone courante} \\ 8\% * B_c \rightarrow \text{en zone nodale} \end{cases}$
- Diamètre minimale : $\phi_L \geq 12mm$
- Nombres de barres minimales par face : 2
- Longueur de recouvrement : $L_r = 60\phi_L$
- La distance entre les barres verticales d'une face ne doit pas dépasser : 15cm

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales des poteaux sont les suivants :

Tableau III.7.4.5 : Vérification du ferraillage du bloc A

Bloc A							
Section	face	Sections de calcul			$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	Constat
		P (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)	
25x40	25	795.99	104.55	0	10	6.03	Non vérifié
	40	705.38	290.01	18.72		10.05	
25x60	25	349.56	319.59	11.74	15	6.03	Non vérifié
	60	845.11	649.89	30.24		14.07	
25x80	25	692.61	354	4.44	20	Non dispo	
	80	1610.56	816.527	20.95			
40x40		322.25	401.43	21.72	16	10.05	Non vérifié
55x55		1092.826	821,99	36.2	30.25	12.06	Non vérifié
55x60	55	1341.83	642.39	16.93	33	Non dispo	
	60	3808.031	646.37	20.07			
55x80	55	1733.45	517.96	8.91	44	Non dispo	
	80	2471.915	1476.404	32.33			
70x70		73.75	1176.33	46.93	49	16.08	Non vérifié
37x60	37	225.43	347.56	13.69	21.96	Non dispo	
	60	727.693	654.22	26.76			
ϕ60		1117.46	810.883	104	28.27	28.14	Non vérifié

Tableau III.7.4.6 : Vérification du ferraillage du bloc B

Bloc B							
Section	face	Sections de calcul			$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	Constat
		P (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)	
25x40	25	640.81	182.38	9	10	6.03	Non vérifié
	40	641.36	278.491	18.67		10.05	
25x60	25	720.9	336.15	9.43	15	6.03	Non vérifié
	60	617.95	499.44	21.21		14.07	
25x80	25	550.82	535.8	13.23	20	Non dispo	
	80	750.51	634.45	15.72			
40x40		508.783	598.78	47.61	16	10.05	Non vérifié
40x60	40	1965	678.04	20.8	24	14.07	Non vérifié
	60	2996.91	726.863	25.01			
55x55		2062.57	1030.68	47.91	33	16.08	Non vérifié
55x80	55	766.7	1070.43	29.14	44	Non dispo	
	80	2471.915	1476.404	32.33			

70x70		590.24	1861.91	75.45	49	16.08	Non vérifié
37x60	37	445.22	709.15	32.3	21.96	Non dispo	
	60	479.295	964.93	51.03			
ϕ60		1396.52	924.55	123.6	28.27	28.14	Non vérifié

Tableau III.7.4.7 : Vérification du ferraillage du bloc C

Bloc C							
Section	face	Sections de calcul			$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	Constat
		P (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)	
25x40	25	263.27	109.3	4.96	10	6.03	Non vérifié
	40	695.95	237.55	14.98		10.05	
40x40		352.58	345.066	24.45	16	10.05	Non vérifié
ϕ45		827.34	311.22	47.3	15.9	24.12	Non vérifié
ϕ50		1187.36	392.49	50.45	19.64	Non dispo	

A noter :

La désignation « non dispo » fait référence à des sections non auscultées lors de l'expertise, en raison de leurs accessibilités.

➢ **Pour les poutres :**

Les exigences sur les armatures longitudinales sont :

- Taux d'armatures : $0.5\% * B_c \leq A_s \leq \begin{cases} 4\% * B_c \rightarrow \text{en zone courante} \\ 6\% * B_c \rightarrow \text{en zone nodale} \end{cases}$
- Diamètre minimale : $\phi_L \geq 14mm$
- Nombres de barres minimales par face : 2
- Longueur de recouvrement : $L_r = 60\phi_L$

Avec : B_c → la section transversale de l'élément structurel

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales des poutres sont les suivants :

Tableau III.7.4.8 : vérification du ferraillage des poutres du bloc A

Bloc A						
Sections	Zone	Sections de calcul		$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	Constat
		M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)	
35x60	Courante	777.9523	53,96	10.5	12.56 (4T20)	Non vérifié
	Nodale	853.5489	57,98		12.56 (4T20)	Non vérifié
20x25	Courante	59.213	7,83	2.5	9.42 (3T20)	Vérifié
	Nodale	60.494	8,03		9.42 (3T20)	Vérifié

Tableau III.7.4.9 : vérification du ferraillage des poutres du bloc B

Bloc B						
Sections	Zone	Sections de calcul		$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	Constat
		M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)	
35x60	Courante	795.916	41,82	10.5	12.56 (4T20)	Non vérifié
	Nodale	922.621	50,58		12.56 (4T20)	Non vérifié
20x25	Courante	52.813	6,84	2.5	9.42 (3T20)	Vérifié
	Nodale	55.892	7,31		9.42 (3T20)	Vérifié

Tableau III.7.4.10 : vérification du ferraillage des poutres du bloc C

Bloc C						
Sections	Zone	Sections de calcul		$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	Constat
		M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)	
25x40	Courante	240.78	19,52	5	9.42 (3T20)	Non vérifié
	Nodale	263.621	21,9		9.42 (3T20)	Non vérifié
20x25	Courante	82.315	11,89	2.5	9.42 (3T20)	Non vérifié
	Nodale	85.786	12,59		9.42 (3T20)	Non vérifié

Observations :

Les résultats de la vérification de la conformité du ferraillage existant avec le ferraillage nécessaire et celui exigé par le RPA 2024 montrent globalement une insuffisance de ferraillage dans tous les éléments structuraux (poutres et poteaux). Cette inadéquation des sections d'armatures signale des éléments déficients en acier.

III.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons établi des modèles numériques de calcul des différents blocs constituants la structure étudiée. La modélisation sous ETABS, étayée par des hypothèses rigoureuses a permis d'obtenir une représentation du comportement structural sous différentes configurations d'analyse.

D'abord, l'analyse modale de ces modèles a révélé les caractéristiques dynamiques intrinsèques de la structure, mettant en lumière les modes de vibrations prédominants et les déformées modales associées, ainsi que leur influence sur la réponse globale du bâtiment face aux sollicitations sismiques.

Ensuite, La phase de calibrage basée sur les essais de vibrations ambiantes s'est avérée déterminante pour affiner les modèles numériques, permettant d'identifier plusieurs spécificités du comportement réel de la structure, notamment sa rigidité effective et la contribution significative des éléments non structuraux dans la rigidité globale de la structure. Les ajustements paramétriques qui s'en sont découlés ont significativement amélioré la représentativité des modèles numériques.

Enfin, une fois les modèles validés, l'évaluation des éléments structuraux selon le cadre normatif du RPA 2024 a été entreprise, englobant : la vérification des dimensions minimales réglementaires, l'évaluation des efforts sur la structure sous combinaisons sismiques, ainsi que la vérification du ferraillage existant. Ceci a constitué une base technique informative pour la hiérarchisation des insuffisances structurelles.

L'approche méthodologique développée dans ce chapitre fournit une base fiable et des prérequis indispensables pour les phases ultérieures de l'étude.

Dans le chapitre suivant, nous abordons l'évaluation quantitative de la vulnérabilité sismique de la structure avec la méthode Push over, afin d'approfondir la compréhension du comportement de la structure face aux sollicitations sismiques, et d'identifier ses réserves de capacité et ses vulnérabilités spécifiques.

CHAPITRE IV :

Evaluation de la vulnérabilité sismique de la structure

IV.1 Introduction

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures existantes représente un enjeu majeur dans les régions à forte sismicité, particulièrement pour les ouvrages conçus et réalisés en amont de l'évolution des connaissances et la mise en place des normes parasismiques modernes.

Dans le chapitre précédent, l'analyse linéaire élastique de la structure existante a permis de vérifier sa résistance et sa stabilité conformément aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA 2024, où plusieurs non-conformités ont été observées. Cependant, malgré l'âge de la structure et ses "faiblesses" théoriques, la structure a survécu aux séismes passés sans subir de dégradations structurelles majeures. Ce paradoxe s'explique par le fait que l'analyse effectuée demeure dans le domaine élastique ne reflétant qu'une partie limitée du comportement réel de la structure.

Par conséquent, une caractérisation plus étendue du comportement post-élastique de la structure étudiée s'avère nécessaire pour se renseigner sur ses réserves de capacité des déformations et de ductilité au-delà du domaine élastique sans s'effondrer sous sollicitations sismiques.

Pour se faire, et afin d'éviter le conservatisme excessif de l'analyse linéaire, qui pourrait conduire à des renforcements disproportionnés ou mal ciblés, une analyse non linéaire de la structure est effectuée en utilisant l'approche capacitaire de la méthode pushover pour évaluer sa capacité globale, déterminer ses véritables mécanismes de défaillance, et ses niveaux de performance structurelle.

IV.2 Fondement théorique de l'analyse Pushover

IV.2.1 Philosophie générale de l'analyse Pushover

Le principe de cette méthode d'analyse comme son nom l'indique, consiste en une suite de calculs statiques non linéaires représentant l'application incrémentale d'une force latérale sur toute la hauteur de la structure (poussée progressive) simulant l'effort sismique, dont l'intensité augmente graduellement, jusqu'à l'atteinte d'un déplacement maximal au sommet (dit déplacement « cible »), ou un point de fonctionnement correspondant à un état d'endommagement limite prédéfini, considéré acceptable pour la sécurité appelé « objectif de performance ». [17]

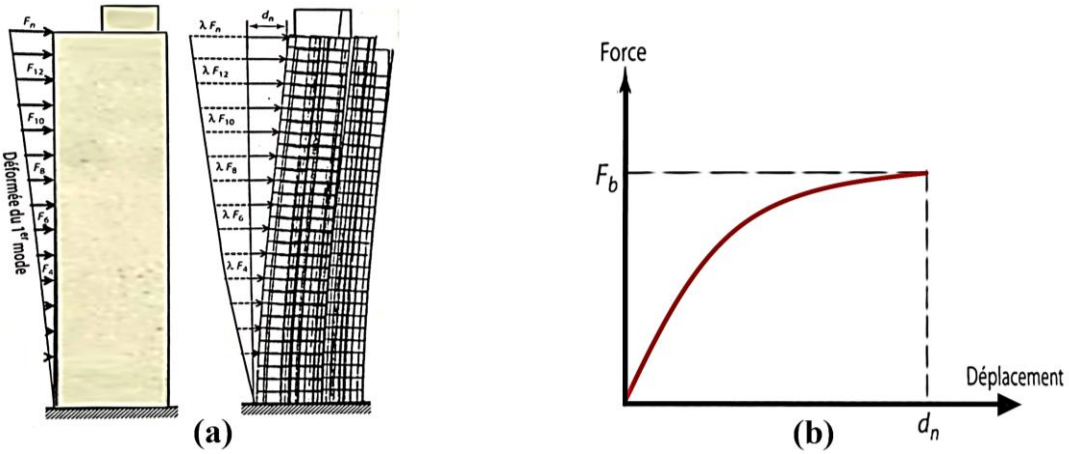


Figure IV.2.1.1 : (a) Application de la charge de la méthode Pushover / (b) courbe de capacité

La distribution spatiale de ces charges dérive des caractéristiques modales de la structure, visant à reproduire les efforts d'inertie générés lors d'un séisme. La synthèse de toutes les incrémentations effectuées est représentée par une courbe appelée « courbe de capacité », reliant la force latérale appliquée au déplacement caractéristique au sommet de la structure, comme le montre le graphique (b) de la figure IV.2.4.1.

La performance de la structure est déduite en comparant la capacité structurelle avec le spectre de réponse de la demande estimée, qui sont tous les deux exprimées en format accélération-déplacement du spectre de réponse (Acceleration- Displacement Response Spectrum ADRS).

IV.2.2 Objectifs de l'analyse Pushover

- Évaluer la capacité réelle de la structure à résister aux séismes en tenant compte des déformations plastiques et autres phénomènes non linéaires.
- Déterminer les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles.
- Déterminer la courbe de capacité de la structure, qui nous renseigne sur la résistance, la déformabilité et la ductilité de la structure.
- Prendre en compte dans l'analyse les effets du second ordre.
- Identifier les zones critiques de plastification (où se forment les rotules plastiques) et les modes de ruine possibles.
- Estimer les niveaux de performance sismique et la vulnérabilité globale, en fournissant des informations sur la limite élastique et plastique de la structure

IV.2.3 Hypothèses de l'analyse Pushover

L'analyse Pushover, repose sur plusieurs hypothèses fondamentales qui définissent à la fois sa puissance et ses limitations [22]. Telles que :

- Le comportement non linéaire des poutres et des poteaux est représenté par l'attribution concentrée des rotules en plastique aux extrémités des éléments.
- La déformée de la structure est assimilée à celle d'un système simplifié a un degré de liberté qui est gouvernée par son mode fondamental de vibration (mode 1). Ceci implique que la forme modale {Φ} reste constante tout au long de l'analyse, quel que soit le niveau de déformation.
- La distribution du chargement statique croissant est faite selon une configuration de chargement triangulaire sur la hauteur de la structure.
- Seulement un cas de charge peut être traité à la fois.
- Les efforts de poussées de la méthode Push over dans les deux directions longitudinale et transversale sont étudiés séparément (push XX et push YY).

Cette analyse a été menée avec le même logiciel que pour l'analyse linéaire (ETABS 2021). Ce dernier offre une large gamme de paramètres à définir selon l'objectif de l'analyse.

IV.2.4 Paramètres de contrôle de l'analyse Pushover

IV.2.4.1 Types de contrôle

Le choix du type de contrôle de charge appliquée dépend de la nature de la charge et du comportement attendu de la structure. On distingue deux types d'analyse :

- **Analyse à force contrôlée :** Consiste a appliqué la totalité du chargement comme prédéfini. Ce type d'analyse est choisie lorsque les charges appliquées à la structure sont connues et que la structure est supposée pouvoir les supporter, comme dans le cas de l'application des charges gravitaires. [46]
- **Analyse à déplacement contrôlée :** Consiste à augmenter l'amplitude des charges jusqu'à ce que le déplacement cible atteigne la valeur spécifiée. Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure avant d'atteindre le déplacement cible. Ce type est employé pour l'application des forces sismiques. [43]

Pour mener au mieux l'analyse Pushover de la structure étudiée, l'utilisation du paramètre de contrôle des déplacements est choisie, du fait qu'il offre une meilleure stabilité numérique pour capturer le comportement post-élastique et évaluer la ductilité structurelle. [44]

IV.2.4.2 Nœud de contrôle

Le point de contrôle du déplacement dans l'analyse effectuée sera pris le plus proche du centre de gravité du plancher, au niveau le plus élevé de chaque structure (au niveau de la terrasse de chaque bloc).

IV.2.4.3 Déplacement cible :

Définie par défaut dans le logiciel à H/25, soit environ 4% de la hauteur totale de la structure [45], [50]. Cependant nous avons fixé sa valeur à 600mm pour tous les blocs étudiés en se basant sur l'ordre de grandeur des déplacements précédemment calculés lors de l'analyse linéaire.

IV.2.5 Notions de base

IV.2.5.1 Courbe de capacité

Constitue la représentation graphique centrale de l'analyse push over, illustrant la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure. Cette courbe révèle le comportement non-linéaire global et permet d'identifier les phases critiques du comportement structural (élasticité, plastification, dégradation et capacité ultime).

IV.2.5.2 Demande sismique

Traduit les sollicitations imposées à la structure lors d'un séisme d'intensité donnée, exprimée initialement avec un spectre d'accélération en fonction de la période. Pour permettre la confrontation directe avec la courbe de capacité, ce spectre doit être transformé au format ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), exprimant l'accélération en fonction du déplacement spectral.

IV.2.5.3 Point de performance :

Le point de performance représente l'intersection entre la capacité structurale et la demande sismique réduite pour tenir compte du comportement non-linéaire. Ce point fondamental caractérise la réponse maximale attendue de la structure pour un niveau sismique spécifique, permettant d'évaluer si la structure atteint les objectifs de performance visés.

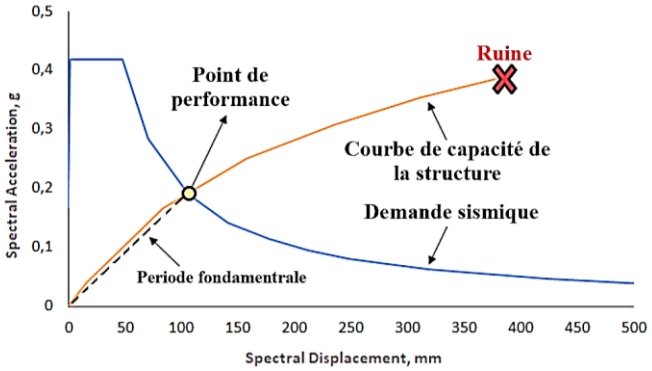


Figure IV.2.5.3.1 : Représentation du procédé de définition du point de performance

IV.2.5.4 Les rotules plastiques :

Elles représentent les zones localisées où se concentrent les déformations inélastiques, permettant la dissipation de l'énergie sismique. Ces mécanismes de déformation se classent en trois catégories principales : rotules de flexion (comportement ductile), rotules de cisaillement (comportement fragile) et rotules axiales (représentants les diagonales des bielles de compressions de la maçonnerie). Les guides FEMA 356 et ATC 40 établissent des points de référence (IO, LS, CP) pour caractériser le niveau de dégradation de chaque section et son degré d'entrée dans le domaine plastique. Leur formation séquentielle détermine le mécanisme de ruine de la structure.

IV.2.5.5 Mécanisme de ruine :

Décrit la configuration déformée ultime de la structure, résultant de la formation séquentielle de rotules plastiques, conduisant à la transformation de la structure en système instable. Ce mécanisme détermine la ductilité disponible et sa résilience sismique.

IV.2.5.6 Objectif de performance :

Définit le niveau de dommage acceptable ou toléré pour une structure soumise à un séisme d'intensité donnée. On distingue cinq (05) niveaux d'endommagement :

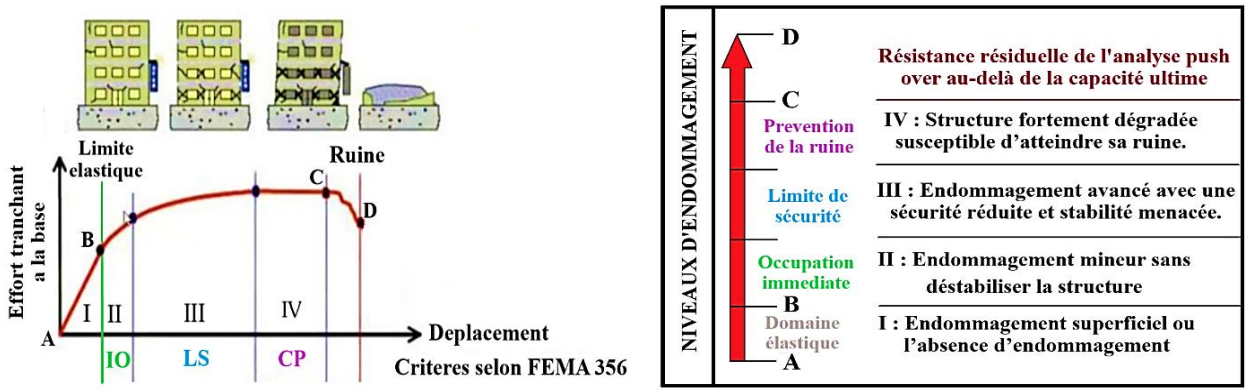


Figure IV.2.5.6.1 : Etats d'endommagements structurels lors d'une analyse Pushover [FEMA 356]

IV.3 Méthodologie de l'analyse

IV.3.1 Définition du comportement non linéaire de la structure

A partir des modèles numériques précédemment élaborés, calibrés et validés lors du chapitre précèdent, il convient d'adapter certains de leurs paramètres pour pouvoir les utiliser en vue d'effectuer une analyse Pushover de notre structure. Cela passe par les étapes qui suivent :

IV.3.1.1 Définition du comportement non linéaire des matériaux

Le choix des lois de comportement des matériaux est crucial pouvant affecter de manière drastique la précision de l'analyse Pushover. La prise en compte du comportement réel de nos sections en béton armé, nécessite de considérer le comportement post-élastique du béton et de l'acier définit par les lois de comportement, tel que :

- **Loi de comportement du béton :** est représentée selon le modèle d'endommagement isotrope de Mazars, reflétant sa perte de rigidité et de résistance (sous traction et compression) dans le domaine post élastique.
- **Loi de comportement de l'acier :** est représenté par la loi de comportement élastoplastique avec écrouissage.

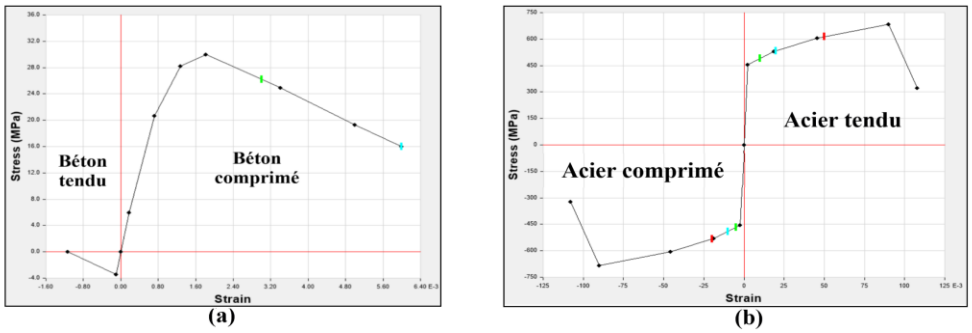


Figure IV.3.1.1.1 : Loi de comportement élastoplastique : (a) du béton, (b) de l'acier

IV.3.1.2 Définition du comportement non linéaire des éléments

Le comportement non linéaire des éléments est introduit par l'incorporation de rotules plastiques, également appelées "Plastic Hinge", aux niveaux des sections des éléments structuraux. L'affectation des rotules dans nos modèles numériques se fait selon le type d'élément comme suit :

- Affectation de rotules de de flexion (M3) → aux extrémités des poutres
- Affectation de rotules de type (P-M2-M3) qui considèrent l'interaction entre l'effort normal et les moments fléchissant → aux extrémités des poteaux.

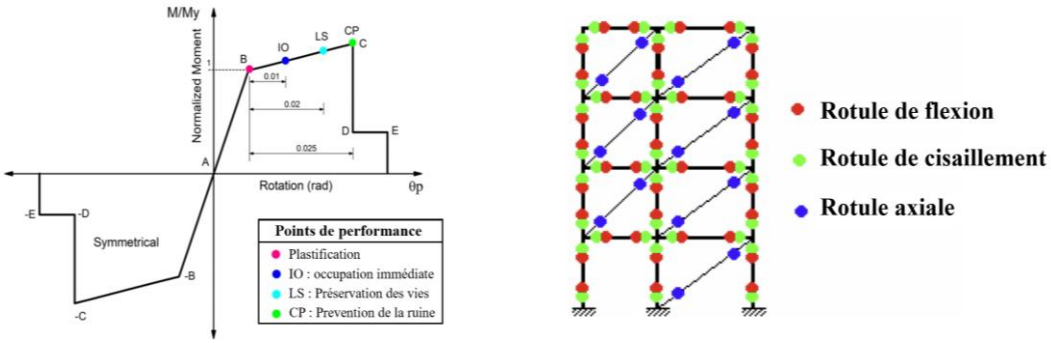


Figure IV.3.1.2.1 : Loi de comportement des rotules plastiques et leurs emplacements selon leurs types

Les propriétés de ces rotules plastiques sont définies automatiquement dans le logiciel, selon la bibliothèque de référence choisie. Dans cette présente étude, l'analyse a été menée selon les standards du règlement américain ASCE 41-17. Ce choix s'explique du fait que ce dernier se présente comme une mise à jour des précédents normes (ATC40, ASCE 41-13 et FEMA 356), fournissant des relations force-déformation plus détaillées et actualisées pour les rotules plastiques, basées sur les récentes recherches, tout en facilitant l'interprétation des résultats de l'analyse Pushover selon les critères de performance prédéfinies.

IV.3.2 Affectation du ferraillage des éléments structuraux

Les sections d'armatures des éléments poteaux et les poutres, sont intégrées dans les modèles de calcul des différents blocs conformément aux ferraillages existants mentionnés dans les tableaux III.7.4.5 (pour le bloc A), III.7.4.6 (pour le bloc B) et III.7.4.7 (pour le bloc C) identifiés lors de l'expertise de l'ouvrage.

IV.3.3 Définition du chargement de l'analyse push over

Les charges à considérer lors de cette analyse statique non linéaire sont de deux types : les charges gravitaires et les charges latérales. Telles que :

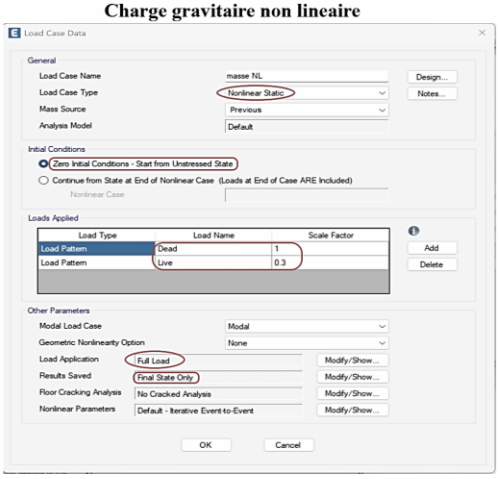
- **Les charges gravitaires :** sont appliquées en mode « force contrôlée », ils sont représentés par la combinaison recommandée par le RPA 2024 pour la prise en compte du poids de la structure dans le domaine non linéaire, à savoir : $W_{\{NL\}} = G + 0.3 * Q$

A noter :

Il est recommandé de créer un nouveau cas de charge de type non linéaire pour la définition de chargement gravitaire de la méthode Pushover. Cette définition est indispensable pour les deux autres cas de charges latérales car ces derniers utilisent comme un point de départ les résultats finaux de la première charge gravitaire.

- **Les charges latérales :** sont appliquées progressivement après les charges gravitaires dans le plan horizontal en mode « déplacement contrôlé », introduits sous la forme d'un spectre élastique d'accélération dans chaque direction (xx ou yy séparément), afin de représenter les poussées induites par l'action sismique dans le domaine non linéaire.

Charge gravitaire non lineaire



Chargement lateral (poussee selon YY par exemple)

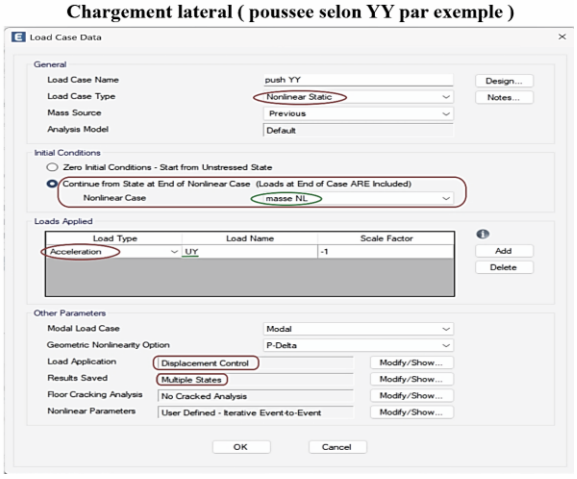
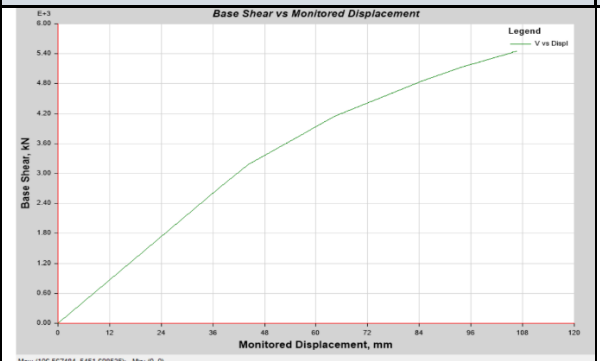
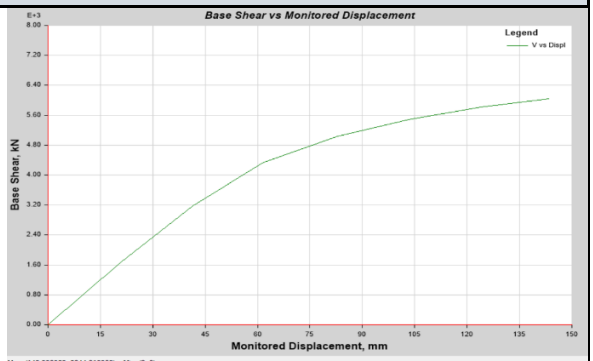
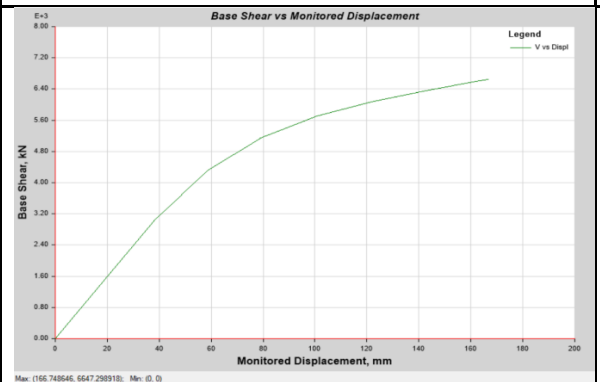
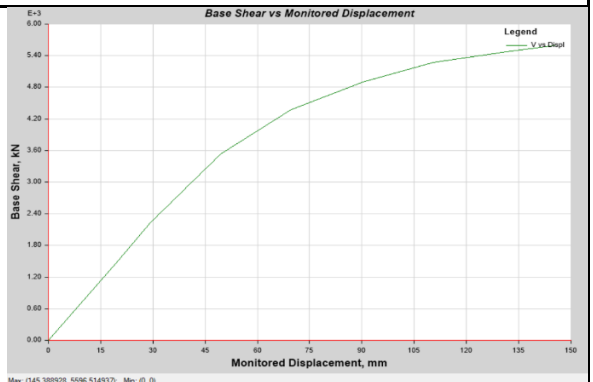
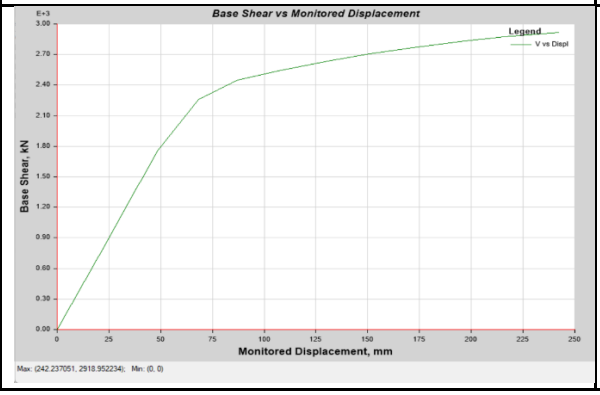
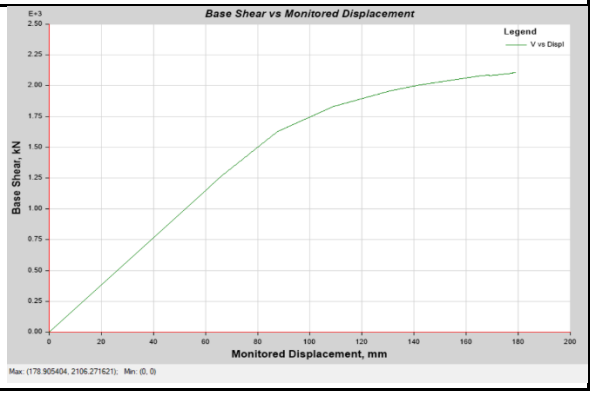


Figure IV.3.3.1 : Chargement pour l'analyse Pushover

IV.3.4 Obtention de la courbe capacitaire

Apres analyse, nous obtenons les courbes capacitaires de chaque bloc de l'immeuble, pour chacun des sens d'application de l'action sismique (Pushover xx et Pushover yy). Les résultats sont présentés en ci-dessous :

Tableau IV.3.4.1 : Courbe capacitaire $V_b = f(\delta)$ pour les trois blocs à l'issue de l'analyse Pushover

	Pushover sens xx	Pushover sens yy
Bloc A		
Bloc B		
Bloc C		

Ces courbes indiquent le comportement des différents blocs face aux deux sollicitations horizontales, indépendamment de leurs intensités. Cependant, ces derniers ne permettent pas de statuer sur la vulnérabilité sismique de nos structures. Pour se faire, on doit définir leurs performances sismiques face au risque sismique propre à la zone d'implantation de l'ouvrage.

IV.3.5 Détermination du point de performance

Le point de performance est représenté par l'intersection de la courbe capacitaire de la structure avec la courbe de demande sismique en format Accélération-Déplacement (ADRS). La position de ce dernier représente l'état dans lequel la structure devrait se retrouver lors du séisme de dimensionnement.

IV.3.5.1 Détermination de la demande sismique

L'action sismique est traduite par le spectre de réponse représenté par une courbe retraçant l'accélération spectrale relatif « S_a/g » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques. Cette accélération est déterminée à partir du spectre de réponse élastique $S_{ae}(T)$ pour les composantes horizontales du séisme en fonction de la période propre non amortie « T », de la sismicité de zone et de la nature du sol, définie selon le RPA 2024 par l'expression suivante :

$$\frac{S_{ae}(T)}{g} = \begin{cases} A * I * S * \left(1 + \frac{T}{T_1} * (2.5 * \eta - 1)\right) & si: 0 \leq T < T_1 \\ A * I * S * (2.5 * \eta) & si: T_1 \leq T < T_2 \\ A * I * S * (2.5 * \eta) * \left(\frac{T_2}{T}\right) & si: T_2 \leq T < T_3 \\ A * I * S * (2.5 * \eta) * \left(\frac{T_2 * T_3}{T}\right) & si: T_3 \leq T < T_4 \end{cases}$$

Dans notre cas :

- Coefficient d'importance : 1B → I=1.2
- Coefficient d'accélération de la zone : zone sismique VI → A=0.3
- Coefficient de site : site S3 en zone sismique VI → S=1.3
- Périodes limites : $T_1 = 0.15\ s$; $T_2 = 0.6\ s$; $T_3 = 2\ s$
- Ossature en portique en béton armé : $\xi = 7\%$ (maçonnerie dense) → $\eta = 0.882$

La figure ci-dessous représente le spectre élastique appliqué.

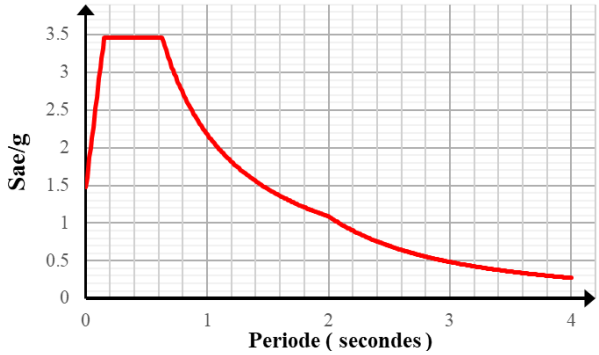


Figure IV.3.5.1.1 : Spectre élastique d'accélération sismique

L'utilisation de ce spectre élastique permet de représenter la sollicitation sismique dans sa forme la plus sévère. L'absence de considération des hypothèses de ductilité et de la dissipation d'énergie par déformation plastique de la structure permet de s'assurer qu'on ne sous-estime pas la sollicitation. Cet aspect conservateur permet d'évaluer si les marges de sécurité sont suffisantes ou non.

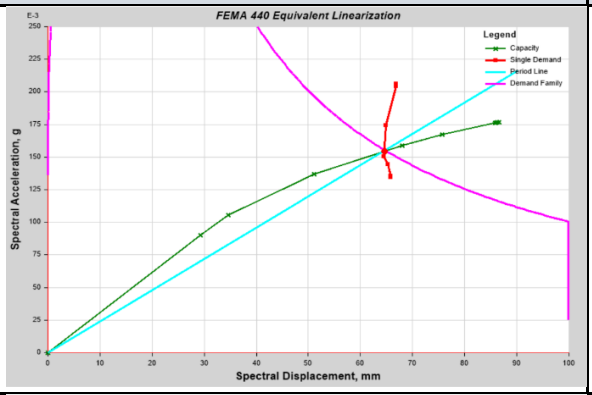
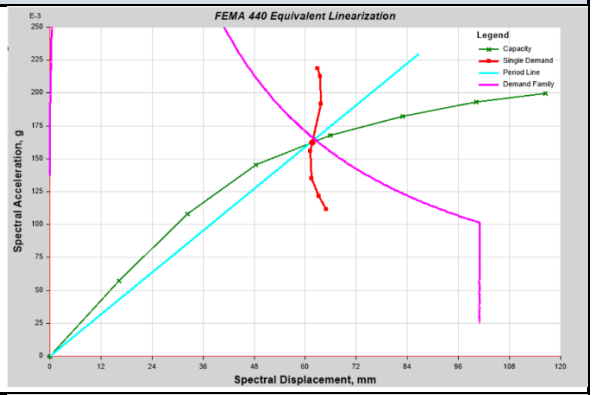
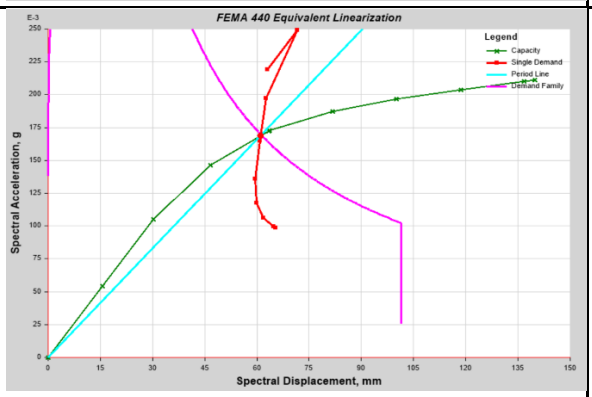
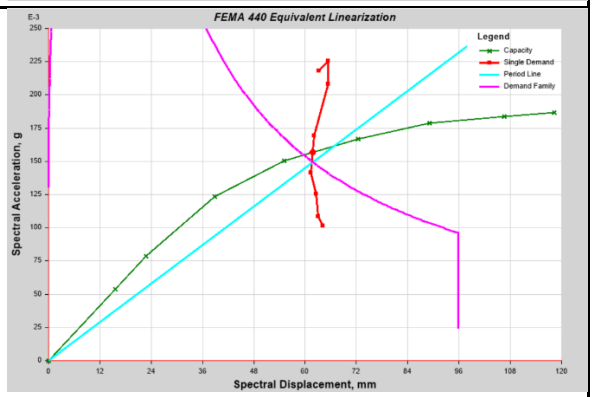
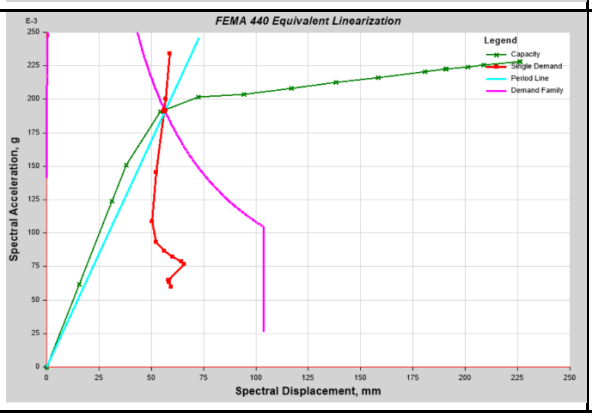
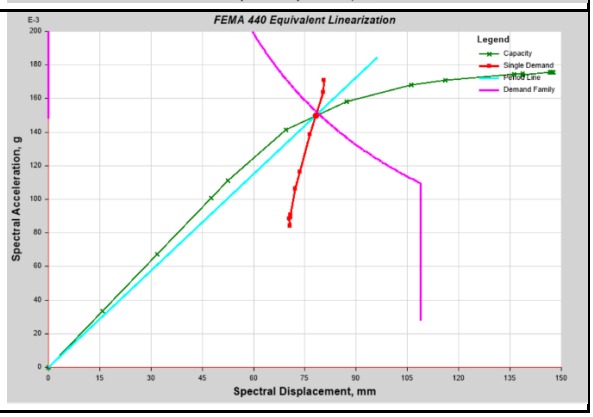
A noter :

Il convient de comparer entre la demande avec la capacité en superposant leurs courbes en format ADRS. Cela nécessite la conversion de l'abscisse T en déplacements, tel que : $S_d = \frac{S_a * T^2}{4\pi^2} g$

IV.3.5.2 Localisation du point de performance

Pour la déterminaison du point de performance, le logiciel ETABS intègre directement la méthodologie FEMA 440 Equivalent Linearization. L'avantage de cette méthode est quelle introduit des relations plus précises entre le déplacement inélastique maximal et le déplacement d'un système élastique équivalent, fournissant une évaluation plus précise de la vulnérabilité sismique dans leur domaine inélastique [42]. Son application donne les résultats ci-dessous :

Tableau IV.3.5.2.1 : Location des points de performances de chaque bloc dans chaque sens

	Push over sens xx	Push over sens yy
Bloc A		
Bloc B		
Bloc C		

IV.4 Résultats de l'analyse push over de la structure

IV.4.1 Paramètres de demande sismique au point de performance :

A partir de la localisation graphique des points d'intersections entre la demande et la capacité de la structure, on peut tirer les paramètres V_p et δ_p au point de performance :

Tableau IV.4.1.1 : Paramètres aux points de performances des blocs constituants la structure

Paramètres		Bloc A		Bloc B		Bloc C	
		$V_p(KN)$	$\delta_p(mm)$	$V_p(KN)$	$\delta_p(mm)$	$V_p(KN)$	$\delta_p(mm)$
Sens de la poussée	XX	4711.16	80.41	5023.88	76.10	2278.94	70.19
	YY	4869.34	77.79	4574.14	77.58	1721.89	97.69

IV.4.2 Etat de plastification des éléments structuraux

IV.4.2.1 Bloc A :

Tableau IV.4.2.1.1 : Rotules plastiques formées au niveau du bloc « A » à différents états

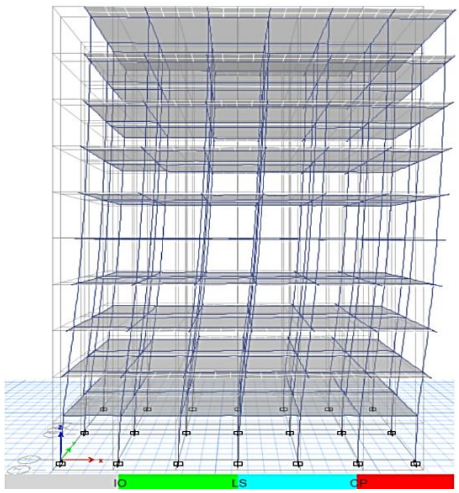
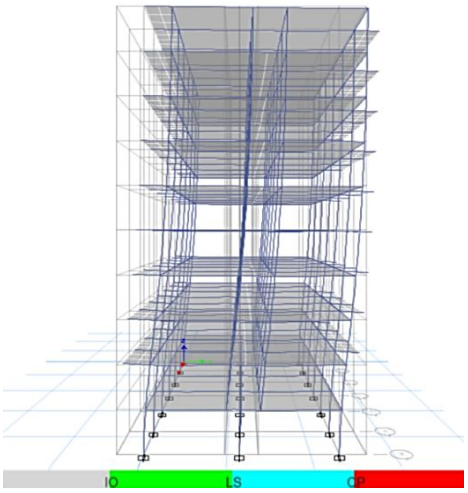
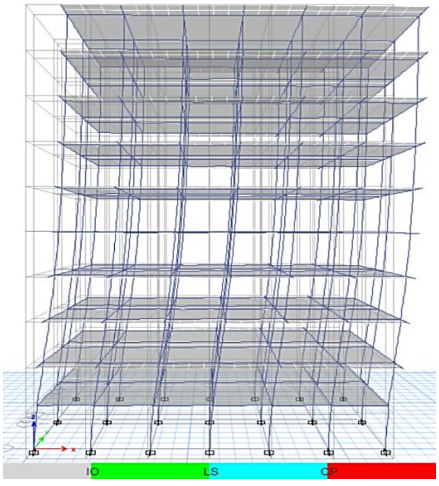
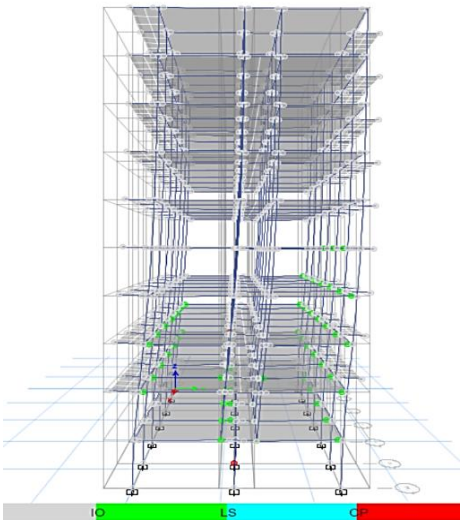
	Push over sens xx	Push over sens yy
Au point de performance		
Ultime (fin d'analyse)		

Tableau IV.4.2.1.2 : Details de la formation progressive des rotules plastiques au niveau des éléments structuraux du bloc A pour l'analyse du sens xx

Push over XX								
Itération	Déplacement contrôlé δ(mm)	Effort a la base V(KN)	Nombres de rotules formées					Total
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
0	0.00	0.00	1659	15	0	0	0	1674
1	$3.3*10^{-5}$	$2.4*10^{-3}$	1659	15	0	0	0	1674
2	37.40	2708.84	1659	15	0	0	0	1674
3	44.10	3174.97	1638	36	0	0	0	1674
4	44.11	3174.86	1638	36	0	0	0	1674
5	64.25	4152.89	1573	101	0	0	0	1674
P.P	**80.41**	**4711.16**	**V.I**	**V.I**	**0**	**0**	**0**	**1674**
6	84.55	4854.20	1538	136	0	0	0	1674
7	93.66	5129.94	1519	155	0	0	0	1674
8	93.68	5130.27	1519	155	0	0	0	1674
9	105.61	5430.76	1492	182	0	0	0	1674
10	105.61	5430.76	1492	182	0	0	0	1674
11	105.63	5432.34	1492	182	0	0	0	1674
12	105.63	5431.25	1492	182	0	0	0	1674
13	105.64	5431.75	1492	182	0	0	0	1674
14	105.65	5432.27	1492	182	0	0	0	1674
15	105.73	5434.06	1492	182	0	0	0	1674
16	105.79	5434.67	1492	182	0	0	0	1674
17	105.79	5434.67	1492	182	0	0	0	1674
18	105.79	5434.67	1491	183	0	0	0	1674
19	105.88	5436.62	1491	183	0	0	0	1674
20	105.88	5436.62	1491	183	0	0	0	1674
21	106.14	5442.29	1491	183	0	0	0	1674
22	106.17	5443.85	1491	183	0	0	0	1674
23	106.57	5451.61	1489	185	0	0	0	1674
24	106.57	5451.61	1489	185	0	0	0	1674

Avec : P.P → Point de performance

V.I → valeur intermédiaire

Tableau IV.4.2.1.3 : Details de la formation progressive des rotules plastiques au niveau des éléments structuraux du bloc A pour l'analyse du sens yy

Push over YY								
Itération	Déplacement contrôlé δ(mm)	Effort a la base V(KN)	Nombres de rotules formées					Total
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
0	0	0	1410	15	0	0	0	1425
1	$6*10^{-6}$	$5*10^{-4}$	1410	15	0	0	0	1425
2	20.93	1669.11	1407	18	0	0	0	1425
3	41.57	3192.82	1379	46	0	0	0	1425
4	61.62	4329.39	1324	101	0	0	0	1425
P.P	**77.79**	**4869.34**	**V.I**	**V.I**	**0**	**0**	**0**	**1425**
5	82.83	5037.54	1272	153	0	0	0	1425
6	103.24	5486.86	1212	213	19	0	0	1425
7	123.93	5820.94	1185	240	30	0	1	1425
8	143.33	6044.02	1134	291	63	0	2	1425

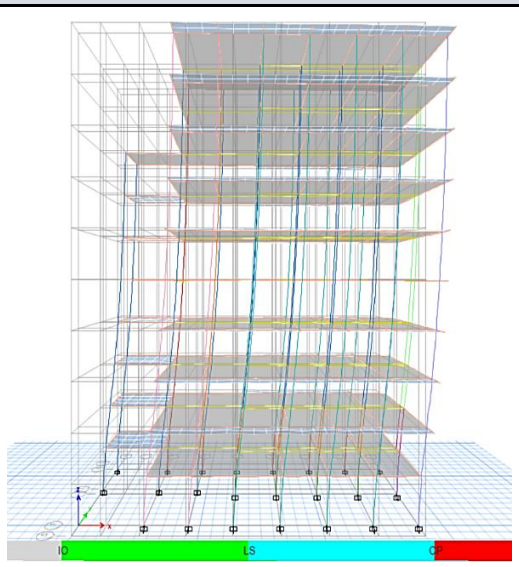
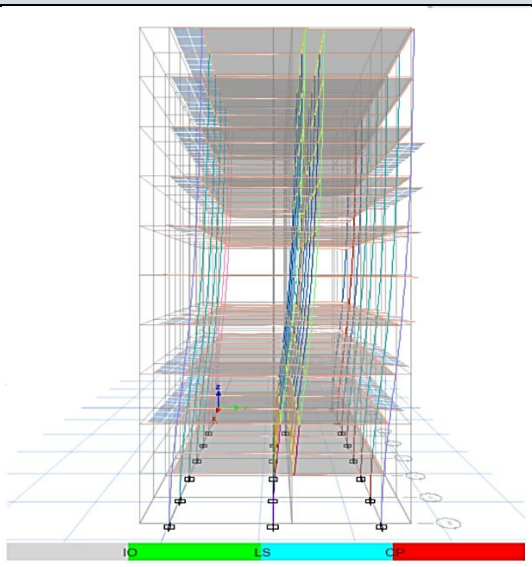
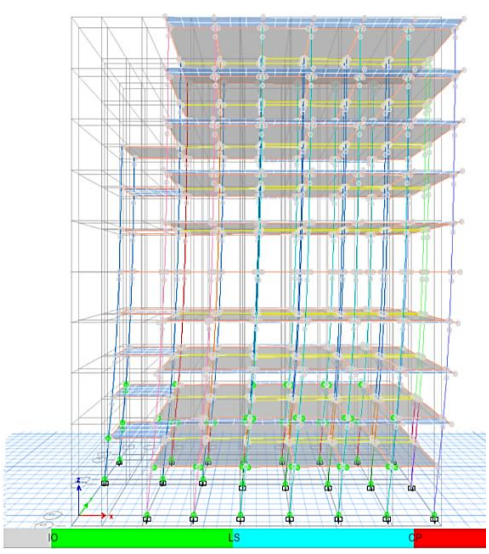
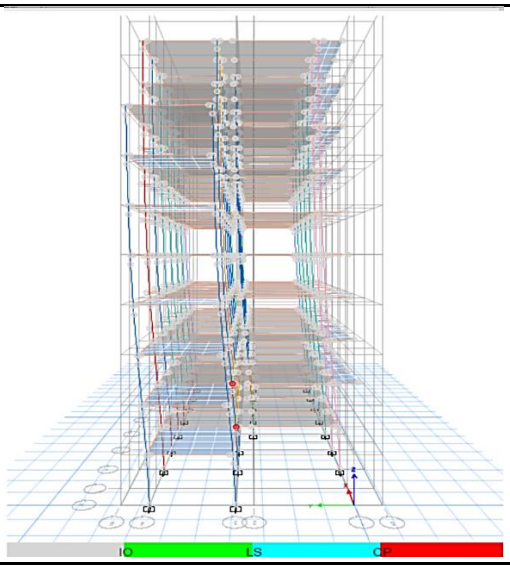
Interprétation :

Suite à l'analyse pushover dans le sens xx ; nous constatons qu'au niveau de son point de performance, le bloc « A » ne présente aucune formation de rotules plastiques aux extrémités de ses éléments structuraux. De même, à la fin de cette analyse push over, témoignant de la stabilité structurelle dans cette direction de poussée du séisme.

Pour l'analyse pushover dans le sens yy ; nous constatons qu'au niveau de son point de performance le bloc « A » ne présente aucune formation de rotules plastiques aux extrémités de ses éléments structuraux. Tandis qu'à la fin de l'analyse push over dans le sens yy, des dommages limités apparaissent dans les extrémités de certaines poutres, alors que des mécanismes de ruptures nous alertent sur la possible ruine de certains poteaux localisés à la base.

IV.4.2.2 Bloc B :

Tableau IV.4.2.2.1 : Rotules plastiques formées au niveau bloc « B » a différents états

Etat	Push over sens xx	Push over sens yy
Au point de performance		
Ultime / fin d'analyse		

Interprétation :

Pour l'analyse push over dans le sens xx ; nous constatons qu'au niveau de son point de performance, le bloc « B » ne présente aucune formation de rotules plastiques aux extrémités de ses éléments structuraux. La fin de l'analyse compte à elle met en lumières des dommages limités (IO) au niveau des pieds de poteaux des deux premiers niveaux du bloc.

Pour l'analyse push over dans le sens yy ; aucune rotule plastique n'est formée au niveau du point de performance du bloc « B ». A la fin de l'analyse push over, une prévention d'effondrement dans ce sens est localisée au niveau du 1er étage du bloc, en pied et en tête du poteau intermédiaire entre la cage d'escalier et l'espace de travail.

Les détails sur le développement des rotules plastiques dans le bloc « B » en fonction de l'avancée de l'analyse dans les deux directions de poussées sont mentionnés ci-dessous :

Tableau IV.4.2.2.2 : Rotules plastiques formées a chaque pas de l'analyse du bloc B dans les sens xx

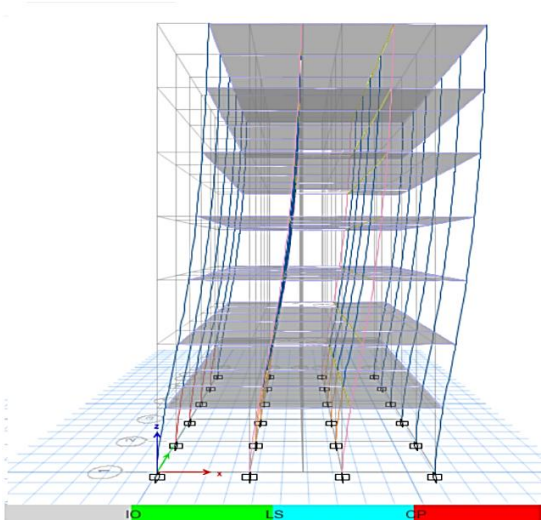
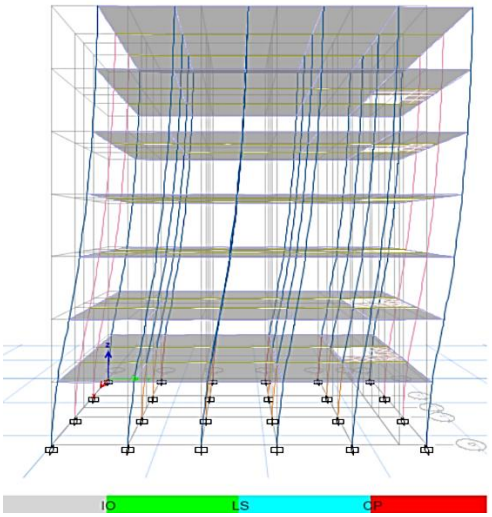
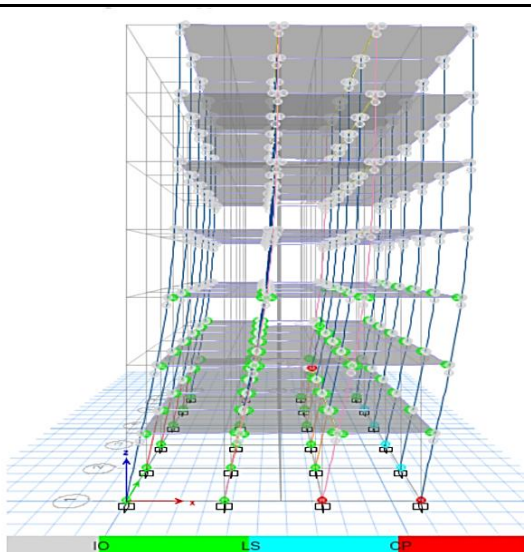
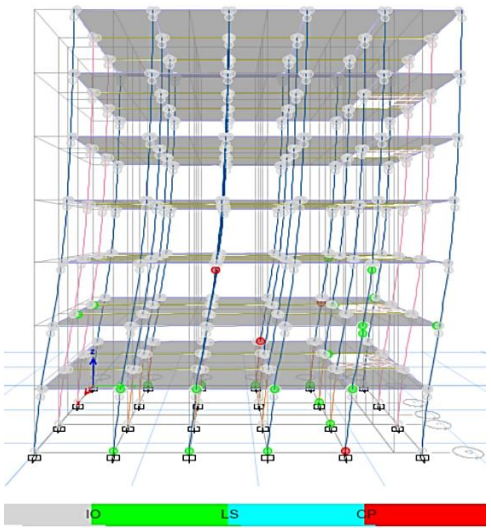
Pushover XX								
Itération	**Déplacement contrôlé δ(mm)**	**Effort a la base V(KN)**	**Nombres de rotules formées**					**Total**
			A-B	**B-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	
0	0.00	0.00	1632	0	0	0	0	1632
1	20.00	1587.48	1632	0	0	0	0	1632
2	38.58	3062.49	1631	1	0	0	0	1632
3	58.74	4313.59	1555	77	0	0	0	1632
P.P	**76.1**	**5023.88**	**V.I**	**V.I**	**0**	**0**	**0**	**1632**
4	78.89	5138.14	1504	128	0	0	0	1632
5	78.93	5140.27	1504	128	0	0	0	1632
6	79.10	5145.89	1503	129	0	0	0	1632
7	79.18	5147.71	1503	129	0	0	0	1632
8	100.75	5706.59	1465	167	0	0	0	1632
9	121.65	6064.64	1413	219	2	0	0	1632
10	142.87	6359.82	1398	234	31	0	0	1632
11	163.21	6608.59	1368	264	61	0	0	1632
12	166.75	6647.30	1365	267	63	0	0	1632

Tableau IV.4.2.2.3 : Rotules plastiques formées à chaque pas de l'analyse du bloc B dans les sens yy

Pushover YY								
Itération	Déplacement contrôlé **δ**(mm)	Effort a la base V(KN)	Nombres de rotules formées					Total
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
0	0	0	1632	0	0	0	0	1632
1	20	1520.5435	1632	0	0	0	0	1632
2	29.353	2231.6445	1631	1	0	0	0	1632
3	49.623	3543.2693	1579	53	0	0	0	1632
4	69.639	4372.0247	1526	106	0	0	0	1632
P.P	**77.58**	**4574.14**	**V.I**	**V.I**	**0**	**0**	**0**	**1632**
5	90.308	4897.8368	1482	150	0	0	0	1632
6	110.483	5265.528	1450	182	0	0	2	1632
7	131.372	5478.8527	1419	213	0	0	2	1632
8	145.389	5596.5164	1395	237	0	0	2	1632

IV.4.2.3 Bloc C :

Tableau IV.4.2.3.1 : Rotules plastiques formées au niveau bloc « C » a différents états

Etat	Push over sens xx	Push over sens yy
Au point de performance		
Ultime / fin d'analyse		

Interprétation :

Pour l'analyse push over dans le sens xx ; nous constatons qu'au niveau de son point de performance, le bloc « C » ne présente aucune formation de rotules plastiques aux extrémités de ses éléments structuraux. La fin de l'analyse compte à elle met en lumières la formation de rotules de types (IO) majoritairement aux extrémités des poutres des 2 premiers niveaux, et des rotules de types LS et CP au niveau des pieds des poteaux des trois premiers niveaux du bloc.

Pour l'analyse push over dans le sens yy ; aucune rotule plastique n'est formée au niveau du point de performance du bloc « C ». Cependant, la fin de l'analyse montre certains mécanismes de dégradations limitées ainsi que des préventions de ruines en têtes et aux pieds des poteaux des bas-étages.

Les détails sur le développement des rotules plastiques dans le bloc « C » en fonction de l'avancée de l'analyse dans les deux directions de poussées sont mentionnés ci-dessous :

Tableau IV.4.2.3.2 : Rotules plastiques formées à chaque pas de l'analyse du bloc C dans les sens xx

Push over xx								
Itération	Déplacement contrôlé δ(mm)	Effort a la base V(KN)	Nombres de rotules formées					Total
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
0	0	0	868	0	0	0	0	868
1	20	722.5067	868	0	0	0	0	868
2	40	1445.0137	868	0	0	0	0	868
3	48.819	1763.5552	866	2	0	0	0	868
4	68.128	2258.1133	787	81	0	0	0	868
P.P	**70.19**	**2278.94**	**V.I**	**V.I**	**0**	**0**	**0**	**868**
5	87.004	2448.9998	744	124	0	0	1	868
6	108.195	2545.9019	730	138	5	0	3	868
7	130.541	2635.3993	716	152	29	0	4	868
8	150.988	2707.9432	708	160	62	0	4	868
9	171.559	2765.3743	698	170	79	0	4	868
10	194.401	2828.0125	685	183	86	0	4	868
11	204.45	2850.1997	678	190	91	0	4	868
12	204.456	2849.6199	678	190	91	0	4	868
13	204.977	2851.1948	678	190	91	0	4	868
14	204.988	2851.1504	678	190	91	0	4	868
15	205.036	2851.3257	678	190	91	0	4	868
16	215.523	2873.4579	674	194	96	0	4	868
17	223.61	2884.0428	673	195	98	2	4	868
18	242.175	2918.8519	660	207	105	4	5	868
19	242.183	2918.8486	660	207	105	4	5	868
20	242.203	2918.8981	660	207	105	4	5	868
21	242.204	2918.8989	660	207	105	4	5	868
22	242.204	2918.8991	660	207	105	4	5	868
23	242.237	2918.9522	660	207	105	4	5	868
24	242.243	2918.7211	660	207	105	4	5	868
25	242.252	2918.7447	660	207	105	4	5	868

Tableau IV.4.2.3.3 : Rotules plastiques formées à chaque pas de l'analyse du bloc C dans les sens yy

Push over yy								
Itération	Déplacement contrôlé δ(mm)	Effort a la base V(KN)	Nombres de rotules formées					Total
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
0	0.00	0.00	868	0	0	0	0	868
1	20.00	383.38	868	0	0	0	0	868
2	40.00	766.75	868	0	0	0	0	868
3	60.00	1150.13	868	0	0	0	0	868
4	66.07	1266.46	867	1	0	0	0	868
5	87.27	1621.32	805	63	0	0	0	868
P.P	**97.69**	**1721.89**	**V.I**	**V.I**	**0**	**0**	**0**	**868**
6	108.53	1826.44	754	114	0	0	0	868
7	130.65	1957.75	704	164	4	0	2	868
8	142.35	2007.22	690	178	5	0	3	868
9	142.35	2006.92	690	178	5	0	3	868
10	165.73	2081.42	651	217	12	0	3	868
11	168.76	2088.55	648	220	12	0	3	868
12	168.76	2080.62	648	220	12	0	3	868
13	177.78	2103.71	647	221	23	0	5	868
14	177.80	2103.74	647	221	23	0	5	868
15	177.98	2104.18	647	221	23	0	5	868
16	178.01	2104.22	647	221	23	0	5	868
17	178.48	2105.31	647	221	23	0	5	868
18	178.49	2105.30	647	221	23	0	5	868
19	178.91	2106.27	647	221	23	0	5	868

IV.4.3 Calcul de l'Indice de dégradation global de la structure

La ductilité globale de la structure vient de la capacité de déformations spécifique de chaque élément structurel. Une fois que ce dernier atteint sa capacité de résistance, il commence à se plastifier. Cette plastification se traduit par l'apparition de dommages qui induisent une diminution de la rigidité. Au niveau du point de performance de chaque bloc, la raideur de la structure donnée par la formule suivante :

$$K_p = \frac{V_p}{\delta_p}$$

Ainsi, nous définissons la dégradation globale de la structure (I_d), comme étant le ratio de diminution de sa raideur au point de performance par rapport à sa raideur initiale (K_e) dans le domaine élastique linéaire. Tel que : $I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}$

Tableau IV.4.3.4 : Récapitulatif de la diminution de la rigidité structurelle dans le domaine plastique

	Sens analysé	Bloc A	Bloc B	Bloc C
$K_p(KN/m)$	XX	58589.23	66016.82	32468.16
	YY	62595.96	58960.3	17626.06
$K_e(KN/m)$	XX	72433.2	79373.96	36125.34
	YY	78649.42	76027.18	19168.9
I_d (%)	XX	19.11	13.17	10.12
	YY	20.41	22.45	8.05

IV.4.4 Ductilité de la structure

Ce paramètre traduit, le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique au niveau de son point de performance. Il se calcule par la formule suivante : $\mu = \frac{\delta_p}{\delta_e}$.

Avec : δ_e → Le déplacement limite élastique

Tableau IV.4.4.5 : Facteurs de ductilité globale des trois blocs

	Sens analysé	Bloc A	Bloc B	Bloc C
Ductilité	XX	1.76	1.72	1.45
	YY	1.88	1.91	1.36

IV.5 Interprétations des résultats de l'analyse Pushover

Les résultats de l'analyse push over des trois blocs (A, B et C) composants l'immeuble de l'Amirauté, nous permettent de tirer les renseignements suivants concernant l'ouvrage étudié :

- L'effort sismique à la base des trois blocs de la structure au niveau de leurs points de performances est inférieur à celui estimé précédemment lors de ses évaluations dans le domaine élastique. Alors, la structure possède une capacité dissipative d'énergie.
- La ductilité globale réelle des blocs est comprise entre 1 et 3.5 (ductilité implicitement attendue selon le RPA 2024). Selon le FEMA 306, ce résultat suggère une ductilité limitée ($\mu < 2$) [47], issue de la plastification des éléments structuraux après atteinte de leurs capacités de résistances. Cette faiblesse peut surgir des insuffisances structurelles de coffrages et de ferraillages des éléments porteurs.
- L'absence de formations de rotules plastiques aux extrémités des éléments structuraux au niveau des points de performances dans les deux directions de l'analyse, montre que les blocs sont aptes à supporter la demande sismique sans subir de dommages (au moins 80% de la rigidité initiale est préservée).
- Au cours de l'analyse, les premières rotules se forment aux pieds et en têtes des poteaux. Ce phénomène ne suit pas le principe de « poteaux forts – poutres faibles » exigé par la stratégie de conception parasismique.
- La formation progressive des rotules plastiques montre une marge de sécurité confortable pour le bloc A et B avant l'apparition des premières dégradations. Cependant, le point de performance du bloc C se présente à la limite de l'initiation de mécanismes préventifs de ruines au niveau de certains de ses poteaux dans les deux directions XX et YY.

IV.6 Justifications de la sécurité

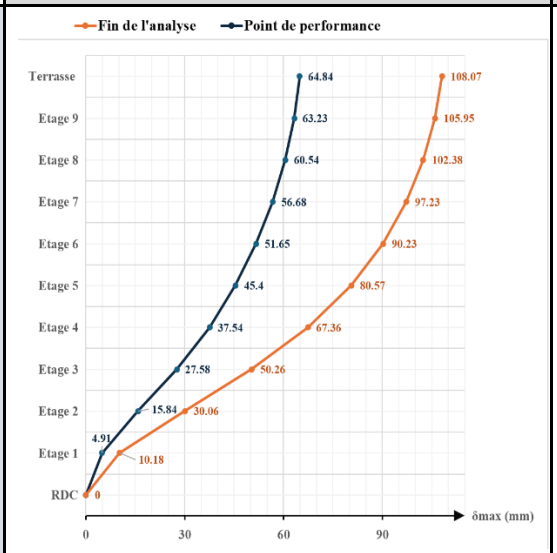
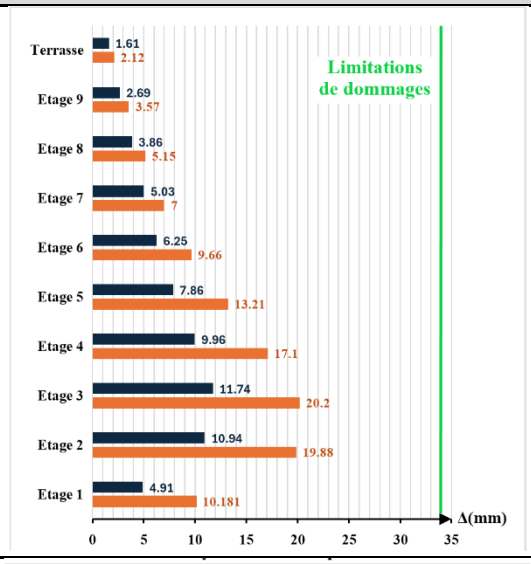
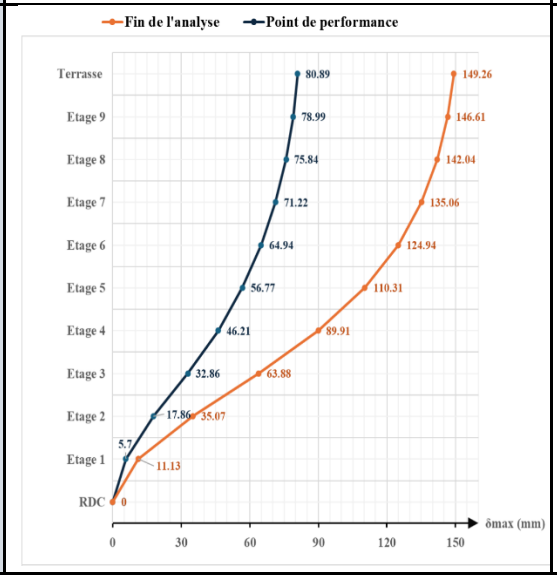
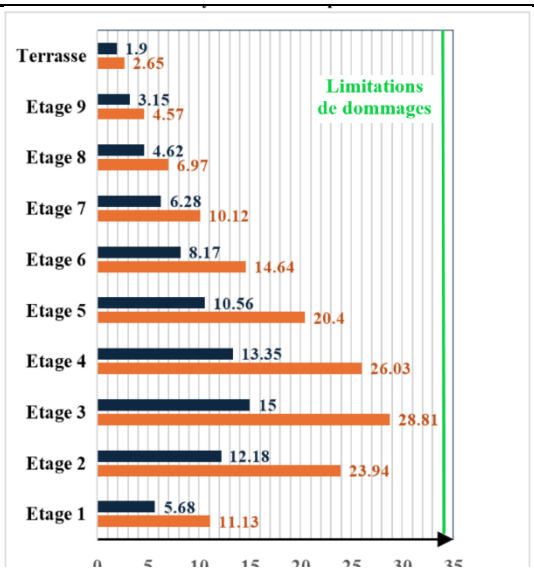
Pour confirmer les hypothèses de non-endommagements de la structure émises à la suite de l'interprétation des résultats de l'analyse Pushover, il convient de vérifier les déplacements inter étages des blocs au point de performance pour ce cas de charge vis-à-vis des prescriptions du RPA2024. Cette vérification se fera pour les deux limites suivantes :

- Justification de non-effondrement : $\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 0.015 * h_e$
- Justification de limitations de dommages. $\nu_A * \Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 0.005 * h_e$

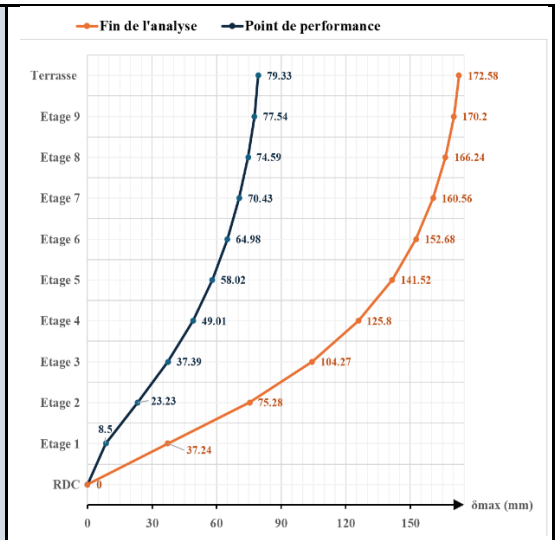
Avec : ν_A → Facteur réducteur pris égal à 0.5. Et h_e → Hauteur d'étage =3.4m.

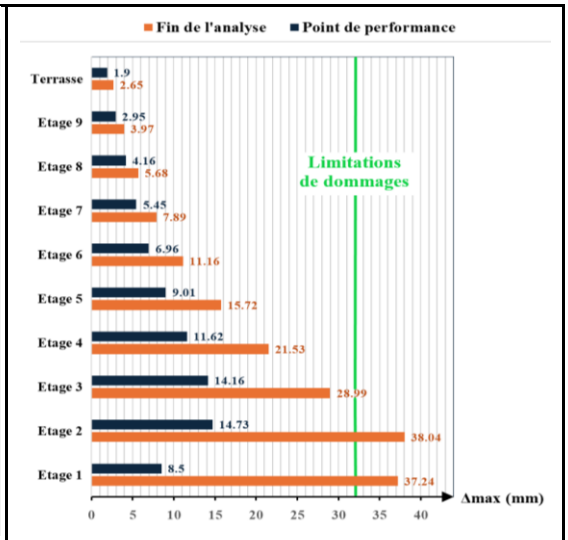
Justification	Non-effondrement	Limitations de dommages
Valeur limite (mm)	51	34

Tableau IV.6.1 : Vérification des déplacements globaux et relatifs au point de performance

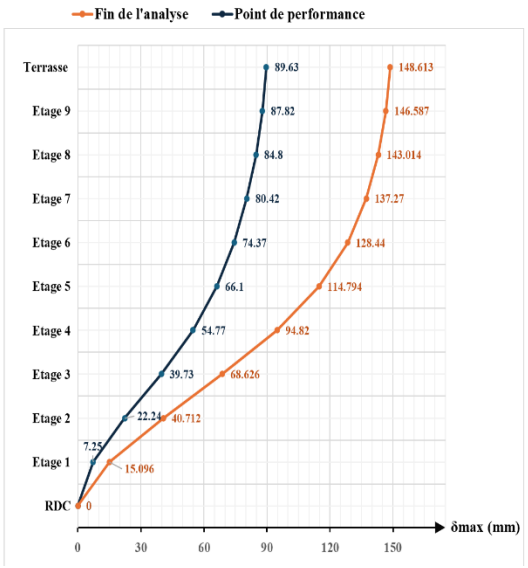
		Déplacement global (mm)	Déplacement relatif Δ_k (mm)
Bloc A	Pushover XX		
	Pushover YY		

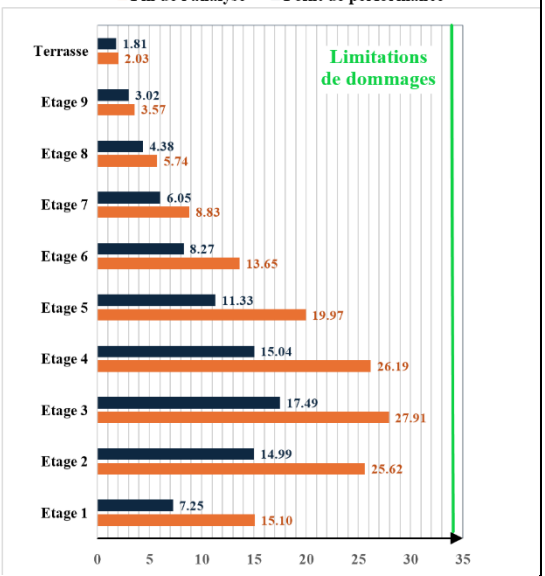
Bloc B – Pushover XX



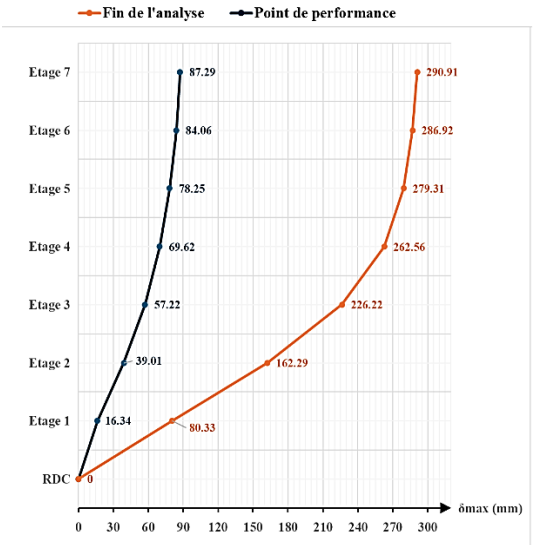


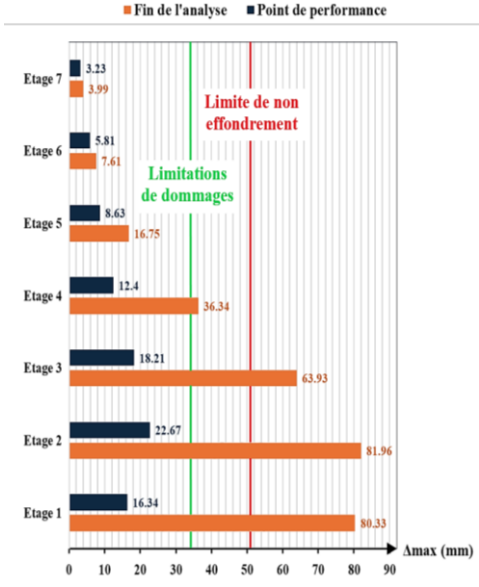
Bloc B – Pushover YY

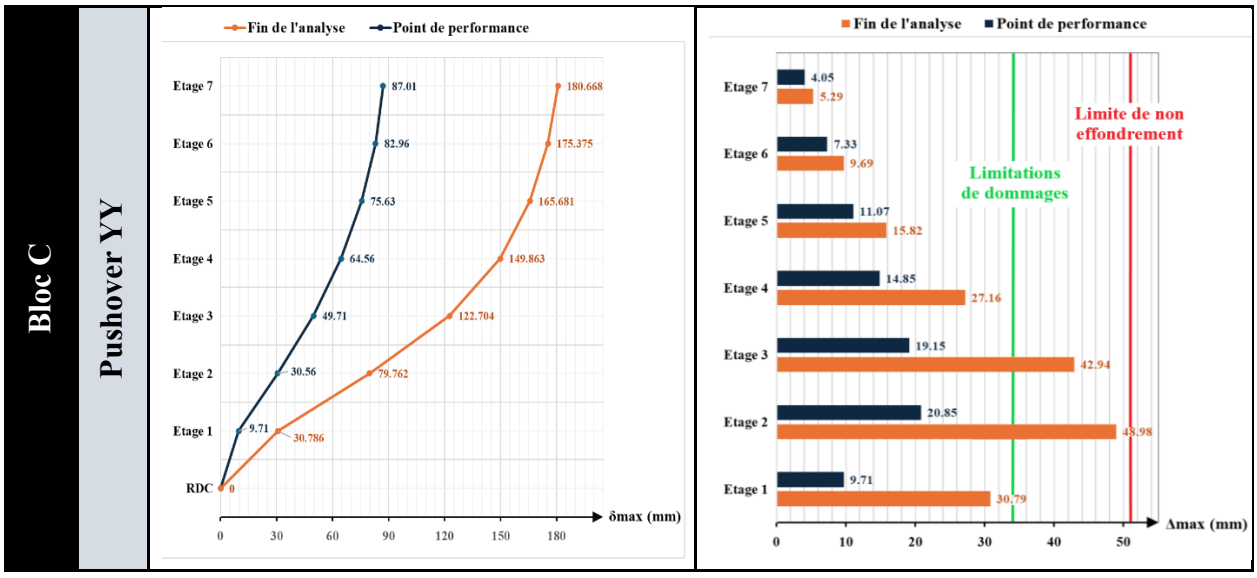




Bloc C – Pushover XX







Interprétations :

Les résultats issus de la vérification des déplacements inter étages à la suite de l'application de l'analyse Pushover dans les deux directions du séisme sur la structure, apportent de nombreux renseignements :

- Les trois blocs vérifient les deux critères de justifications des déplacements relatifs au niveau de leurs points de performance, et ceux dans les directions de l'analyse.
- Puisque la limite de non-effondrement des structures n'est pas atteinte en leurs points de performances, alors la stabilité structurelle est assurée pour tous les blocs. Ce résultat confirme l'absence de formations de rotules plastiques de type « CP » (préventions de ruines) au niveau des éléments structuraux.
- Puisque la limite de déplacements de non-endommagement des éléments secondaires fragiles n'est pas atteinte, alors l'intégrité structurelle est assurée pour tous les blocs. Ce résultat confirme l'absence de formations de rotules plastiques de types « IO » (endommagement limité) au point de performance des trois blocs.
- Les déplacements inter étages les plus significatifs sont observés au niveau du bloc C, localisés principalement entre le 1er et le 4eme étage. Les blocs A et B quant à eux présentent les déplacements relatifs les plus importants entre le 2eme et le 4eme étage. Ces extremums expriment une raideur moins importante au niveau de ces étages, ce qui pourrait refléter le phénomène de présence d'étages souples susceptibles de créer une concentration de déformations à leurs niveaux.
- La localisation des déplacements relatifs maximaux coïncide avec les points de formations des rotules plastiques.
- Comparé au bloc A et B, le bloc C présente la marge de sécurité la plus petite entre le déplacement inter étages au point de performance et la première limite d'endommagement, synonyme d'apparitions des premières dégradations.

Ces observations confortent et valident les hypothèses émises à l'issue de l'application Pushover sur notre structure, et nous permettent de tirer les conclusions sur la vulnérabilité sismique de l'ouvrage étudié.

IV.7 Conclusion

Dans ce chapitre, une analyse de vulnérabilité sismique a été réalisée afin d'évaluer le comportement non-linéaire de l'immeuble de l'Amirauté sous sollicitation sismique croissante et de déterminer son point de performance.

L'analyse Pushover vise à évaluer le comportement réel attendu de la structure, particulièrement utile pour les structures existantes. Les résultats de cette évaluation mettent en évidence plusieurs caractéristiques quant à la performance et à la vulnérabilité de l'ouvrage étudié.

Au point de performance des trois blocs, l'absence de formations de rotules plastiques combinée à la vérification des déplacements inter étages par rapport aux limites de déplacements prescrites par le RPA2024, suggère une capacité portante adéquate vis-à-vis des exigences réglementaires minimales de sécurité. Cependant, la faible ductilité globale des structures par rapport à celle supposée dans l'analyse linéaire par le biais du coefficient de comportement R utilisé dans le RPA2024 au point de performance, suggère une capacite de déformation post-élastique limitée qui traduit un faible potentiel de dissipation d'énergie, peu favorable à la résistance aux séismes majeurs.

Enfin, les déficiences constructives en termes de ferraillage et de coffrage identifiées lors de l'évaluation de la conformité de la structure vis-à-vis des exigences réglementaires minimales de sécurité du RPA2024 amplifient la vulnérabilité de l'immeuble face à des sollicitations sismiques d'intensité supérieure à celle du dimensionnement.

En conclusion, bien que la structure satisfasse aux critères de performances et reste opérationnelle pour le niveau de demande sismique réglementaire, sa faible ductilité et ses insuffisances conceptuelles nous permettent de statuer sur la vulnérabilité sismique non négligeable de la structure et justifie la nécessité d'un renforcement structurel préventif. Ce qui mènera à une étude de renforcement visant l'amélioration de la capacité de déformation post-élastique et le rétablissement d'une hiérarchie de résistance adaptée, qui sera développée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE V :

Solutions de renforcement structurel

V.1 Introduction

L'analyse et la comparaison des résultats de l'analyse Pushover avec les exigences du RPA2024 permettent d'établir un diagnostic complet sur la vulnérabilité sismique de la structure étudiée. Face aux déficiences structurelles identifiées lors de l'analyse de vulnérabilité sismique, l'élaboration d'une stratégie de renforcement adaptée s'impose comme une nécessité technique pour garantir la sécurité des occupants et la pérennité de l'ouvrage.

Dans le présent chapitre, nous développerons un ensemble de solutions de confortements parasismiques permettant de remédier aux insuffisances structurelles mises en évidence par les études et d'améliorer la réponse sismique globale de la structure.

V.2 Rappel des non-conformités structurelles

La classification des déficiences structurelles identifiées (par rapport au règlement parasismique Algérien RPA2024) se fait selon deux échelles : l'échelle locale (au niveau des éléments structuraux) et l'échelle globale (comportement global).

Tableau V.5.1.1.1 : Récapitulatif des insuffisances observées

Echelle		Insuffisances
Locale	**Poteaux**	- Coffrage minimal non satisfait - Condition de l'effort normal réduit non vérifiée - Ferraillage insuffisant - Comportement fragile
	Poutres	- Coffrage minimal non satisfait - Ferraillage insuffisant
Globale		- Faible ductilité - Distribution non adéquate des rigidités sur la hauteur du bâtiment - Absence de système de contreventement en zone de forte sismicité

V.3 Enjeux et défis du renforcement structurel

La démarche de renforcement qu'on propose s'articule autour de trois axes principaux. Au-delà d'une simple mise en conformité réglementaire qui serait souvent inappropriée pour une structure appartenant au patrimoine bâti ancien, le choix des solutions à introduire visera principalement à pallier les carences révélées. Cette démarche comporte :

1. Le renforcement des éléments structuraux existants présentant les insuffisances dimensionnelles et de ferraillage, et l'amélioration de la ductilité des sections critiques.
2. Le rétablissement d'une hiérarchie de résistance adéquate entre poteaux et poutres (respect du principe de conception « poteau fort – poutre faible »).

3. L'insertion de nouveaux éléments de contreventement permettant d'augmenter la capacité de résistance latérale globale.

La stratégie a adoptée, consiste à trouver parmi une gamme de solutions possibles, le renforcement optimal. Mais en pratique, la stratégie retenue combine plusieurs interventions.

V.4 Solutions adoptées

Dans notre cas, au vu de l'importance politique du bâtiment, et des restrictions architecturales imposées par le plan d'urbanisme de la wilaya d'Alger, le renforcement sera effectué sur les parties intérieures de l'ouvrage sans compromettre la fonctionnalité du bâtiment.

La hiérarchisation des interventions qu'on propose d'effectuer repose sur le principe que les insuffisances globales doivent généralement être traitées en priorité par rapport aux insuffisances locales. Cette approche découle du fait qu'une défaillance globale peut entraîner l'effondrement partiel ou total de la structure, tandis qu'une défaillance locale (essentiellement les poutres), bien que préoccupante, reste circonscrite à quelques éléments et peut être compensée par la redistribution des efforts vers d'autres parties de la structure.

Tenant compte de l'efficacité techno-économique de chaque intervention, le déploiement des renforcements s'effectuera suivant ces phases :

- **Phase 1 → Traitement des insuffisances globales**

Ce renforcement vise à traiter les irrégularités majeures de distribution de résistance ou de rigidité et peut être réaliser par différentes approches : renforcement des poteaux des étages critiques par confinement ou par ajout d'un système de contreventement. Cependant nous optons pour une approche hybride combinant l'ajout de murs de contreventement avec le renforcement local des poteaux adjacents par chemisage en béton armé pour optimiser la transmission des efforts.

- **Phase 2 → Traitement des insuffisances locales critiques**

Cette phase se concentre sur le traitement des insuffisances locales qui persistent après la phase 1 et qui peuvent déclencher des mécanismes de ruine en chaîne ou compromettre des fonctions structurales essentielles. Dans notre cas, nous traitons les sections de poteaux présentant des déficiences de résistance axiale ou de flexion par chemisage en béton arme.

- **Phase 3 → Traitement des insuffisances locales non critiques**

Cette phase traite les insuffisances locales non préjudiciables pour la stabilité d'ensemble, mais qui améliore la performance sismique. Dans notre cas, cela visera les poutres ayants un ferraillage insuffisant et s'effectuera par enveloppement des sections en polymères renforcées par fibres de carbone.

Ainsi, les actions proposées ne sont pas des étapes successives, mais un recensement des types de renforcement à envisager permettant une complémentarité visant à englober tous les objectifs fixés.

V.5 Application des solutions de renforcements

Les blocs composants notre structure présentent quasiment les mêmes insuffisances, donc la stratégie de renforcement suivie sera identique pour les trois blocs. Cependant, l'étude de faisabilité des interventions sera effectuée de façon détaillée est principalement faite pour le bloc A, pour les blocs B et C, l'essentiel des résultats sera présenté.

V.5.1 Renforcement du bloc A

V.5.1.1 Solution 1 :

Nous proposons dans cette solution l'intégration d'un système de contreventement avec un noyau au milieu du bloc.

➢ **Dimensionnement des voiles :**

Les prescriptions de conceptions des voiles définis par le RPA 2024 préconisent de considères les conditions de coffrages suivantes :

- Longueur de voile : $L_w \geq max\left(\frac{h_e}{3};\ 4 * B_w;\ 1m\right)$
- Epaisseur de voile : $B_w \geq max\left(15cm;\ \frac{h_e}{20}\right)$

Pour une hauteur libre : $h_e = 3.15m$, il convient d'avoir. → $L_w \geq 1.05m$; $B_w \geq 15.8cm$

Nous optons dans notre solution d'appliquer une régression de l'épaisseur des voiles sur toute la hauteur du bâtiment, pour chaque deux niveaux (de 20 à 45cm), comme suit :

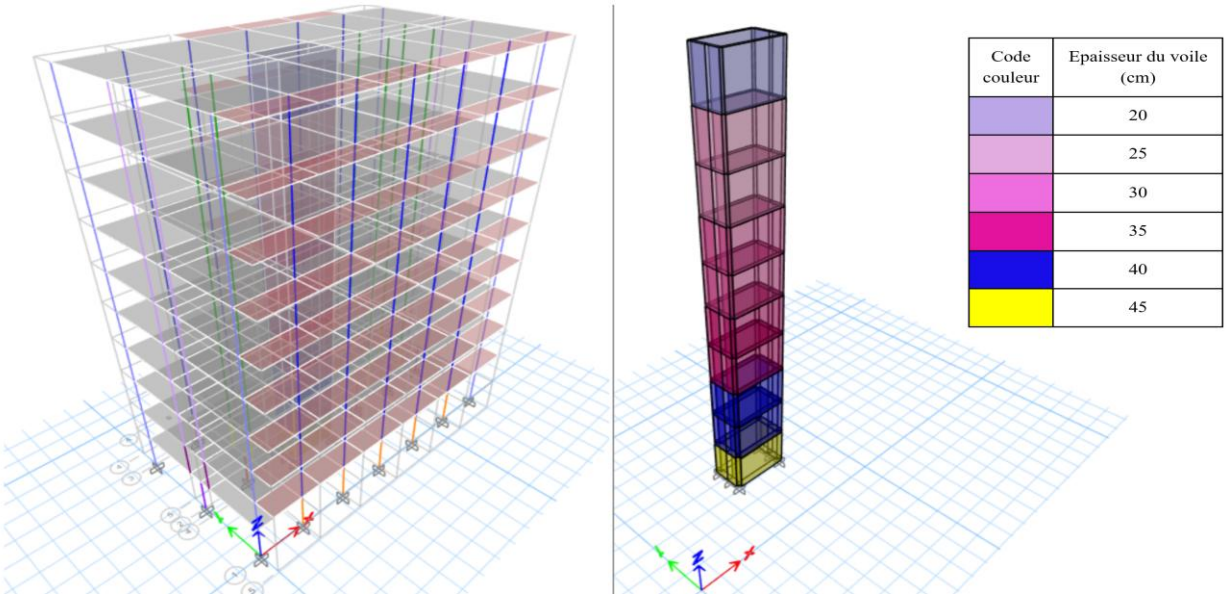
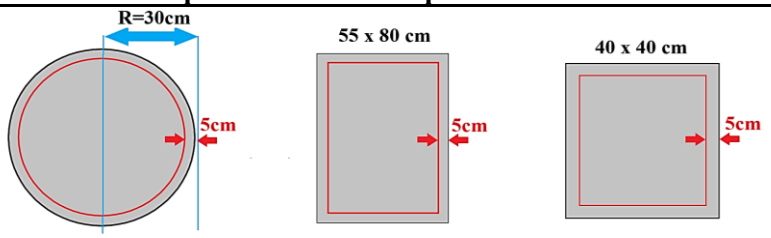
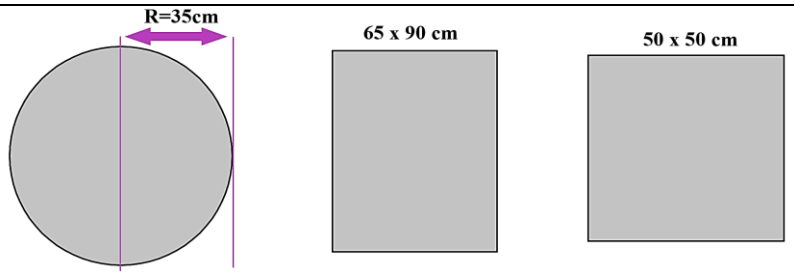


Figure V.5.1.1.1 : Vues 3D du bloc A après introduction du système noyau de la solution 1

L'introduction de ce système de contreventement s'accompagne du chemisage des poteaux adjacents sur toute la hauteur de l'élément. Pour ce faire il convient de piquer environ 5cm du béton existant de la section transversale, jusqu'à apparition des armatures longitudinales, puis ajouter un coffrage de 10cm de plus que la section initiale pour accueillir le nouveau béton. Cette procédure est résumée en ce qui suit :

Tableau V.5.1.1.1 : Schéma descriptif des sections de poteaux à chemiser

Section des poteaux	Avant chemisage	
	Apres chemisage	

➢ **Analyse modale de la structure :**

Mode	Période (sec)	Fréquence (Hz)	UX	UY	RZ	$\sum UX$	$\sum UY$
1	**0.901**	1.11	0	0.674	0.046	0	0.674
2	0.749	1.336	0.657	0.001	0.017	0.657	0.675
3	0.722	1.385	0.015	0.034	0.728	0.671	0.709
4	0.268	3.733	0	0.064	0.054	0.671	0.773
5	0.228	4.38	0	0.085	0.053	0.671	0.858
6	0.182	5.503	0.181	0	0	0.853	0.858
7	0.157	6.382	$3*10^{-6}$	0.010	0.033	0.853	0.867
8	0.113	8.868	10^{-6}	0.013	0.027	0.853	0.880
9	0.11	9.058	0	0.044	0.001	0.853	0.924
10	0.087	11.491	10^{-4}	0.001	0.012	0.853	0.925
11	0.082	12.259	0.070	0	0	**0.923**	**0.925**

➢ **Analyse de la structure selon le RPA 2024 :**

Il résulte de l'introduction des voiles en béton arme un changement de classification du système de contreventement de la structure ; d'une ossature autostable (poteaux-poutres) à une ossature à noyau central. Ce changement induit une diminution du coefficient de comportement globale (R=3).

Remarque :

Le spectre de calcul correspondant à la structure renforcée induit une augmentation de la force sismique de dimensionnement. Donc, une vérification par rapport aux exigences du RPA 2024 doit être effectuée pour valider la conformité de la solution proposée.

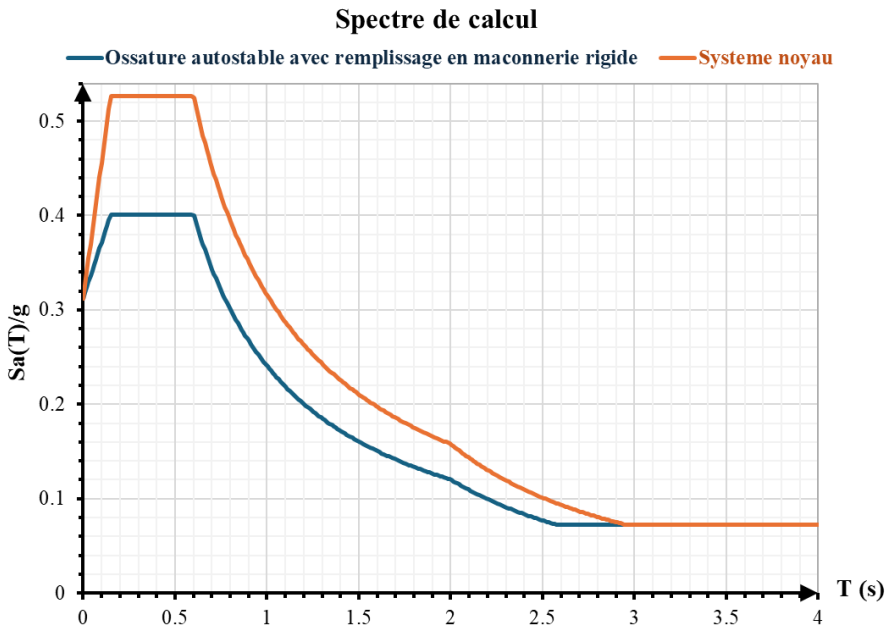


Figure V.5.1.1.2 : Représentation du changement du spectre de calcul suite au renforcement

Cela nous permet de tirer la valeur du spectre de calcul correspondant à la période propre de notre structure ($T_0 = 0.901\ s$), tel que : $S_a(T_0)/g = 0.317$

- **Vérification de l'effort tranchant à la base :**
  - **Estimation de période propre de la structure :**

	Numérique	**Empirique**	**1.3*T$_{empirique}$**	**$T_{num} < 1.3 * T_{emp}$**	**T_0**
Période propre (sec)	0.901	0.704	0.915	Critère vérifié	0.901

  - **Calcul de la force sismique :**

Sachant : $V = \lambda * \frac{S_{ad}}{g}(T_0) * W$ avec : $\lambda = 0.85$

Et : $W = G + 0.3 * Q$ → W=37028.08 KN

Tableau V.5.1.1.2 : Vérification de la force sismique a la base pour la solution 1 du bloc A

	Sens	**Numérique**		**Analytique**	**$0.8 * V_{anal}$**	**$0.8 * V_{anal} \leq V_{num}$**
Effort tranchant la base (KN)	XX	V_x	9746.21	9819.85	7855.88	Critère vérifié
	YY	V_y	8093.99			Critère vérifié

- **Vérification des déplacements inter étages :**
  - **Vérification du risque de non-effondrement :**

La condition a vérifié est : $\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 1.5\% * h_k$ avec : $h_k = 3.4m$

  - **Vérification de la limitation de dommages :**

La condition a vérifié est : $\nu_A * \Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 0.005 * h_k$ avec : ν_A=0.5

Tableau V.5.1.1.3 : Vérification des déplacements inter étages de la solution 1 du bloc A

Niveau	δ_k (mm)		Δ_k (mm)		Critère de non effondrement			Critère de limitation des dommages		
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	$\overline{\Delta_k}$	Sens xx	Sens yy	$\overline{\Delta_k}$	Sens xx	Sens yy
Etage 1	6.76	15.96	6.76	15.96	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié
Etage 2	20.39	43.72	13.63	27.76	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié
Etage 3	38.90	78.52	18.51	34.80	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	N.V
Etage 4	61.15	116.05	22.25	37.53	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	N.V
Etage 5	85.64	153.40	24.49	37.35	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	N.V
Etage 6	111.49	189.67	25.85	36.26	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	N.V
Etage 7	137.53	222.90	26.04	33.24	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	N.V
Etage 8	163.10	252.40	25.57	29.49	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié
Etage 9	187.45	276.78	24.35	24.39	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié
Terrasse	210.06	295.51	22.61	18.73	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié

- **Vérification de l'effet P-Delta :**

La condition a vérifié est : $\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$

Niveau	h_k (m)	Δ_k (mm)		P_k (KN)	V_k (KN)		θ_k	
		Sens xx	Sens yy		Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
Etage 1	3.4	6.76	15.96	35931.74	9746.21	8093.99	0.01	0.02
Etage 2	3.4	13.63	27.76	32068.20	9614.38	7978.84	0.01	0.03
Etage 3	3.4	18.51	34.80	28305.22	9274.82	7686.60	0.02	0.04
Etage 4	3.4	22.25	37.53	24575.02	8757.67	7246.89	0.02	0.04
Etage 5	3.4	24.49	37.35	20844.83	8091.29	6674.87	0.02	0.03
Etage 6	3.4	25.85	36.26	17164.76	7285.10	5965.64	0.02	0.03
Etage 7	3.4	26.04	33.24	13484.70	6326.60	5117.45	0.02	0.03
Etage 8	3.4	25.57	29.49	9854.77	5192.15	4132.55	0.01	0.03
Etage 9	3.4	24.35	24.39	6224.85	3793.09	2963.05	0.01	0.02
Terrasse	3.4	22.61	18.73	2645.06	1975.77	1511.94	0.01	0.01

- **Vérification de la résistance structurelle des éléments :**
  - **Vérification de l'effort normal réduit des voiles :**

Le RPA 2024 limite l'effort normal de compression de calcul sous actions sismiques des voiles par la condition suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{cj}} \leq 0.4$

Avec : $B_c = L_w * B_w$: section transversale du voile (sachant L_w et B_w respectivement la longueur et l'épaisseur du voile).

On opte pour une résistance caractéristique a la compression du béton de 35MPa.

Tableau V.5.1.1.4 : Vérification de l'effort normal réduit des voiles de la solution 1 du bloc A

Niveau	Voile	L_w (m)	B_w (m)	$B_c(m^2)$	N_d (KN)	ν
Terrasse	PX 4	3.35	0.2	0.67	510.04	0.02
Etage 9			0.25	0.67	2215.34	0.08
Etage 8			0.25	0.84	2930.76	0.10
Etage 7			0.3	0.84	3186.42	0.09
Etage 6			0.3	0.84	3046.74	0.09
Etage 5			0.35	1.01	3460.13	0.08
Etage 4			0.35	1.01	5400.17	0.13
Etage 3			0.4	1.01	8773.39	0.19
Etage 2			0.4	1.17	12317.45	0.26
Etage 1			0.45	1.51	21071.38	0.40
Terrasse	PX 5	3.35	0.2	0.67	495.06	0.02
Etage 9			0.25	0.67	2184.45	0.08
Etage 8			0.25	0.84	2894.39	0.10
Etage 7			0.3	0.84	3134.02	0.09
Etage 6			0.3	0.84	2983.22	0.08
Etage 5			0.35	1.01	3381.78	0.08
Etage 4			0.35	1.01	5299.37	0.13
Etage 3			0.4	1.01	8637.31	0.18
Etage 2			0.4	1.17	12200.49	0.26
Etage 1			0.45	1.51	21050.30	0.40
Terrasse	PY C	2.55	0.2	0.81	539.60	0.02
Etage 9			0.25	0.89	1827.82	0.06
Etage 8			0.25	0.89	2244.22	0.07
Etage 7			0.3	0.97	2749.42	0.08
Etage 6			0.3	0.97	4151.84	0.12
Etage 5			0.35	1.04	6371.65	0.18
Etage 4			0.35	1.04	9452.85	0.26
Etage 3			0.4	1.12	13089.22	0.33
Etage 2		2.75	0.4	1.31	18311.57	0.40
Etage 1		2.95	0.45	1.69	20917.81	0.35

Niveau	Voile	L_w (m)	B_w (m)	$B_c(m^2)$	N_d (KN)	ν
Terrasse	PY D	2.55	0.2	0.81	566.08	0.02
Etage 9			0.25	0.89	1872.69	0.06
Etage 8			0.25	0.89	2309.16	0.07
Etage 7			0.3	0.97	2824.45	0.08
Etage 6			0.3	0.97	4235.99	0.13
Etage 5			0.35	1.04	6468.25	0.18
Etage 4			0.35	1.04	9565.47	0.26
Etage 3			0.4	1.12	13217.62	0.34
Etage 2		2.75	0.4	1.31	18311.45	0.40
Etage 1		2.95	0.45	1.69	21348.91	0.36

Observation : L'effort normal réduit est vérifiée pour tous les voiles.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement limite des voiles :**

Le RPA 2024 limite la contrainte de cisaillement sous actions sismiques pour les voiles par la condition suivante : $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{B_w * d} \leq 0.2 * F_{C28}$

Avec : $\overline{V_u} = 1.4 * V_u$

$d = 0.9 * h$: hauteur utile de la section brute (avec $h = 3.4m$)

Sachant : $F_{C28} = 35\ MPa$

Donc, les voiles doivent vérifiés : $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 7000\ KPa$

Tableau V.5.1.1.5 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles de la solution 1 du bloc A

Niveau	Voile	B_w (m)	d (m)	V_u (KN)	1.4*V_u (KN)	τ_b (KPA)	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$
Terrasse	PX 4	0.2	3.06	951.55	1332.17	2176.76	Vérifié
Etage 9		0.25		1488.69	2084.17	2724.41	Vérifié
Etage 8		0.25		2079.66	2911.52	3805.91	Vérifié
Etage 7		0.3		2886.90	4041.66	4402.67	Vérifié
Etage 6		0.3		3321.27	4649.78	5065.12	Vérifié
Etage 5		0.35		4101.37	5741.92	5361.27	Vérifié
Etage 4		0.35		4534.42	6348.19	5927.35	Vérifié
Etage 3		0.4		5251.41	7351.97	6006.51	Vérifié
Etage 2		0.4		4954.27	6935.97	5666.64	Vérifié
Etage 1		0.45		4695.55	6573.77	4773.98	Vérifié

Niveau	Voile	B_w (m)	d (m)	V_u (KN)	$1.4*V_u$ (KN)	τ_b (KPA)	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$
Terrasse	PX 5	0.2	3.06	951.55	1332.17	1819.73	Vérifié
Etage 9		0.25		1488.69	2084.17	2686.43	Vérifié
Etage 8		0.25		2079.66	2911.52	3107.36	Vérifié
Etage 7		0.3		2886.90	4041.66	4302.87	Vérifié
Etage 6		0.3		3321.27	4649.78	4239.77	Vérifié
Etage 5		0.35		4101.37	5741.92	4581.67	Vérifié
Etage 4		0.35		4534.42	6348.19	5069.92	Vérifié
Etage 3		0.4		5251.41	7351.97	5213.36	Vérifié
Etage 2		0.4		4954.27	6935.97	4735.98	Vérifié
Etage 1		0.45		4695.55	6573.77	4075.96	Vérifié
Terrasse	PY C	0.2	3.06	613.60	859.04	1122.93	Vérifié
Etage 9		0.25		865.66	1211.92	1584.21	Vérifié
Etage 8		0.25		1099.24	1538.93	1676.40	Vérifié
Etage 7		0.3		1372.33	1921.26	2092.87	Vérifié
Etage 6		0.3		1542.79	2159.91	2016.72	Vérifié
Etage 5		0.35		1777.86	2489.00	2033.50	Vérifié
Etage 4		0.35		2004.34	2806.07	2292.54	Vérifié
Etage 3		0.4		2350.73	3291.03	2390.00	Vérifié
Etage 2		0.4		2271.08	3179.52	2309.02	Vérifié
Etage 1		0.45		2189.82	3065.75	2226.40	Vérifié
Terrasse	PY D	0.2	3.06	657.51	920.52	1203.29	Vérifié
Etage 9		0.25		936.48	1311.07	1713.82	Vérifié
Etage 8		0.25		1499.61	2099.46	2286.99	Vérifié
Etage 7		0.3		2146.31	3004.84	3273.24	Vérifié
Etage 6		0.3		2613.43	3658.80	3416.25	Vérifié
Etage 5		0.35		3237.99	4533.19	3703.58	Vérifié
Etage 4		0.35		3713.45	5198.83	4247.41	Vérifié
Etage 3		0.4		4366.28	6112.80	4439.21	Vérifié
Etage 2		0.4		3958.13	5541.38	4024.24	Vérifié
Etage 1		0.45		3591.77	5028.48	3651.77	Vérifié

Observation : la contrainte de cisaillement sous l'action sismique est vérifiée pour tous les voiles.

- **Vérification de l'effort normal réduit des poteaux :**

Le RPA 2024 limite l'effort normal de compression de calcul sous actions sismiques des poteaux (non chemisés) par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{cj}} \leq 0.35$$

Sachant : $f_{cj} = 30\ MPa$

Tableau V.5.1.1.6 Vérification de l'effort normal réduit des poteaux de la solution 1 du bloc A

Type de Section (cm)	Position	B_c (m^2)	N_d (KN)	ν	N_d pour ν =0.35	$\nu \leq 0.35$	Dépassement (%)
25x40	S3 C25	0.1	819.19	0.27	1050	Vérifié	
25x60	S4 C4	0.15	1671.64	0.37	1575	N.V	6.14
	S3 C1		1649.28	0.37		N.V	4.72
	S3 C2		1755.69	0.39		N.V	11.47
	S3 C3		1797.53	0.40		N.V	14.13
	S3 C4		1914.65	0.43		N.V	21.56
	S2 C1		1831.53	0.41		N.V	16.29
	S2 C2		1946.64	0.43		N.V	23.60
	S2 C3		2027.55	0.45		N.V	28.73
	S2 C4		2134.89	0.47		N.V	35.55
	S1 C1		2021.67	0.45		N.V	28.36
	S1 C2		2125.51	0.47		N.V	34.95
	S1 C3		2283.06	0.51		N.V	44.96
	S1 C4		2388.16	0.53		N.V	51.63
25x80	S4 C6	0.2	2110.77	0.35	2100	Vérifié	
40x40	S2 C34	0.16	1458.97	0.3	1680	Vérifié	
55X55	S2 C10	0.303	3316.36	0.37	3176.25	N.V	0.80
	S2 C11		3342.79	0.37		N.V	4.41
	S2 C20		3340.80	0.37		N.V	5.24
	S2 C21		3421.67	0.38		N.V	0.23
55x60	S1 C10	0.33	3699.11	0.37	3465	N.V	1.29
	S1 C11		3709.53	0.37		N.V	5.18
55x80	S1 C16	0.44	3740	0.28	4620	Vérifié	
70x70	S1 C21	0.49	3808.19	0.26	5145	Vérifié	
37x60	S2 C25	0.222	934.78	0.14	2331	Vérifié	
Φ 60	S2 C34	0.283	1710.17	0.2	2971.5	Vérifié	

Observation :

Nous remarquons que 19 poteaux dépassent la limite de l'effort normal réduit préconisée par le RPA 2024, dont 8 d'entre eux dépassent de plus de 20%, allant même jusqu'à 51%, suggérant la nécessité du chemisage de ces sections. Cependant, le positionnement de ces derniers étant

localisé sur la périphérie du bloc restreint l'application du chemisage sur un nombre limité de faces. De plus, l'étendue de ces déficiences sur différents niveaux et différentes zones de la structure induirait une perturbation de l'exploitation du bâtiment et des couts de travaux onéreux. Afin d'optimiser notre intervention, nous explorons une autre solution moins contraignante.

V.5.1.2 Solution 2 :

Nous proposons dans cette solution d'étendre le noyau proposé en a solution 1 au milieu du bloc. Comme suit :

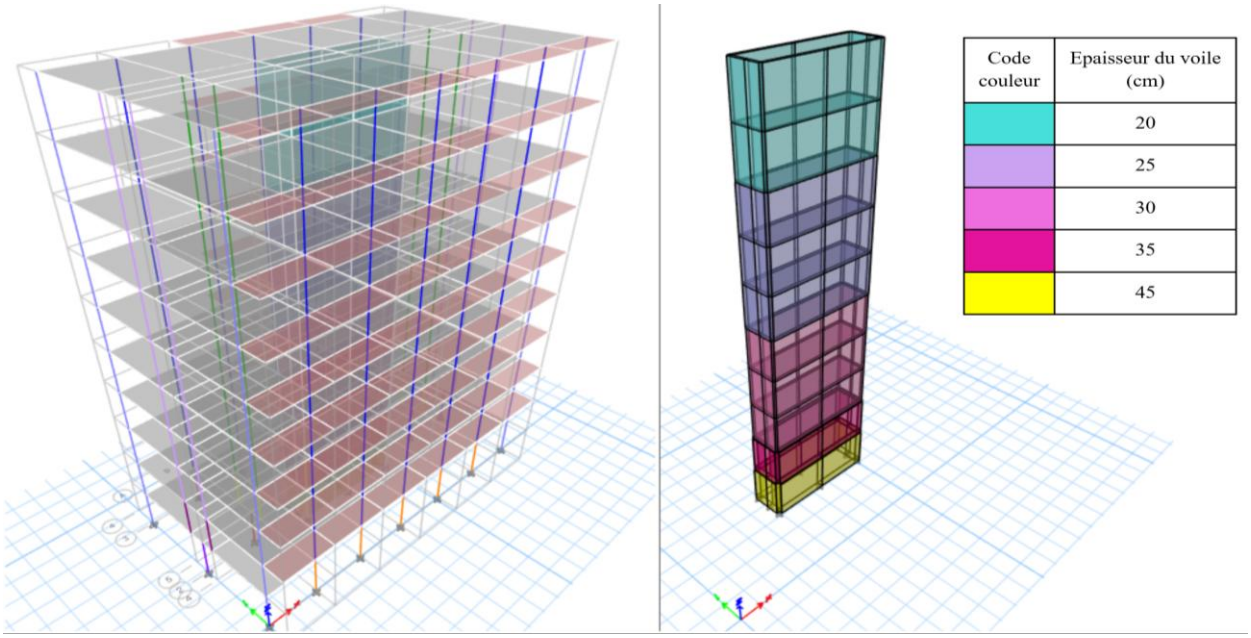


Figure V.5.1.2.1 : Vues 3D du bloc A après introduction du système noyau de la solution 2

A noter :

Les poteaux adjacents aux voiles sont chemisés comme mentionnés dans le tableau V.5.1.2.1 présentée précédemment.

➢ **Analyse modale de la structure :**

Mode	Période (sec)	Fréquence (Hz)	UX	UY	RZ	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum R_Z$
1	**0.834**	1.2	0	0.695	0.001	0	0.695	0.0014
2	0.641	1.56	$4*10^{-4}$	0.001	0.79	$4*10^{-4}$	0.696	0.785
3	0.487	2.06	0.65	10^{-6}	$4*10^{-4}$	0.65	0.696	0.7853
13	0.052	19.329	0.07	10^{-4}	$1.4*10^{-6}$	**0.917**	**0.944**	**0.981**

➢ **Analyse de la structure selon le RPA 2024 :**

Le coefficient de comportant de la structure : R=3 (système a contreventement en noyau)

Donc à partir du même spectre de calcul de la figure V.5.1.2.1 ; on peut obtenir la valeur correspondante pour $T_0 = 0.834\ s$, tel que : $S_a(T_0)/g = 0.337$

➢ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

- **Estimation de la période propre de la structure :**

	Numérique	**Empirique**	**1.3*T$_{empirique}$**	**$T_{num} < 1.3 * T_{emp}$**	**T_0**
Période propre (sec)	0.834	0.704	0.915	Critère vérifié	0.834

- **Calcul de la force sismique :**

Sachant : $W = G + 0.3 * Q$ → W=38123.66 KN

	Sens	**Numérique**		**Analytique**	**$0.8 * V_{anal}$**	**$0.8 * V_{anal} \leq V_{num}$**
Effort tranchant la base (KN)	XX	V_x	11891.11	10910.80	8728.64	Critère vérifié
	YY	V_y	9249.42			Critère vérifié

➢ **Vérification des déplacements inter étages :**

Niveau	**δ_k (mm)**		**Δ_k (mm)**		**Critère de non effondrement**			**Critère de limitation des dommages**		
	Sens xx	**Sens yy**	**Sens xx**	**Sens yy**	**$\overline{\Delta_k}$**	**Sens xx**	**Sens yy**	**$\overline{\Delta_k}$**	**Sens xx**	**Sens yy**
Etage 1	2.54	3.33	2.54	3.33	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié
Etage 2	7.98	10.27	5.45	6.94	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié
Etage 3	16.95	20.65	8.97	10.38	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié
Etage 4	28.26	32.54	11.31	11.89	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié
Etage 5	41.13	44.86	12.87	12.33	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié
Etage 6	54.51	56.63	13.39	11.77	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié
Etage 7	68.26	67.78	13.75	11.15	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié
Etage 8	82.03	78.05	13.77	10.27	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié
Etage 9	95.64	87.32	13.61	9.27	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié
Terrasse	108.64	95.29	13.00	7.97	51	Vérifié	Vérifié	34	Vérifié	Vérifié

➢ **Vérification de l'effet P-Delta :**

Niveau	**h_k (m)**	**Δ_k (mm)**		**P_k (KN)**	**V_k (KN)**		**θ_k**	
		Sens xx	**Sens yy**		**Sens xx**	**Sens yy**	**Sens xx**	**Sens yy**
Etage 1	3.4	2.54	3.33	36732.88	11891.11	9249.42	0.002	0.004
Etage 2	3.4	5.45	6.94	32672.08	11754.87	9107.36	0.004	0.007
Etage 3	3.4	8.97	10.38	28964.79	11448.02	8787.09	0.007	0.010
Etage 4	3.4	11.31	11.89	25240.15	10934.38	8298.66	0.008	0.011

Etage 5	3.4	12.87	12.33	21515.51	10200.16	7657.68	0.008	0.010
Etage 6	3.4	13.39	11.77	17708.02	9229.42	6872.19	0.008	0.009
Etage 7	3.4	13.75	11.15	13900.53	8006.37	5938.46	0.007	0.008
Etage 8	3.4	13.77	10.27	10093.04	6494.12	4827.83	0.006	0.006
Etage 9	3.4	13.61	9.27	6368.40	4645.05	3487.29	0.005	0.005
Terrasse	3.4	13.00	7.97	2643.76	2358.68	1807.89	0.004	0.003

- **Vérification de la résistance structurelle des éléments :**
  - **Vérification de l'effort normal réduit des voiles :**

La structure comporte 6 voiles (4 contreventant le sens XX et 2 contreventant le sens YY). Nous identifions les voiles selon leurs positionnements dans le plan par rapport à a grille de repère. Comme suit :

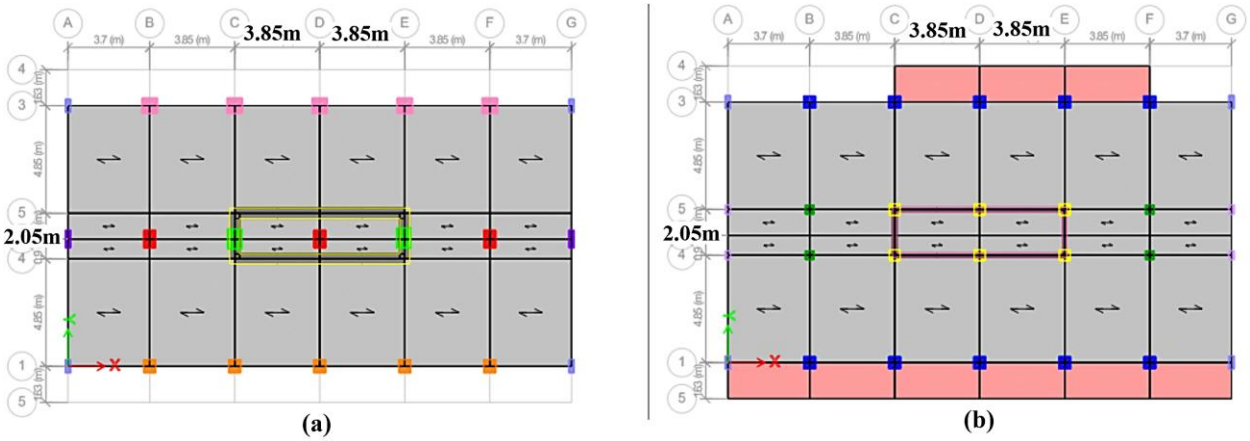


Figure V.5.1.2.2 : Vues en Plan : (a) étage 1, (b) étage 2 a la terrasse du bloc A après renforcement

Les résultats de la vérification sont mentionnés ci-dessous :

Tableau V.5.1.2.2 : Vérification de l'effort normal réduit des voiles de la solution 2 du bloc A

Niveau	Voile	L_w (m)	B_w (m)	$B_c(m^2)$	N_d (KN)	ν
Terrasse	**PX 4 CD**	3.35	0.2	0.67	831.74	0.04
Etage 9			0.2	0.67	1699.05	0.07
Etage 8			0.25	0.84	2239.87	0.08
Etage 7			0.25	0.84	2489.92	0.08
Etage 6			0.25	0.84	3419.02	0.12
Etage 5			0.3	1.01	4482.86	0.13
Etage 4			0.3	1.01	6101.00	0.17
Etage 3			0.3	1.01	8409.05	0.24
Etage 2			0.35	1.17	12173.25	0.30
Etage 1			0.45	1.51	20695.84	0.39

Niveau	Voile	L_w (m)	B_w (m)	$B_c(m^2)$	N_d (KN)	ν
Terrasse	PX 4 DE	3.35	0.2	0.67	853.18	0.04
Etage 9			0.2	0.67	1738.98	0.07
Etage 8			0.25	0.84	2284.78	0.08
Etage 7			0.25	0.84	2539.09	0.09
Etage 6			0.25	0.84	3420.12	0.12
Etage 5			0.3	1.01	4467.87	0.13
Etage 4			0.3	1.01	6081.71	0.17
Etage 3			0.3	1.01	8455.59	0.24
Etage 2			0.35	1.17	12341.62	0.30
Etage 1			0.45	1.51	21109.94	0.40
Terrasse	PX5 CD	3.35	0.2	0.67	826.92	0.04
Etage 9			0.2	0.67	1692.85	0.07
Etage 8			0.25	0.84	2228.34	0.08
Etage 7			0.25	0.84	2467.98	0.08
Etage 6			0.25	0.84	3378.31	0.12
Etage 5			0.3	1.01	4419.34	0.13
Etage 4			0.3	1.01	6002.25	0.17
Etage 3			0.3	1.01	8292.68	0.24
Etage 2			0.35	1.17	12028.94	0.29
Etage 1			0.45	1.51	21048.60	0.40
Terrasse	PX5 DE	3.35	0.2	0.67	848.49	0.04
Etage 9			0.2	0.67	1730.28	0.07
Etage 8			0.25	0.84	2270.72	0.08
Etage 7			0.25	0.84	2517.06	0.09
Etage 6			0.25	0.84	3407.49	0.10
Etage 5			0.3	1.01	4450.35	0.13
Etage 4			0.3	1.01	6052.52	0.17
Etage 3			0.3	1.01	8366.44	0.24
Etage 2			0.35	1.17	12235.10	0.30
Etage 1			0.45	1.51	21054.02	0.40
Terrasse	PY C	2.55	0.2	0.81	260.61	0.01
Etage 9			0.2	0.89	743.78	0.02

Etage 8	**PY C**	2.55	0.25	0.89	1742.24	0.06
Etage 7			0.25	0.97	3248.61	0.10
Etage 6			0.25	0.97	5118.49	0.15
Etage 5			0.3	1.04	7673.16	0.21
Etage 4			0.3	1.04	10232.27	0.28
Etage 3			0.3	1.12	13079.74	0.33
Etage 2		2.75	0.35	1.31	15975.08	0.35
Etage 1		2.95	0.45	1.69	17140.83	0.29
Terrasse	**PY E**	2.55	0.2	0.81	265.46	0.01
Etage 9			0.2	0.89	754.61	0.02
Etage 8			0.25	0.89	1757.29	0.06
Etage 7			0.25	0.97	3268.55	0.10
Etage 6			0.25	0.97	5141.78	0.15
Etage 5			0.3	1.04	7696.86	0.21
Etage 4			0.3	1.04	10239.45	0.28
Etage 3			0.3	1.12	13013.75	0.33
Etage 2		2.75	0.35	1.31	15390.30	0.34
Etage 1		2.95	0.45	1.69	13013.44	0.22

Observation : L'effort normal réduit est vérifiée pour tous les voiles.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement limite des voiles :**

Niveau	Voile	B_w (m)	d (m)	V_u (KN)	1.4*V_u (KN)	τ_b (KPA)	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$
Terrasse	**PX4 CD**	0.2	3.06	639.17	894.84	1578.19	Vérifié
Etage 9		0.2		909.31	1273.03	2245.20	Vérifié
Etage 8		0.25		1401.57	1962.20	2768.53	Vérifié
Etage 7		0.25		1830.66	2562.92	3616.11	Vérifié
Etage 6		0.25		2229.09	3120.73	4403.14	Vérifié
Etage 5		0.3		2484.14	3477.80	4089.12	Vérifié
Etage 4		0.3		2809.66	3933.52	4624.95	Vérifié
Etage 3		0.3		3038.56	4253.98	5001.74	Vérifié
Etage 2		0.35		3679.78	5151.69	5191.93	Vérifié
Etage 1		0.45		3436.39	4810.94	4772.76	Vérifié

Niveau	Voile	B_w	d	V_u	1.4*V_u	τ_b	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$
Terrasse	PX4 DE	0.2	3.06	522.76	731.86	1290.76	Vérifié
Etage 9		0.2		899.07	1258.70	2219.94	Vérifié
Etage 8		0.25		1466.02	2052.43	2895.84	Vérifié
Etage 7		0.25		1925.72	2696.00	3803.89	Vérifié
Etage 6		0.25		2346.17	3284.64	4634.41	Vérifié
Etage 5		0.3		2595.52	3633.72	4272.46	Vérifié
Etage 4		0.3		2922.24	4091.14	4810.28	Vérifié
Etage 3		0.3		3102.62	4343.67	5107.20	Vérifié
Etage 2		0.35		3993.82	5591.34	5635.02	Vérifié
Etage 1		0.45		3122.12	4370.96	4336.27	Vérifié
Terrasse	PX5 CD	0.2	3.06	623.29	872.61	1538.99	Vérifié
Etage 9		0.2		931.71	1304.39	2300.51	Vérifié
Etage 8		0.25		1462.57	2047.60	2889.03	Vérifié
Etage 7		0.25		1923.02	2692.23	3798.56	Vérifié
Etage 6		0.25		2352.07	3292.90	4646.07	Vérifié
Etage 5		0.3		2608.75	3652.25	4294.24	Vérifié
Etage 4		0.3		2947.90	4127.05	4852.50	Vérifié
Etage 3		0.3		3163.75	4429.25	5207.82	Vérifié
Etage 2		0.35		3753.00	5254.20	5295.24	Vérifié
Etage 1		0.45		3395.54	4753.76	4716.03	Vérifié
Terrasse	PX5 DE	0.2	3.06	523.00	732.20	1291.35	Vérifié
Etage 9		0.2		931.57	1304.20	2300.18	Vérifié
Etage 8		0.25		1534.34	2148.08	3030.80	Vérifié
Etage 7		0.25		2022.46	2831.45	3994.99	Vérifié
Etage 6		0.25		2472.01	3460.82	4882.99	Vérifié
Etage 5		0.3		2722.60	3811.63	4481.64	Vérifié
Etage 4		0.3		3065.10	4291.13	5045.42	Vérifié
Etage 3		0.3		3238.18	4533.45	5330.34	Vérifié
Etage 2		0.35		4086.58	5721.21	5765.90	Vérifié
Etage 1		0.45		3182.80	4455.92	4420.55	Vérifié
Terrasse	PY C	0.2	3.06	597.26	836.16	1474.71	Vérifié
Etage 9		0.2		705.73	988.02	1742.54	Vérifié

Etage 8	**PY C**	0.25	3.06	1112.87	1558.02	2198.26	Vérifié
Etage 7		0.25		1533.41	2146.77	3028.96	Vérifié
Etage 6		0.25		1926.56	2697.19	3805.55	Vérifié
Etage 5		0.3		2278.39	3189.75	3750.44	Vérifié
Etage 4		0.3		2692.92	3770.08	4432.79	Vérifié
Etage 3		0.3		3170.24	4438.33	5218.50	Vérifié
Etage 2		0.35		3306.43	4629.00	4665.16	Vérifié
Etage 1		0.45		3418.85	4786.39	4748.41	Vérifié
Terrasse	**PY E**	0.2	3.06	582.09	814.93	1437.26	Vérifié
Etage 9		0.2		834.42	1168.19	2060.31	Vérifié
Etage 8		0.25		1327.33	1858.27	2621.89	Vérifié
Etage 7		0.25		1783.52	2496.93	3523.00	Vérifié
Etage 6		0.25		2200.23	3080.33	4346.14	Vérifié
Etage 5		0.3		2565.59	3591.83	4223.20	Vérifié
Etage 4		0.3		3017.18	4224.05	4966.55	Vérifié
Etage 3		0.3		3533.85	4947.39	5817.03	Vérifié
Etage 2		0.35		3782.83	5295.96	5337.33	Vérifié
Etage 1		0.45		3846.02	5384.43	5341.70	Vérifié

Observation : la contrainte de cisaillement sous l'action sismique est vérifiée pour tous les voiles.

- **Vérification de l'effort normal réduit des poteaux :**

Tableau V.5.1.2.3 : vérification l'effort normal réduit des poteaux de la solution 2 du bloc A

Type de Section (cm)	Position	B_c (m^2)	N_d (KN)	ν	N_d *pour* ν =0.35	$\nu \leq 0.35$	Dépassement (%)
25x40	S3 C25	0.1	686.29	0.23	1050	Vérifié	
25x60	S3 C3	0.15	1600.18	0.36	1575	N.V	1.60
	S3 C4		1700.82	0.38		N.V	7.99
	S2 C1		1655.82	0.37		N.V	5.13
	S2 C2		1780.89	0.4		N.V	13.07
	S2 C3		1805.10	0.4		N.V	14.61
	S2 C4		1918.01	0.43		N.V	21.78
	S1 C1		1840.80	0.41		N.V	16.88
	S1 C2		1965.15	0.44		N.V	24.77
	S1 C3		2011.30	0.45		N.V	27.70
	S1 C4		2123.60	0.47		N.V	34.83

25x80	S4 C6	0.2	1695.20	0.28	2100	Vérifié	
40x40	S3 C34	0.16	973.58	0.2	1680	Vérifié	
55X55	S2 C10	0.303	3232.59	0.36	3176.25	N.V	1.77
	S2 C18		3228.66	0.36		N.V	1.65
	S2 C20		3262.38	0.36		N.V	2.71
55x60	S1 C8	0.33	3450.72	0.35	3465	Vérifié	
55x80	S1 C16	0.44	2194.49	0.17	4620	Vérifié	
70x70	S1 C21	0.49	3521.66	0.24	5145	Vérifié	
37x60	S2 C25	0.222	777.39	0.12	2331	Vérifié	
Φ 60	S2 C34	0.283	1120.18	0.13	2971.5	Vérifié	

Observation :

Nous remarquons que 13 poteaux dépassent la limite de l'effort normal réduit préconisée par le RPA, avec un dépassement allant jusqu'à 35%. Cependant, les sections ayant les valeurs les plus critiques sont localisés au niveau du RDC et du 1er étage aux niveaux des angles du bloc.

➢ **Chemisage des poteaux critiques :**

Les sections présentant un dépassement inférieur à 5% sont négligés (considérées non critiques). Alors nous avons concentré les interventions sur les poteaux C1, C2, C3 et C4 du niveau 1 et 2 qui présentent la même section transversale 25x60cm.

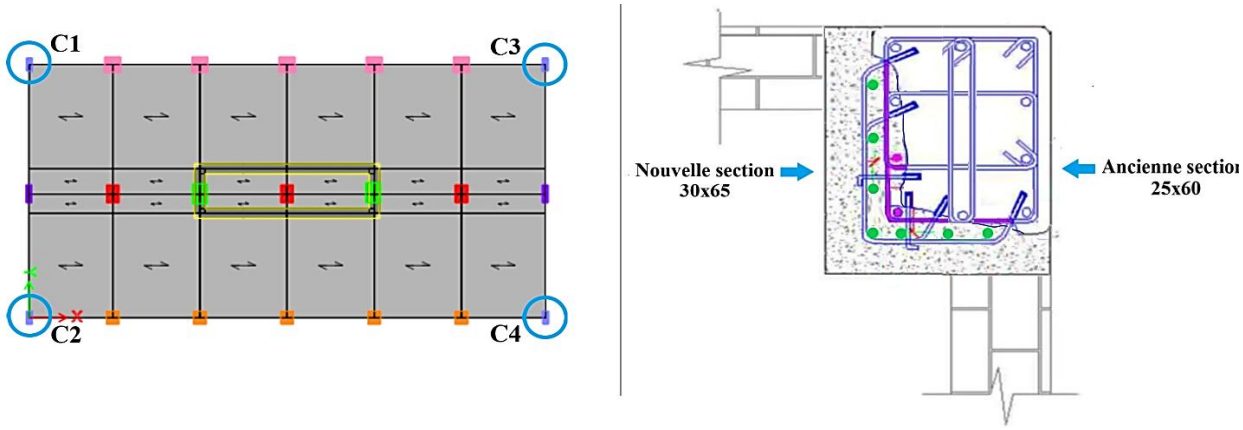


Figure V.5.1.2.3 : Sections de poteaux critiques chemisés de la solution 2 du bloc A

Section (cm)	Position	$B_c\ (m^2)$	N_d (KN)	ν	$\nu \leq 0.35$	Dépassement (%)
30x65	S2 C1	0.195	1655.82	0.28	Vérifié	
	S2 C2		1780.89	0.3	Vérifié	
	S2 C3		1805.10	0.31	Vérifié	
	S2 C4		1918.01	0.33	Vérifié	
	S1 C1		1840.80	0.32	Vérifié	
	S1 C2		1965.15	0.34	Vérifié	
	S1 C3		2011.30	0.34	Vérifié	
	S1 C4		2123.60	0.36	N.V	3.7%

Observation :

Le chemisage adopté satisfait les exigences de conformité vis-à-vis du règlement en vigueur et de tolérance fixée à 5%. De plus, l'action localisée sur ces sections spécifiques n'interfère pas sur les résultats d'analyse obtenus précédemment ($+0.07\% * W$) et très peu sur l'occupation du bâtiment.

➢ **Ferraillages des éléments structuraux :**

▪ **Ferraillages des poteaux :**

Les exigences sur les armatures longitudinales préconisées par le RPA 2024, sont :

- Section d'armatures : $1\% * B_c \leq A_s \leq \begin{cases} 4\% * B_c \rightarrow \text{en zone courante} \\ 8\% * B_c \rightarrow \text{en zone nodale} \end{cases}$
- Diamètre minimale : $\phi_L \geq 12mm$
- Nombres de barres minimales par face : 2
- Un espacement entre les barres verticales $\leq 15cm$
- **Vérification du ferraillage des poteaux non adjacents aux voiles :**

Tableau V.5.1.2.4 : vérification du ferraillage des poteaux du bloc A non adjacents aux voiles

Section	Face	Sections de calcul			$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	Constat
		P (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)	
25x40	25	782.45	8.81	0	10	6.03	Non vérifié
	40	528.68	211.43	13.49		10.05	
25x60	25	566.89	58.45	0.06	15	6.03	Non vérifié
	60	748.08	412.05	14.66		14.07	
25x80	25	1661.42	13.57	0	20	Non dispo	
	80	1661.42	382.07	0			
40x40		660.53	282.04	16.01	16	10.05	Non vérifié
55x55		638.18	442.72	15.74	30.25	12.06	Non vérifié
55x60	55	3394.1	319.32	0	33	Non dispo	
	60	3497.9	90.71	0			
55x80	55	1618.71	687.03	5.38	44	Non dispo	
	80	2214.94	677.19	0			
70x70		3550.56	488	0	49	16.08	Non vérifié
37x60	37	337.13	16.93	0	21.96	Non dispo	
	60	638.18	442.72	14.68			
ϕ60		919.43	518.16	38.75	28.27	28.14	Non vérifié

Observation :

Nous remarquons que malgré la non-conformité du ferraillage existant avec le ferraillage requis par le RPA 2024, l'introduction des voiles de contreventement de la solution 2 a permis de redistribuer les sollicitions revenant sur les poteaux, vers des éléments plus adaptés à reprendre les forces sismiques, diminuant ainsi le ferraillage de calcul nécessaire pour les poteaux.

- **Calcul du ferraillage des poteaux adjacents aux voiles :**

Le ferraillage requis pour les poteaux chemisés est calculé en flexion composée selon les prescriptions du ferraillage énoncées précédemment dans le règlement. Nous convenons de considérer le ferraillage existant pour les sections investiguées lors de l'expertise et négliger le ferraillage des sections non investiguées. Les résultats de ce calcul sont les suivants :

Tableau V.5.1.2.5 : Ferraillage requis des poteaux du bloc A adjacents aux voiles

Section	Face	Sections de calcul			$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	A_s adopté
		P (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)	
50x50		753.01	138.74	47.2	16	10.05	16 T20
65x90	65	49.71	148.75	4.33	44	Non dispo	5 T20/ face
	90	49.71	891.84	26.07			9 T20/ face
ϕ70		4571.39	266.55	0	28.27	28.14	16 T12

- **Calcul du ferraillage des poteaux critiques chemisés :**

Tableau V.5.1.2.6 : Ferraillage requis des poteaux critiques chemisés du bloc A

Section	Face	Sections de calcul			$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	A_s ajouté
		P (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)	
30x65	30	2021.56	277.52	0	19.5	6.03	4 T12/ face
	65	1747.13	38.3	0		14.07	7 T12/ face

- **Ferraillage des voiles de contreventement :**

Le calcul du ferraillage se fait en flexion composée exclusivement dans son plan, selon le type de dispositif adopté. Dans notre cas, les voiles composants le noyau dans chaque direction sont identiques, donc :

Orientation du voile	H_w (m)	L_w (m)	$\frac{H_w}{L_w}$	Type de voile	Nombre d'étages	$H_{cr}(m)$
XX	34	3.35	10.15	Élancé	10	5.67
YY		2.55	13.33			5.67

Avec : H_w : hauteur totale du voile

$$H_{cr} = max\left(L_w; \frac{H_w}{6}\right) \leq 2 * h_e = 6.3m$$

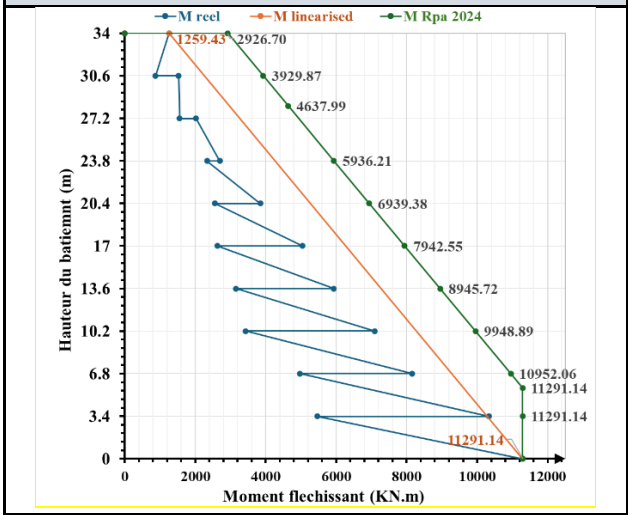
Puisque nous sommes en présence de voiles élancés, alors les étapes de calcul du ferraillage préconisées par le RPA 2024 sont les suivantes :

- **Construction de la courbe enveloppe du moment fléchissant des voiles :**

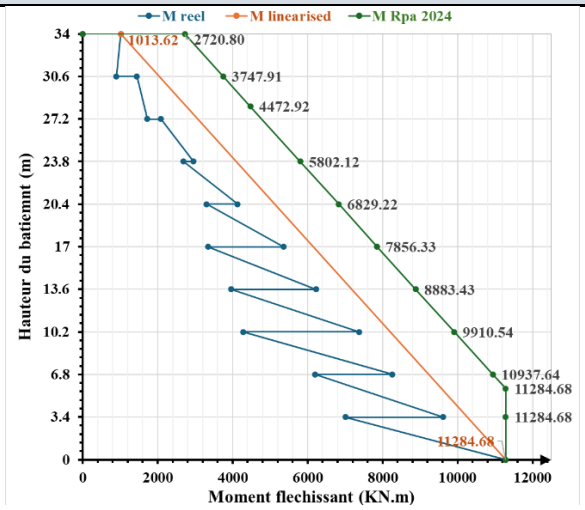
La philosophie de cette étape consiste à protéger les étages supérieurs par une amplification de la demande en flexion des voiles et à favoriser une plastification contrôlée à la base permettant de dissiper efficacement l'énergie sismique tout en maintenant la stabilité globale de la structure.

Tableau V.5.1.2.7 : Courbes enveloppes du moment fléchissant des voiles de renforcement du bloc A

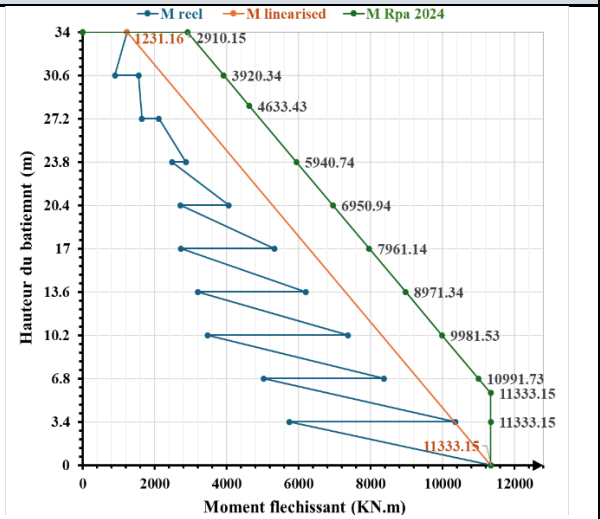
PX4 CD



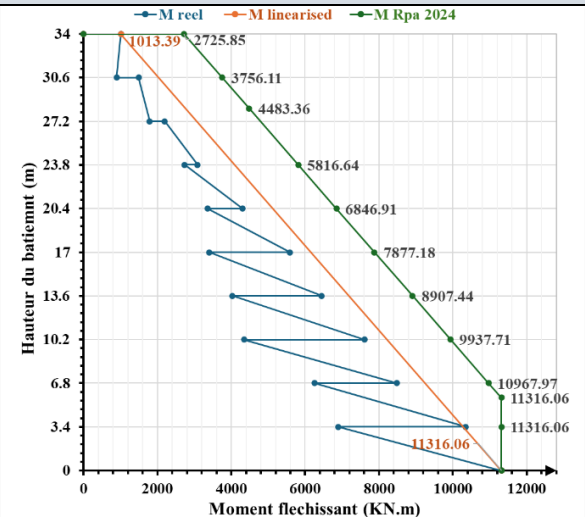
PX4 DE



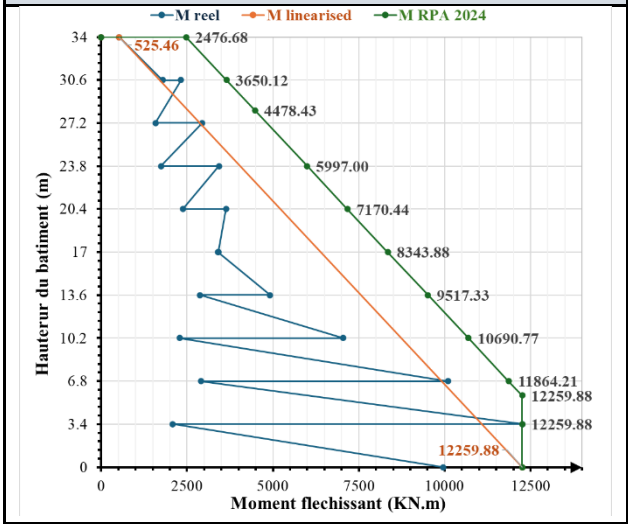
PX5 CD



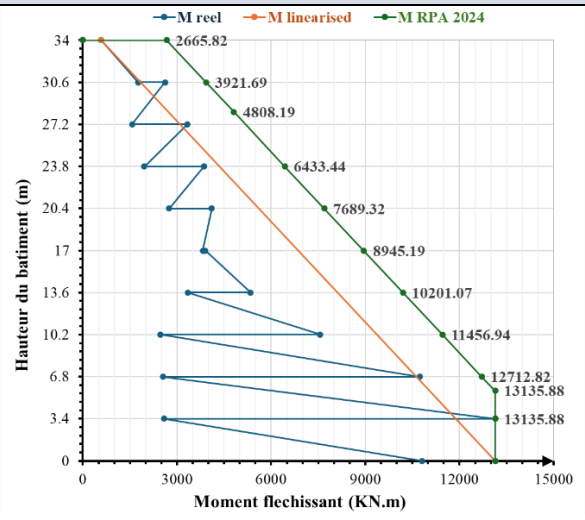
PX5 DE



PY C



PY E



- **Sections d'armatures de calcul des voiles :**

Tableau V.5.1.2.8 : Résultats de calcul du ferraillage des voiles renforcés du bloc A

Niveau	Voile	L_w (m)	B_w (m)	B_c (m^2)	P (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)
Terrasse	PX 4 CD	3.35	0.2	0.67	831.74	2926.70	10.17
Etage 9			0.2	0.67	1699.05	3929.87	8.93
Etage 8			0.25	0.84	2239.87	4637.99	8.30
Etage 7			0.25	0.84	2489.92	5936.21	15.09
Etage 6			0.25	0.84	3419.02	6939.38	14.61
Etage 5			0.3	1.01	4482.86	7942.55	11.71
Etage 4			0.3	1.01	6101.00	8945.72	7.08
Etage 3			0.3	1.01	8409.05	9948.89	0.17
Etage 2			0.35	1.17	12173.25	10952.06	0
Etage 1			0.45	1.51	20695.84	11291.14	0
Base			0.45	1.51	20843.77	11291.14	0
Terrasse	PX 4 DE	3.35	0.2	0.67	853.18	2720.80	8.64
Etage 9			0.2	0.67	1738.98	3747.91	7.34
Etage 8			0.25	0.84	2284.78	4472.92	6.79
Etage 7			0.25	0.84	2539.09	5802.12	13.74
Etage 6			0.25	0.84	3420.12	6829.22	13.80
Etage 5			0.3	1.01	4467.87	7856.33	11.19
Etage 4			0.3	1.01	6081.71	8883.43	6.73
Etage 3			0.3	1.01	8455.59	9910.54	0
Etage 2			0.35	1.17	12341.62	10937.64	0
Etage 1			0.45	1.51	21109.94	11284.68	0
Base			0.45	1.51	22397.9	11284.68	0
Terrasse	PX5 CD	3.35	0.2	0.67	826.92	2910.15	10.11
Etage 9			0.2	0.67	1692.85	3920.34	8.92
Etage 8			0.25	0.84	2228.34	4633.43	8.38
Etage 7			0.25	0.84	2467.98	5940.74	15.31
Etage 6			0.25	0.84	3378.31	6950.94	15.02
Etage 5			0.3	1.01	4419.34	7961.14	12.34
Etage 4			0.3	1.01	6002.25	8971.34	7.98

Niveau	Voile	L_w (m)	B_w (m)	B_c (m^2)	P (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)
Etage 3	PX5 CD	3.35	0.3	1.01	8292.68	9981.53	1.14
Etage 2			0.35	1.17	12028.94	10991.73	0
Etage 1			0.45	1.51	21048.60	11333.15	0
Base			0.45	1.51	21246.54	11333.15	0
Terrasse	PX5 DE	3.35	0.2	0.67	848.49	2725.85	8.72
Etage 9			0.2	0.67	1730.28	3756.11	7.47
Etage 8			0.25	0.84	2270.72	4483.36	6.98
Etage 7			0.25	0.84	2517.06	5816.64	14.03
Etage 6			0.25	0.84	3407.49	6846.91	14.03
Etage 5			0.3	1.01	4450.35	7877.18	11.48
Etage 4			0.3	1.01	6052.52	8907.44	7.13
Etage 3			0.3	1.01	8366.44	9937.71	0.33
Etage 2			0.35	1.17	12235.10	10967.97	0
Etage 1			0.45	1.51	21054.02	11316.06	0
Base			0.45	1.51	22201.98	11316.06	0
Terrasse	PY C	2.55	0.2	0.81	260.61	2476.68	17.83
Etage 9			0.2	0.89	743.78	3650.12	23.77
Etage 8			0.25	0.89	1742.24	4478.43	22.32
Etage 7			0.25	0.97	3248.61	5997.00	26.34
Etage 6			0.25	0.97	5118.49	7170.44	29.42
Etage 5			0.3	1.04	7673.16	8343.88	26.25
Etage 4			0.3	1.04	10232.27	9517.33	41.91
Etage 3			0.3	1.12	13079.74	10690.77	60.76
Etage 2		2.75	0.35	1.31	15975.08	11864.21	37.13
Etage 1		2.95	0.45	1.69	17140.83	12259.88	0
Base			0.45	1.69	17270.39	12259.88	0
Terrasse	PY E	2.55	0.2	0.81	265.46	2665.82	19.43
Etage 9			0.2	0.89	754.61	3921.69	26.19
Etage 8			0.25	0.89	1757.29	4808.19	25.34
Etage 7			0.25	0.97	3268.55	6433.44	30.91
Etage 6			0.25	0.97	5141.78	7689.32	35.95

Niveau	Voile	L_w (m)	B_w (m)	B_c (m^2)	P (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)
Etage 5	PY E	2.55	0.3	1.04	7696.86	8945.19	34.55
Etage 4			0.3	1.04	10239.45	10201.07	52.90
Etage 3			0.3	1.12	13013.75	11456.94	73.07
Etage 2		2.75	0.35	1.31	15390.30	12712.82	49.65
Etage 1		2.95	0.45	1.69	13013.44	13135.88	6.11
Base		2.95	0.45	1.69	13142.65	13135.88	5.53

- **Prescriptions sur le ferraillage des voiles :**

Le règlement parasismique Algérien prévient de considérer les conditions suivantes pour le ferraillage des voiles de renforcements, comme suit :

Ferraillage des éléments de rive :

✓ Les armatures de résistance doivent être positionnées verticalement aux extrémités des voiles, considérant les dimensions suivantes :

- Longueur de confinement : $L_c \geq max(0.15 * L_w ; 1.5 * B_w)$
- Epaisseur de confinement : $b_c \begin{cases} \geq \frac{h_e}{15} & si : \ L_c \leq max(0.2 * L_w ; 2 * B_w) \\ \geq \frac{h_e}{10} & si : \ L_c > max(0.2 * L_w ; 2 * B_w) \end{cases}$
- Diamètre minimal des armatures verticales : $\phi_{L,min} \geq 12mm$

✓ Les armatures de confinement des armatures verticales respectent les conditions suivantes :

- Espacement vertical minimal entre les armatures de confinement des éléments de rive : $S_t \leq min\left(\frac{b_0}{3} ; 12.5cm ; 6 * \phi_L\right)$
- Section minimale des armatures de confinement dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile : $A_t \geq max\left(0.09 * S_t * b_0 * \frac{f_{C28}}{f_e} ; 0.3 * S_t * b_0 * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) * \frac{f_{C28}}{f_e}\right)$

Avec : $\frac{A_g}{A_c}$: rapport de la surface globale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales doit être : $\geq 0.5\% * L_c * B_c$

Ferraillage de l'âme :

✓ Les armatures de verticales sont composées de deux nappes de barres d'acier perpendiculaires au sens de l'épaisseur, reliés tous les 50cm par des étriers.

- Diamètre maximal des armatures verticales : $8\text{mm} \leq \phi_{ame,max} \leq \frac{B_w}{8}$
- Espacement horizontal : $S_h \leq min(250mm ; 25 * \phi_{ame})$

✓ Le ferraillage horizontal nécessaire pour résister à l'effort sismique doit satisfaire l'équation :

$$\frac{A_{s,h}}{S_v} \geq \frac{\overline{V_u}}{z * f_e}$$

Avec : $\overline{V_u} = 1.4 * V_u$: l'effort tranchant de calcul

z : distance entre les centres de gravites des armatures des deux extrémités.

- **Proposition de ferraillages des voiles :**

Tenant compte des prescriptions du RPA, nous proposons le ferraillage suivant :

Tableau V.5.1.2.9 : Détails de calcul du ferraillage des éléments de rives des voiles du bloc A

		Armatures verticales des éléments de rives							
Niveau	Voile	Lc (cm)	bc (cm)	ϕ_L (cm)	$S_{t,adopte}$ (cm)	Nbr barres // Lc	Nbr barres // bc	$A_{s,adopte}$ (cm^2)	$A_s > A_{s,calcul}$
9 → 10	PX 4 CD	66	20	1.20	10	7	3	18.09	Vérifié
6 → 8			25				4	18.09	Vérifié
3 → 5			30				5	18.09	Vérifié
2			35				5	23.74	Vérifié
RDC → 1			45				5	23.74	Vérifié
9 → 10	PX 4 DE	66	20	1.20	10	7	3	18.09	Vérifié
6 → 8			25				4	18.09	Vérifié
3 → 5			30				4	18.09	Vérifié
2			35				5	23.74	Vérifié
RDC → 1			45				5	23.74	Vérifié
9 → 10	PX 5 CD	66	20	1.20	10	7	3	18.09	Vérifié
6 → 8			25				4	18.09	Vérifié
3 → 5			30				4	18.09	Vérifié
2			35				5	23.74	Vérifié
RDC → 1			45				5	23.74	Vérifié
9 → 10	PX 5 DE	66	20	1.20	10	7	3	18.09	Vérifié
6 → 8			25	1.20			4	18.09	Vérifié
3 → 5			30	1.20			4	18.09	Vérifié
2			35	1.20			5	23.74	Vérifié
RDC → 1			45	1.20			5	23.74	Vérifié
9 → 10	PY C	66	20	1.4	10	7	3	24.62	Vérifié
6 → 8			25	1.6			4	32.15	Vérifié
3 → 5			30	2			4	78.5	Vérifié
2			35	2.5			5	103.03	Vérifié
RDC → 1			45	2.5			5	103.03	Vérifié
9 → 10	PY E	66	20	1.4	10	7	3	32.15	Vérifié
6 → 8			25	1.6			4	50.24	Vérifié
3 → 5			30	2			4	78.5	Vérifié
2			35	2.5			5	103.03	Vérifié
RDC → 1			45	2.5			5	103.03	Vérifié

Tableau V.5.1.2.10 : Details de calcul des armatures secondaires des voiles du bloc A

		Armatures de confinement				A_h (cm^2)	Armatures d'âme		
Niveau	Voile	$S_{t,V}$ (cm)	$A_{t,min}$ (cm^2)	ϕ_c (cm)	A_t (cm^2)		ϕ_{ame} (cm)	$S_{t,h}$ (cm)	A_{sv} (cm^2)
9 → 10	PX 4 CD	20	2.92	1.2	4.52 (4T12)	14 T12 (15.83)	1.4	15	36.93 (24T14)
6 → 8			3.02						
3 → 5			3.12						
2			3.22		6.79 (6T12)				
RDC → 1			3.42						
9 → 10	PX 4 DE	20	2.96	1.2	4.52 (4T12)	14 T12 (15.83)	1.4	15	36.93 (24T14)
6 → 8			3.02						
3 → 5			3.12						
2			3.65		6.79 (6T12)				
RDC → 1			4.91						
9 → 10	PX 5 CD	20	2.92	1.2	4.52 (4T12)	14 T12 (15.83)	1.4	15	36.93 (24T14)
6 → 8			3.02						
3 → 5			3.12						
2			3.65		6.79 (6T12)				
RDC → 1			4.91						
9 → 10	PX 5 DE	20	2.92	1.2	4.52 (4T12)	14 T12 (15.83)	1.4	15	36.93 (24T14)
6 → 8			3.02						
3 → 5			3.12						
2			3.65		6.79 (6T12)				
RDC → 1			4.91						
9 → 10	PY C	15	5.54	1.2	4.52 (4T12)	14 T12 (15.83)	1.6	15	18T16
6 → 8			5.54				1.4		18T14
3 → 5			5.54						
2		10	5.54		6.79 (6T12)				
RDC → 1			10.58				1.6		18T16
9 → 10	PY E	15	5.54	1.2	4.52 (4T12)	14 T12 (15.83)	1.6	15	22T16
6 → 8			5.54				1.4		14T14
3 → 5			5.54						
2		15	5.54		6.79 (6T12)				
RDC → 1			10.58				2		26T20

Maintenant que tout le ferraillage des voiles est défini, le RPA 2024 préconise de vérifier la ductilité locale des voiles par une série de conditions qui aboutissent à la vérification de la longueur comprimée des éléments de rives par rapport à la valeur minimale de confinement.

- **Vérification de la ductilité locale des voiles :**

La condition a de la longueur de compression à vérifier est :

$$l_{c,calcul} = \chi_u * \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right) > max(0.15 * L_w; 1.5 * B_w)$$

Avec : $\varepsilon_{cu} = 0.0035$: raccourcissement limite du béton.

$\chi_u = (\nu_d + \omega_v) * \frac{L_w * b_c}{b_0}$ Sachant : $b_0 = b_c - 2 * c$ ou $c = 3cm$

$\omega_v \frac{A_{sv}}{(L_w - 2 * L_c) * B_w * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}}$ Avec : $\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e * \gamma_b}{f_{c28} * \gamma_s}$ ($\gamma_b = 1.2$ et $\gamma_s = 1$)

$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 * \alpha\omega_{wd}$

$\alpha\omega_{wd} = 30 * \mu_\phi * (\nu_d + \omega_v) * \varepsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_0} - 0.035$ Avec : $\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_e}{E_s}$

$\mu_\phi = 2 * \left(\frac{R}{Q} * \frac{M_{Ed}}{M_{rd}}\right) - 1$ Pour : $T_0 = 0.83 > T_2 = 0.6s$

M_{rd} : moment résistant de la section

Tableau V.5.1.2.11 : Résultats de la vérification de la ductilité locale des voiles de du bloc A

Niveau	Voile	M_{rd} (KN.m)	μ_ϕ	ω_v	χ_u	$\alpha\omega_{wd}$	$\varepsilon_{cu,c}$	$l_{c,calcul}$	Condition
9 → 10	PX 4 CD	4987	2.94	0.16	1.09	0.037	0.007	0.56	Vérifiée
6 → 8		7248	3.79	0.12	1.06	0.055	0.009	0.65	Vérifiée
3 → 5		12356	3.03	0.10	1.44	0.062	0.010	0.92	Vérifiée
2		16113	2.40	0.09	1.56	0.049	0.008	0.91	Vérifiée
RDC → 1		20720	1.72	0.07	1.79	0.034	0.007	0.89	Vérifiée
9 → 10	PX 4 DE	5039	2.72	0.16	1.12	0.033	0.007	0.54	Vérifiée
6 → 8		7248	3.71	0.12	1.06	0.053	0.009	0.64	Vérifiée
3 → 5		12387	3.00	0.10	1.44	0.062	0.010	0.92	Vérifiée
2		16187	2.38	0.09	1.58	0.049	0.008	0.92	Vérifiée
RDC → 1		20514	1.75	0.07	1.91	0.040	0.007	1.02	Vérifiée
9 → 10	PX 5 CD	4979	2.94	0.16	1.09	0.037	0.007	0.56	Vérifiée
6 → 8		7197	3.83	0.12	1.06	0.056	0.009	0.65	Vérifiée
3 → 5		12274	3.07	0.10	1.42	0.063	0.010	0.91	Vérifiée
2		16048	2.42	0.09	1.55	0.049	0.008	0.90	Vérifiée
RDC → 1		20878	1.71	0.07	1.82	0.035	0.007	0.91	Vérifiée
9 → 10	PX 5 DE	5028	2.74	0.16	1.10	0.032	0.007	0.53	Vérifiée
6 → 8		7231	3.73	0.12	1.06	0.054	0.009	0.64	Vérifiée
3 → 5		12328	3.03	0.10	1.43	0.062	0.010	0.92	Vérifiée
2		16140	2.40	0.09	1.57	0.049	0.008	0.91	Vérifiée
RDC → 1		20546	1.75	0.07	1.89	0.039	0.007	1.00	Vérifiée

9 → 10	**PY C**	3353	4.44	0.20	0.65	0.050	0.009	0.38	Vérifiée
6 → 8		7625	3.70	0.12	0.79	0.051	0.009	0.47	Vérifiée
3 → 5		12609	3.24	0.10	1.26	0.085	0.012	0.89	Vérifiée
2		13366	3.44	0.08	1.35	0.092	0.013	0.98	Vérifiée
RDC → 1		16520	2.71	0.08	1.19	0.047	0.008	0.68	Vérifiée
9 → 10	**PY E**	4074	3.81	0.24	0.78	0.053	0.009	0.47	Vérifiée
6 → 8		9362	3.11	0.12	0.80	0.038	0.007	0.41	Vérifiée
3 → 5		12636	3.53	0.10	1.25	0.095	0.013	0.92	Vérifiée
2		13597	3.67	0.08	1.31	0.097	0.013	0.96	Vérifiée
RDC → 1		19677	2.34	0.19	1.31	0.043	0.008	0.72	Vérifiée

Observation :

Puisque les exigences du ferraillage des voiles du RPA 2024 sont vérifiées, alors le confinement est satisfaisant et la ductilité assurée. Donc, le ferraillage proposé peut être adopté.

- **Vérification des poutres :**

Les exigences sur les armatures longitudinales sont :

- Taux d'armatures : $0.5\% * B_c \leq A_s \leq \begin{cases} 4\% * B_c \rightarrow \text{en zone courante} \\ 6\% * B_c \rightarrow \text{en zone nodale} \end{cases}$
- Diamètre minimale : $\phi_L \geq 14mm$
- Nombres de barres minimales par face : 2

Avec : B_c → la section transversale de l'élément structurel

Il convient aussi de vérifier que pour le ferraillage existant, la section peut résister aux sollicitations auxquelles elle est soumise. Cette vérification en flexion s'évaluer a l'état limite ultime par la condition suivante : $M_{Ed} \leq M_{rd}$

Avec : M_{Ed} : le moment fléchissant de calcul de la section.

Tableau V.5.1.2.12 : Vérification des poutres du bloc A

Section	Zone	Sections de calcul		$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	Moment résistant (KN.m)	Constat
		M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)		
35x60	Courante	506.83	30.46	10.5	12.56 (4T20)	275.98	Non vérifié
	Nodale	471.41	27.88		12.56 (4T20)		Non vérifié
20x25	Courante	42.12	6.52	2.5	9.42 (3T20)	48.54	Vérifié
	Nodale	43.74	6.83		9.42 (3T20)		Vérifié

Observation :

En considérant la poutre la plus sollicitée par type de section. Les poutres de dimensions 35x60 ne vérifient pas la condition de résistance en flexion ($M_{Ed} > M_{rd}$), ce qui présente un risque de rupture fragile à leurs niveaux. Donc, une solution de renforcement pour pallier ce risque s'avère indispensable.

➢ **Renforcement des poutres :**

Afin de compenser le manque de force des poutres, nous optons pour l'utilisation du renforcement par polymères renforcés par fibres de carbone. Pour se faire, nous envisageons d'utiliser les produits de la manufacture « MAPEI ».

A propos de l'entreprise :

MAPEI est une entreprise multinationale italienne spécialisée dans la fabrication de produits chimiques pour l'industrie du bâtiment, offrant des produits durables et de haute qualité, respectueux de la planète et des personnes.

Nous développerons ci-dessous, le détail de la faisabilité pour le cas de la poutre la plus sollicitée, mais la solution sera étendue pour toutes les poutres déficientes.

- **Règles de dimensionnement utilisées :**

La règlementation algérienne ne traite pas ce type de renforcement. Cependant, pour se faire nous avons suivi conjointement les normes de conception et d'évaluation du système renforcé conformément au règlement italien NTC 2018, l'Eurocode 2 et le CNR DT 200 R1/2013 (Guide pour la conception et la construction de systèmes FRP collés à l'extérieur pour le renforcement de structures existantes).

- **Produits utilisés :**

Le renforcement de la poutre B20 située au niveau du plancher du 1er étage, s'est effectué à l'aide du tissus MAPEI MAPEWRAP G UNI-AX 900 pour le cisaillement et des lamelles CARBOPLATE E 250 W pour la flexion, dont les propriétés mécaniques sont les suivantes :

Tableau V.5.1.2.13 : Propriétés mécaniques des PRF utilisées pour le renforcement

Propriétés	Tissu MAPEWRAP UNI-AX 900	Lamelle CARBOPLATE E 250 W
Epaisseur (mm)	0.342	1.4
Résistance ultime à la traction $f_{f,uk}$ (MPa)	1700	2500
Module d'élasticité (GPa)	80	250
Déformation ultime de rupture ε_{fk} (%)	1.89	0.89
Coefficient de sécurité γ_f	1.2	1.1
Facteur d'influence environnemental η_a	1	1
Coefficient réducteur de la résistance	0.75	0.75

- **Etat de sollicitation de la section avant renforcement :**

Le moment sollicitant a l'ELU : $M_{Ed} = 507.83KN.m$ à enregistré mi-travée donne les résultats suivants :

Tableau V.5.1.2.14 : Etat de contrainte et de déformation avant renforcement de la poutre par TFC

Sollicitation	Béton	Aciers	
		Comprimés	Tendues
Déformation (*10^{-3})	3.5	0.73	49.09
Contrainte (MPa)	16.9	146.44	400

- **Renforcement vis-à-vis de la flexion :**

Cette intervention est réalisée en utilisant 2 couches de lamelles en fibre de carbone unidirectionnelle CARBOPLATE E 250 W, d'une largeur de $b_f = 20cm$, sur la face inférieure de l'élément en béton armé. La validation du choix adopté passe par l'évaluation de l'état de contraintes et de déformation dans la section rectangulaire due au moment de flexion a l'état limite de service, tel que : $M_{ser} = 275.98KN.m$

Nous partons du principe que le moment de flexion ultime est atteint à la suite du décollement ou à la rupture de la lamelle en PRFC sous contrainte de traction.

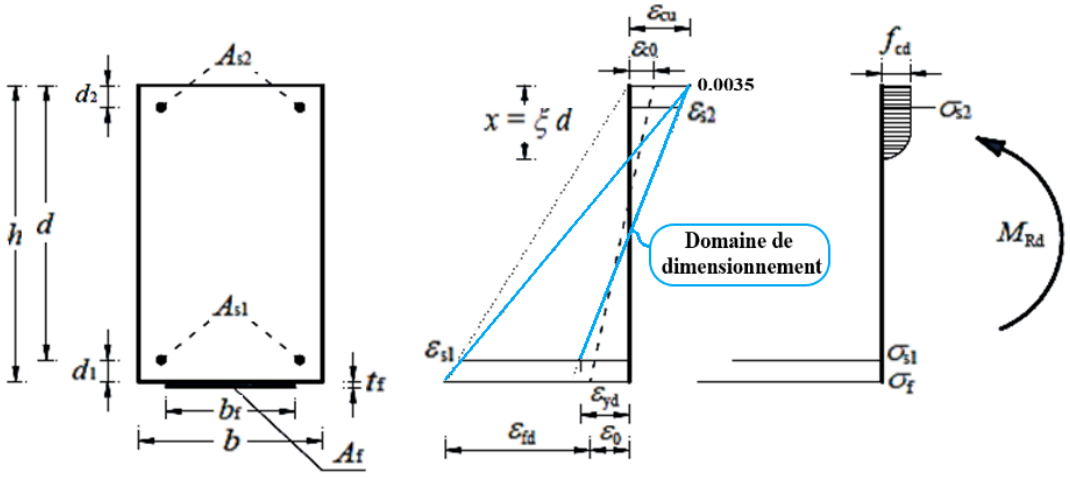


Figure V.5.1.2.4 : Schéma de distribution des contraintes et des déformations dans la section transversale de la poutre

La position de l'axe neutre ainsi que la capacite de flexion de la section de la poutre sont déterminées à partir des équations d'équilibres suivantes :

$$\sum F_{horizontale} = 0 \rightarrow \Psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot E_s - A_{s1} \cdot \varepsilon_{s1} \cdot E_s - A_f \cdot \varepsilon_f \cdot E_f = 0$$

$$x = 81.91mm$$

$$\sum M_{/0} = 0 \rightarrow M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{Rd}}\left[\Psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - \lambda \cdot x) + A_{s2} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot E_s \cdot (d - c) + A_f \cdot \varepsilon_f \cdot E_f \cdot c\right]$$

$$M_{rd} = 397.46KN.m$$

Avec : $\gamma_{Rd} = 1$; $\Psi = 0{,}809$; $\lambda = 0{,}416$

L'état de déformations dans la section transversale renforcée par PRF est détaillé ci-dessous :

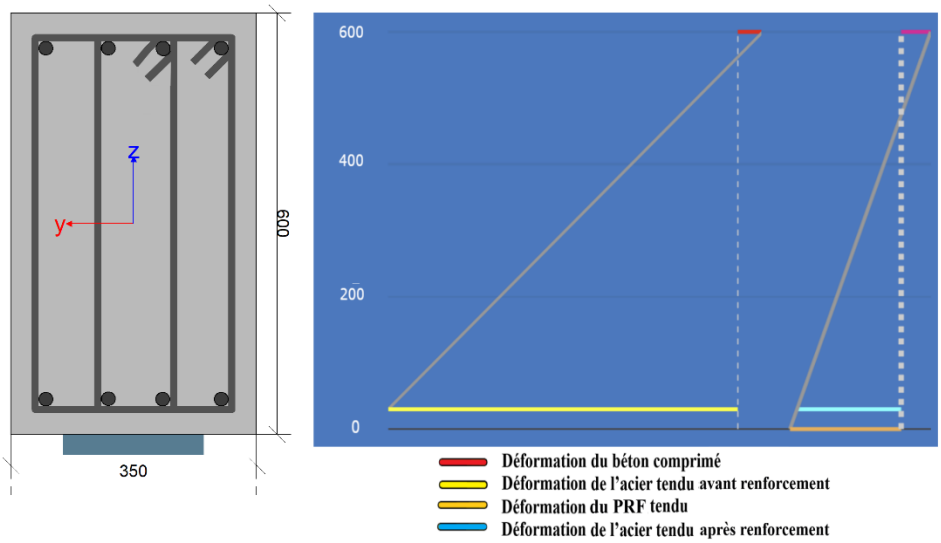


Figure V.5.1.2.5 : Schéma représentatif du mode et de l'apport de la solution de renforcement adoptée

L'état de contraintes dans la section transversale renforcée par PRF est détaillé ci-dessous :

Tableau V.5.1.2.15 : Etat de contrainte et de déformation après renforcement de la poutre par TFC

Sollicitation	Béton	Aciers		Lamelle en PRFC
		Comprimés	Tendues	
Déformation (*10^{-3})	0.96	0.74	3.2	3.42
Contrainte (MPa)	16.9	32.35	400	403.58

Observation :

En comparant la capacité de résistance de la poutre en flexion avant et après application du renforcement : $M_{rd,Initiale} = 275.98KN.m < M_{rd,RENF} = 397.46KN.m$

Nous pouvons évaluer l'apport de l'ajout des lamelles en fibres de carbones sur la résistance en flexion positive de la poutre à : $\Delta M_{rd,f} = 44.02\%$. Cette augmentation permet à d'assurer la résistance de la poutre en satisfaisant le critère de résistance $M_{Ed} < M_{Rd}$, donc la solution de renforcement en flexion est validée.

A noter :

La longueur d'ancrage au-delà du point où aucun renforcement n'est nécessaire doit être au moins égale à : $l_a = \sqrt{\frac{n_f \cdot E_f \cdot t_f}{\sqrt{f_c'}}} > 300mm \rightarrow l_a = 327.31$ mm

- **Renforcement vis-à-vis du cisaillement :**

Cette intervention est réalisée en disposant des bandes en U de 5 couches de tissu en fibre de carbone unidirectionnelle MAPEWRAP UNI-AX 900, d'une largeur de $b_f = 20cm$, espacées de $b_f = 25cm$ et inclinées a $\beta = 90^o$ sur la périphérie de la retombée de la poutre, comme le montre la figure ci-dessous.

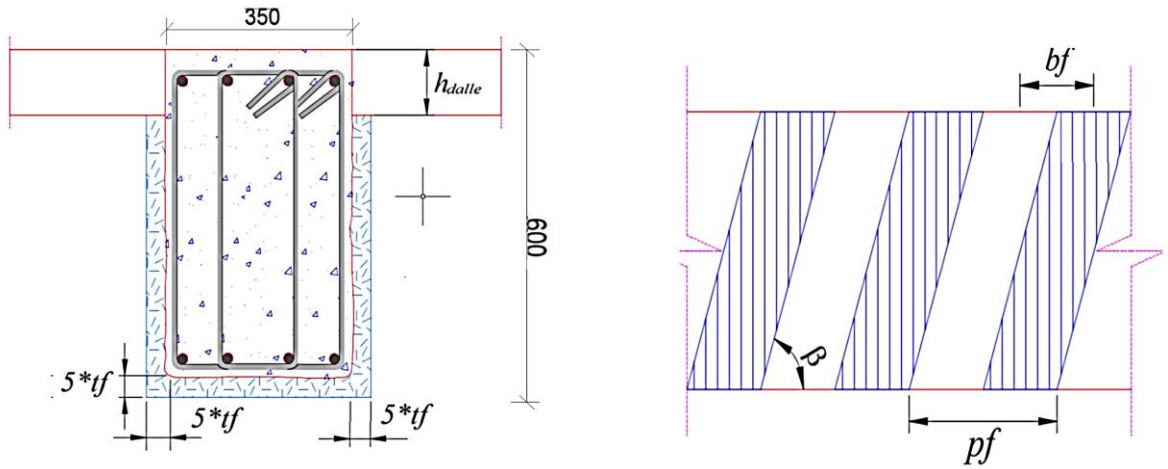


Figure V.5.1.2.6 : Schéma de renforcement de la poutre en cisaillement par TFC

L'état de contraintes de cisaillement de la section est évalué à l'état limite de service, tel que : $V_{ser} = 931.05\ KN.m$

Capacité de résistance de la section avant renforcement :

La résistance de la section avant renforcement tient compte de la contribution commune du béton et de la section d'acier transversale A_v, tel que :

$$V_{Rd} = V_c + V_s \text{ Avec : } \begin{cases} V_c = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{F_{C28}} \cdot b \cdot d = 50 \text{ KN} \\ V_s = \frac{\phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot d \cdot (\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha}{s} = 229.9\ KN \end{cases} \rightarrow \quad V_{Rd} = 279.9\ KN$$

Où : $d = max[0{,}9\ d; 0{,}72\ h]$; $A_v = 4\ T10$; $\phi_c = 0.7$; $\phi_s = 1$

$\alpha = 90^o$ (Inclinaison des armatures); $s = 20cm$ (l'espacement des armatures)

$\beta = \frac{0{,}40}{(1+1500\cdot\varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000+s_{ze})} = 0.073$; $\varepsilon_x = \frac{\frac{M_{ser}}{d}+V_{ser}+0{,}5*N_{ser}}{2(E_s\cdot A_s)} = 0.003$; $s_{rupture} = 30cm$

Capacité de résistance de la section avant renforcement :

La résistance de la section renforcée prend en compte la contribution de l'enveloppe de TFC vis-à-vis de l'effort tranchant et respecte le concept suivant :

$$V_{Rd,RENF} = \min\{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c}\}$$

Avec : $V_{Rd,f}$: la contribution du TFC a la résistance au cisaillement

Tel que : $V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0{,}9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot\theta + \cot\beta) \cdot \frac{b_f}{p_f}$

Ou : $\beta = 90^o$ → Inclinaison des fibres de TFC par rapport a l'axe de l'element.

$\theta = 29 + 7000 * \varepsilon_x = 45^o$ → angle d'inclinaison de la diagonale de compression

Compte tenu de la disposition du renforcement par cisaillement, nous devons tenir compte des éléments suivants : $\varepsilon_f = 5 * 10^{-3}$

Ainsi : $\begin{cases} \text{La résistance nominale du TFC :} & f_{fed} = \varepsilon_{f,max} * E_f = 123.69\ MPa \\ \text{La resistance globale du systeme renforcee :} & f_{f,RENF} = \eta_a \cdot \frac{f_{f,uk}}{\gamma_f} = 1159.09MPa \end{cases}$

Cela permet de determiner la resisatnce de la section vis a vis du cisaillement apres applicaton du renforcment, tel que :

→ L'apport de resistance a l'effort tranchant du TFC : $V_{Rd,f} = 144.67KN$

Donc : $V_{Rd,RENF} = 425.95KN$

Observation :

En comparant la capacité de résistance de la poutre vis-à-vis du cisaillement avant et après application du renforcement : $V_{Rd} = 279.9KN < V_{Rd,RENF} = 425.95KN$.

Nous pouvons évaluer l'apport de l'ajout des bandes de tissus en fibres de carbones a : $\Delta V_{rd,f} = 51.62\%$. Cependant, cette sur-résistance ne permet pas à d'assurer la résistance de la poutre par rapport à l'effort tranchant sollicitant ($V_{Ed} > V_{Rd,RENF}$), malgré ce fait, la contribution de la solution adoptée permet de diminuer le risque de rupture par cisaillement de 15.7%.

A noter :

L'adoption d'une solution qui satisferait le critère de résistance est possible par utilisation d'un traitement spécial, consistant à disposer des bandes de 5 couches de 20cm, espacées de 30cm, encapsulées par une résine époxy solide MapeWrap 21 afin de former un stratifié haute performance, qui une fois durci confère une résistance supplémentaire. Cette possibilité permet un apport de résistance du PRF de : $\Delta V_{rd,f} = 236.71\ \%$, et d'aboutir à une résistance globale satisfaisante ($V_{Rd,RENF} = 942.64KN > V_{Ed} = 931.05KN$) de la section renforcée vis-à-vis du cisaillement : permettant d'éviter le risque de rupture par cisaillement.

Cependant le décret technique DT 215/2018 du Guide de conception et de construction par polymères renforcés par fibres collés à l'extérieur pour le renforcement de structures existantes ; L'augmentation de la capacité de l'élément renforcé ne peut être supérieure à 50 % de la capacité de l'élément non renforcé, pour éviter un déséquilibre général de la section. [48]

Donc, la solution de renforcement vis-à-vis du cisaillement de la poutre envisagée se présente comme le meilleur compris entre augmentation de la résistance et respect des prescriptions techniques (51%~ la limite tolérée par le décret technique).

Remarque :

Les procédures mise en place des solutions de renforcements des poutres en PRF (vis-à-vis de la flexion et le cisaillement) et des poteaux par chemisage sont abordées en annexe.

- **Conclusion sur la deuxième solution de renforcement du bloc A :**

A l'issue de l'étude de faisabilité technique du renforcement proposé, nous pouvons conclure que l'apport apporté par cette solution de confortement améliore nettement la réponse de la structure, que ça soit en termes de résistance ou en termes de stabilité de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques conformément aux règles du RPA2024.

V.5.2 Renforcement du bloc B

Les blocs A et B ayants quelques similitudes, nous proposons en se basant sur la même stratégie de renforcement entreprise pour le bloc A, la solution de confortement suivante :

V.5.2.1 Modélisation de la solution envisagée :

Le système de contreventement envisagé est inspiré de celui qui a été adopte pour le bloc A avec un ajout supplémentaire de voiles dans le sens YY pour pallier au déficit de rigidité dans cette direction, comme le montre la figure ci-dessous :

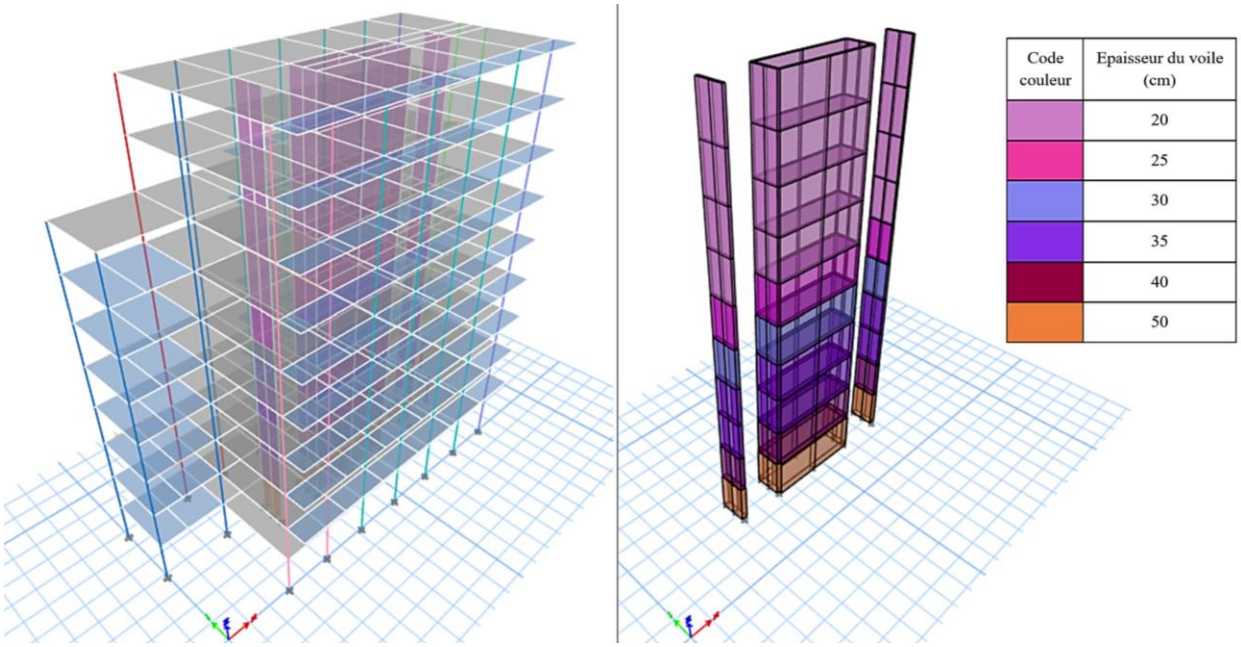


Figure V.5.2.1.1 : Vues 3D du bloc B après introduction du système de contreventement

L'introduction de ce système de contreventement s'accompagne du chemisage des poteaux adjacents sur toute la hauteur de l'élément, comme il a été décrit dans le Tableau V.5.2.1.1 et pour les mêmes sections (40x40 → 50x50, 55x80 → 65x90 et $\phi 60$ → $\phi 70$).

Les vues en plan suivantes permettent de bien visualiser ces sections :

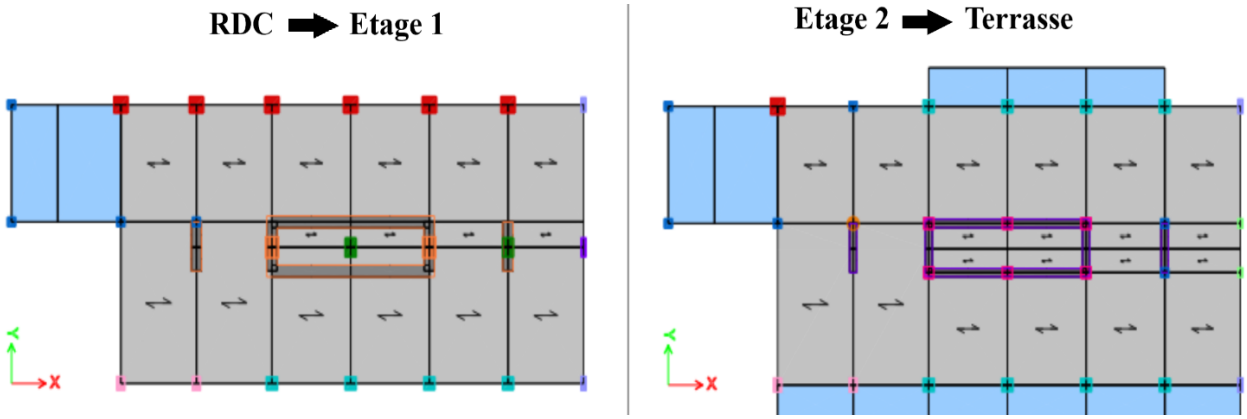


Figure V.5.2.1.2 : Vues en plan du 1er et de l'étage courant du bloc B

V.5.2.2 Analyse de la structure renforcée :

➢ **Analyse de la structure selon le RPA 2024 :**

→ L'analyse modale a permis d'identifier le mode fondamental de l'ouvrage qui est caractérisée par une période : $T_0 = 0.78s$.

→ La force sismique étant majoritairement reprise par le noyau central, alors la classification de la structure selon son système de contreventement donne un coefficient de comportement $R = 3$, donnant une valeur du spectre de calcul : $S_a(T_0)/g = 0.406$.

→ L'évaluation des efforts à la base a permis d'estimer l'augmentation du poids propre de la structure a 17.5% (due à l'introduction du système de contreventement), accompagnée par une augmentation de l'effort sismique repris de 129% dans le sens XX et 93% dans le sens YY.

→ Les déplacements inter étages ont été vérifiées et satisfaits vis-à-vis des limites de non-effondrement et de limitations des dommages.

➢ **Vérification de la résistance structurelle des éléments :**

▪ **Les voiles de contreventement :**

A la suite de l'évaluation des sollicitations revenants sur les 8 voiles, nous avons observés que :

→ L'effort normal réduit est vérifié ($\nu \leq 0.4$).

→ La contrainte limite de cisaillement n'est pas atteinte ($\tau_b \leq 7\ MPa$).

▪ **Les poteaux :**

La vérification de l'effort normal réduit revenant sur les poteaux a permis d'identifier les sections critiques qui dépassent la limite préconisée par le RPA 2024 ($\nu \leq 0.35$), tel que :

Tableau V.5.2.2.1 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux du bloc B

Type de Section (cm)	Position	B_c (m^2)	N_d (KN)	ν	N_d pour ν =0.35	$\nu \leq 0.35$	Dépassement (%)
25x40	S7 C25	0.1	642.19	0.21	1050	Vérifié	
25x60	S3 C11	0.15	1670.86	0.37	1575	N.V	6.09
	S2 C11		1885.92	0.42		N.V	19.74
	S2 C12		1744.74	0.39		N.V	10.78
	S1 C11		2090.36	0.46		N.V	32.72
	S1 C12		1937.80	0.43		N.V	23.03
25x80	S1 C13	0.2	1422.54	0.24	2100	Vérifié	
40x40	S1 C2	0.16	2143.04	0.45	1680	N.V	27.56
	S2 C6		2103.88	0.44		N.V	25.23
	S1 C3		2061.39	0.43		N.V	22.70
	S2 C2		1926.94	0.40		N.V	14.70
	S3 C6		1822.90	0.38		N.V	8.51
	S2 C3		1813.28	0.38		N.V	7.93
	S1 C1		1752.65	0.37		N.V	4.32

40x60	S1 C19	0.24	3482.87	0.48	2520	N.V	38.21
	S2 C19		3200.71	0.44		N.V	27.01
	S3 C19		2830.25	0.39		N.V	12.31
	S1 C4		2680.36	0.37		N.V	6.36
55X55	S1 C29	0.303	3907.24	0.43	3176.25	N.V	23.01
	S1 C23		3846.98	0.42		N.V	21.12
	S1 C22		3685.00	0.41		N.V	16.02
	S2 C20		3621.75	0.40		N.V	14.03
	S2 C23		3556.43	0.39		N.V	11.97
	S2 C10		3510.76	0.39		N.V	10.53
	S1 C21		3476.46	0.38		N.V	9.45
	S2 C7		3429.61	0.38		N.V	7.98
	S2 C22		3411.61	0.38		N.V	7.41
	S2 C9		3313.98	0.37		N.V	4.34
	S3 C20		3251.70	0.36		N.V	2.38
	S2 C21		3223.02	0.36		N.V	1.47
55x80	S1 C12	0.44	1029.36	0.08	4620	Vérifié	
70x70	S1 C5	0.49	3810.01	0.26	5145	Vérifié	
37x60	S2 C26	0.222	674.72	0.1	2331	Vérifié	
Φ 60	S2 C34	0.283	2637.36	0.31	2971.5	Vérifié	

Observation :

On peut constater que 28 poteaux ne vérifient pas la condition sur l'effort normal réduit, dont seulement 4 n'excèdent pas la tolérance de 5% qu'on avait fixé lors de l'analyse du bloc A. De plus, les sections excédantes cette tolérance sont localisées au niveau de la périphérie du bloc de façon asymétrique, ce qui risquerait en cas de chemisage de ces derniers de créer une différence de masse qui induirait l'accentuation de l'excentricité entre le centre de masse et de torsion, augmentant ainsi la descente de charge sur une partie de la structure.

De ce fait, nous décidons de ne pas effectuer de renforcements des sections de poteaux critiques car l'intervention est jugée trop contraignante.

- **Vérification du ferraillage des éléments structuraux :**
  - **Pour les poteaux libres :**

Le ferraillage de calcul des poteaux après renforcement de la structure est détaillé ci-dessous :

Tableau V.5.2.2.2 : Vérification de la conformité du ferraillage existant des poteaux du bloc B

Section	Face	Sections de calcul			$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	Constat
		P (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)	
25x40	**25**	3907.24	27.94	1.39	10	6.03	Vérifié
	40	155.69	177.93	6.91		10.05	

25x60	25	136.06	35.69	2.37	15	6.03	Non vérifié
	60	153.58	126.51	3.89		14.07	
25x80	25	1423.98	2.36	0	20	Non dispo	
	80	800.89	66.52	0			
40x40		803.71	230.38	9.61	16	10.05	Non vérifié
40x60	40	219.10	166.84	8.47	24	14.07	Non vérifié
	60	1598.72	261.22	0			
55x55		288.58	278.92	10.5	33	16.08	Non vérifié
55x80	55	1069.4	22.35	0	44	Non dispo	
	80	1069.4	318.43	0			
70x70		1450.24	326.98	0	49	16.08	Non vérifié
37x60	37	319.74	5.82	0	21.96	Non dispo	
	60	319.74	221.37	6.3			
ϕ60		2778.81	32.94	0	28.27	28.14	Non vérifié

Observation :

Nous remarquons que malgré la non-conformité du ferraillage existant avec le ferraillage requis par le RPA 2024, la solution envisagée permet de redistribuer les sollicitions revenant sur les poteaux vers les voiles, diminuant ainsi le ferraillage de calcul nécessaire pour les poteaux.

- **Pour les poteaux adjacents aux voiles :**

Le ferraillage de calcul des poteaux collaborant avec les voiles est évalué par rapport aux ferraillage existant pour les poteaux investigués lors de l'expertise, et négligés pour les sections non investiguées. Les résultats sont les suivants :

Tableau V.5.2.2.3 : Vérification du ferraillage des poteaux adjacents aux voiles du bloc B

Section	Face	Sections de calcul			$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	A_s adopté
		P (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)	
50x50		545	147.72	1.4	16	10.05	16 T12
65x90	65	4617	43.38	0	44	Non dispo	5 T12/ face
	90	4617	416.56	0			9 T12/ face
ϕ70		2595.54	75.3	0	28.27	28.14	16 T12

- **Pour les voiles de contreventements :**

Le calcul du ferraillage nécessaire pour les voiles du bloc B selon le RPA 2024, suit la même procédure effectuée pour le bloc A. Cette procédure étant itérative, nous détaillons pour ce bloc le cas pratique du voile ayant la plus grande section d'armatures requise.

Remarque :

Les prescriptions techniques concernant la disposition des armatures des voiles sont mentionnées auparavant (page 121).

- **Sections d'armatures de calcul du voile étudié :**

Le voile dont nous choisissons de détailler les calculs est le voile « PY C ». Ce dernier travaillant majoritairement en flexion selon la direction de son axe de contreventement, nécessite une section de ferraillage plus importante que les autres.

Les figures suivantes permettent de définir la position du voile dans la structure (Figure V.5.2.2.1), et de visualiser la distribution des sollicitations de flexion sur toute la hauteur de l'ouvrage (Figure V.5.2.2.2). Tel que :

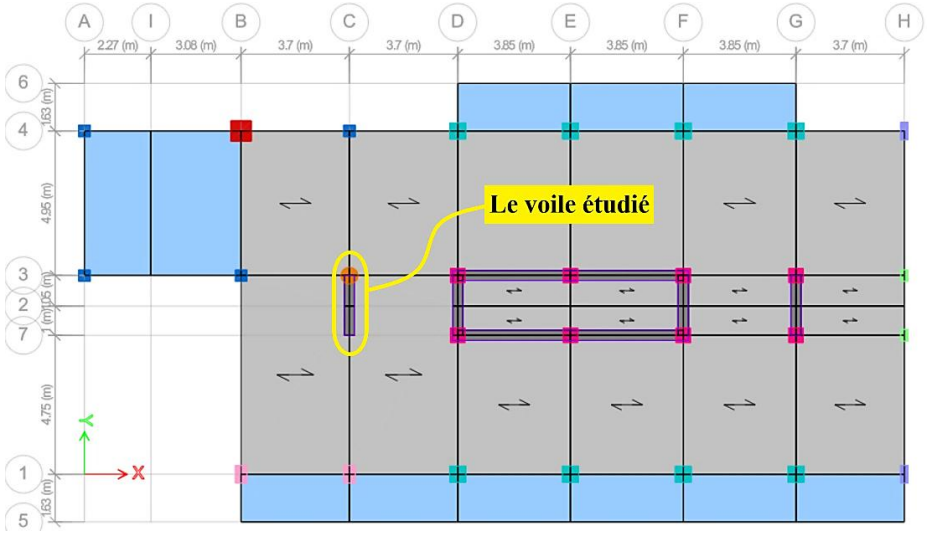


Figure V.5.2.2.1 : Localisation en plan du voile étudié

Construction de la courbe enveloppe du voile :

Sachant : $H_{cr} = max\left(L_w; \frac{H_w}{6}\right) = 5.67m \leq 2 * h_e = 6.3m$

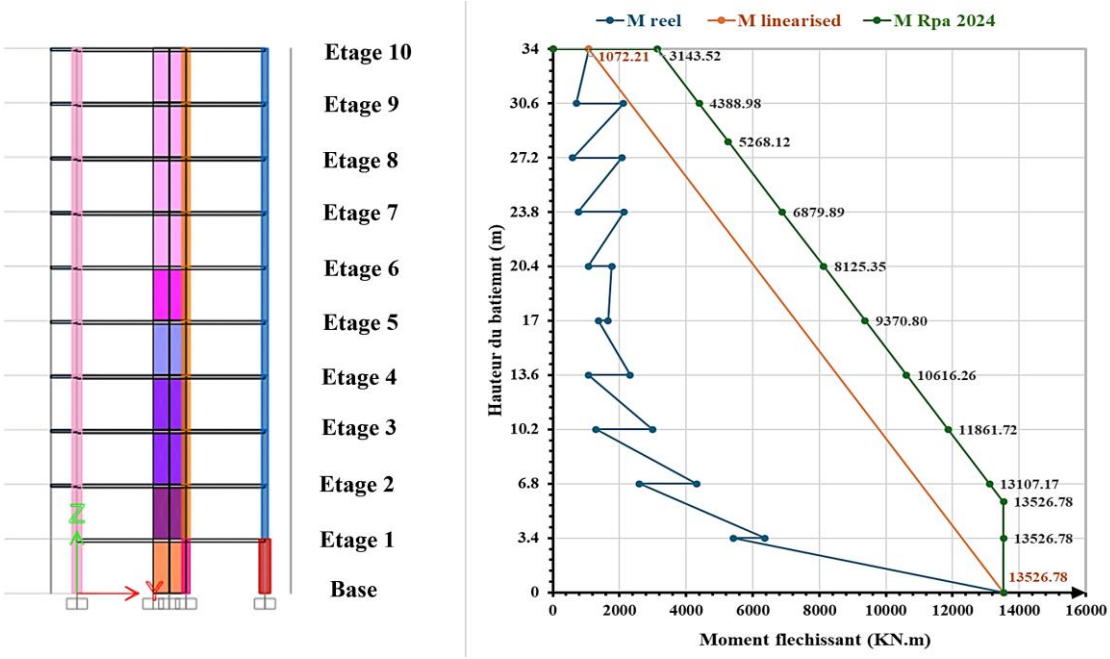


Figure V.5.2.2.2 : Vue en élévation et courbe enveloppe du moment sollicitant du voile PY C (Bloc B)

Tableau V.5.2.2.4 : Résultats de calcul du ferraillage du voile PY C du bloc B

Niveau	Voile	L_w (m)	B_w (m)	B_c (m^2)	P (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)
Terrasse	PY C	2.55	0.2	0.67	270.77	3143.52	23.69
Etage 9			0.2	0.67	621.62	4388.98	32.00
Etage 8			0.2	0.84	987.99	5268.12	37.56
Etage 7			0.2	0.84	1366.59	6879.89	51.70
Etage 6			0.25	0.84	1753.68	8125.35	59.17
Etage 5			0.3	1.01	2150.01	9370.80	66.63
Etage 4			0.35	1.01	2548.99	10616.26	74.10
Etage 3			0.35	1.01	2944.41	11861.72	85.05
Etage 2			0.4	1.17	3322.88	13107.17	92.50
Etage 1			0.5	1.51	3646.91	13526.78	88.74
Base			0.5	1.51	3747.61	13526.78	88.02

- **Proposition de ferraillages des voiles :**

Tableau V.5.2.2.5 : Details de calcul du ferraillage des éléments de rives du voile PY C du bloc B

		Armatures verticales des éléments de rives							
Niveau	Voile	L_C (cm)	b_C (cm)	ϕ_L (cm)	$S_{t,adopte}$ (cm)	Nbr barres // L_C	Nbr barres // b_C	$A_{s,adopte}$ (cm^2)	$A_s > A_{s,calcul}$
7 → 10	PY C	50	20	2.5	10	7	2	68.69	Vérifié
6			25			7	2	68.69	Vérifié
5			30			7	3	78.5	Vérifié
3 → 4			35			7	3	98.13	Vérifié
2			40			7	5	98.13	Vérifié
RDC → 1			50			7	5	98.13	Vérifié

Tableau V.5.2.2.6 : Details de calcul des armatures secondaires du voile PY C du bloc B

		Armatures de confinement				A_h (cm^2)	Armatures d'âme		
Niveau	Voile	$S_{t,V}$ (cm)	$A_{t,min}$ (cm^2)	ϕ_c (cm)	A_t (cm^2)		ϕ_{ame} (cm)	$S_{t,h}$ (cm)	A_{sv} (cm^2)
7 → 10	PY C	20	1.53	1	4.52 (4T10)	14 T12 (15.83)	2	15	56.52 (18T20)
6			1.6						
5			1.6						
3 → 4			1.83				2.5		88.31 (28T25)
2			2.14		4.71 (6T10)				
RDC → 1			2.77					10	142.28

- **Vérification de la ductilité locale des voiles :**

Cette étape consiste à vérifier que la longueur de compression adoptée excède la longueur minimale de l'élément de rive préconisée par le RPA 2024 pour le ferraillage adopté. La condition à vérifier est la suivante :

$$l_{c,calcul} = \chi_u * \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right) > max(0.15 * L_w; 1.5 * B_w)$$

Tableau V.5.2.2.7 : Résultats de la vérification de la ductilité locale du voile PY C du bloc B

Niveau	Voile	M_{rd} (KN.m)	μ_ϕ	ω_v	χ_u	$\alpha\omega_{wd}$	$\varepsilon_{cu,c}$	$l_{c,calcul}$	Condition
7 → 10	PY C	8481	2.61	0.31	1.31	0.066	0.01	0.86	Vérifiée
6		8913	3.05	0.25	1.05	0.059	0.009	0.66	Vérifiée
5		10344	3.03	0.21	0.88	0.044	0.008	0.49	Vérifiée
3 → 4		13139	3.01	0.28	1.13	0.065	0.01	0.73	Vérifiée
2		13564	3.29	0.24	0.96	0.058	0.009	0.60	Vérifiée
RDC → 1		14110	3.26	0.31	1.11	0.072	0.011	0.75	Vérifiée

Observation :

Puisque les exigences du ferraillage des voiles du RPA 2024 sont vérifiées, alors le confinement est satisfaisant et la ductilité assurée. Donc, le ferraillage proposé peut être adopté.

- **Vérification des poutres :**

La vérification effectuée pour la poutre la plus sollicitée par type de section, donne les résultats suivants :

Tableau V.5.2.2.8 : Vérification des poutres du bloc B

Section	Zone	Sections de calcul		$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	Moment résistant (KN.m)	Constat
		M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)		
35x60	Courante	286.22	15.43	10.5	12.56 (4T20)	275.98	Non vérifié
	Nodale	261.11	14.24		12.56 (4T20)		Non vérifié
20x25	Courante	38.17	5.8	2.5	9.42 (3T20)	48.54	Vérifié
	Nodale	41.36	6.39		9.42 (3T20)		Vérifié

Observation :

Le ferraillage nécessaire la vérification de la résistance en flexion ($M_{Ed} > M_{rd}$) n'étant pas vérifiés pour la section de poutre 35x60, une intervention pour pallier le risque de rupture fragile s'avère nécessaire.

➢ **Renforcement des poutres :**

Afin de compenser le manque de résistance en flexion des poutres, nous utilisons pour cette intervention la même gamme de produits de renforcement par matériaux composites de la manufacture « MAPEI » utilisés lors du renforcement des poutres du bloc A.

La vérification de la résistance en section s'effectue à l'état limite de service pour les sollicitations suivantes : $M_{ser} = 207.88KN.m$; $V_{ser} = 604.61KN$.

Puisque : $M_{ser} < M_{rd}$; alors le renforcement visera plus à augmenter la sécurité a l'état de service et à redistribuer les efforts de façon a privilégiée une rupture a l'état ultime au niveau du matériau composite plutôt que la rupture par écrasement du béton ou fluage de l'acier.

- **Renforcement vis-à-vis de la flexion :**

Cette intervention est réalisée en appliquant une couche de lamelle en fibre de carbone unidirectionnelle CARBOPLATE E 250 W, d'une largeur de $b_f = 10cm$, sur la face inférieure de l'élément en béton armé. L'évaluation de la section renforcée donne les résultats suivants :

Tableau V.5.2.2.9 : Etat de contraintes et de déformations de la poutre avant et après ajout des PRFC

Etat	Sollicitation	Béton	Aciers		Lamelle en PRFC	M_{rd} (KN.m)
			Comprimés	Tendues		
Sans renforcement	Déformation (*10^{-3})	3.5	0.74	3.2		275.98
	Contrainte (MPa)	16.9	32.35	400		
Apres renforcement	Déformation (*10^{-3})	3.5	3.26	0.49	3.47	321.94
	Contrainte (MPa)	16.9	32.32	400	613.31	

Observation :

En comparant la capacité de résistance de la poutre en flexion avant et après application du renforcement : $M_{rd,Initiale} = 275.98KN.m < M_{rd,RENF} = 397.46KN.m$

Le constat fait état d'un apport de l'ajout des lamelles en fibres de carbones sur la résistance en flexion positive de la poutre a : $\Delta M_{rd,f} = 16.65$ %. Cette sur résistance permet d'assurer la résistance de la poutre en satisfaisant le critère de résistance $M_{Ed} < M_{Rd}$, et le mode de rupture attendu est par décollement ou rupture du PRF ce qui est préférable. Donc la solution de renforcement en flexion est validée.

A noter :

La longueur d'ancrage au-delà du point où aucun renforcement n'est nécessaire doit être au moins égale à : $l_a = \sqrt{\frac{n_f \cdot E_f \cdot t_f}{\sqrt{f'_c}}} > 300mm$ → $l_a = 327.31$ mm

- **Renforcement vis-à-vis du cisaillement :**

Cette intervention est réalisée en disposant des bandes en U de 5 couches de tissu en fibre de carbone unidirectionnelle MAPEWRAP UNI-AX 900, d'une largeur de $b_f = 20cm$, espacées de $b_f = 25cm$ et inclinées a $\beta = 90^o$ sur la périphérie de la retombée de la poutre, comme le montre la figure ci-dessous.

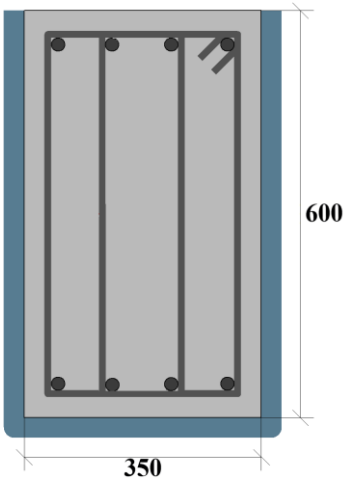


Figure V.5.2.2.3 : Représentation de la section transversale de la poutre renforcée en cisaillement

L'évaluation de la résistance au cisaillement de la section après ajout des bandes de tissus en fibres de carbones peut être estimer en se basant sur le concept de contribution de chaque matériau composant l'élément, tel que :

$$V_{Rd,RENF} = \min\{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c}\}$$

Tableau V.5.2.2.10 : Distribution de l'effort tranchant par matériau avant et après ajout des PRFC

		Beton	acier	TFC	Section globale
Effort de cisaillement repris	Avant renforcemnet	0	280.28		280.28
	Apres renforcmenet	0	280.28	144.67	424.95

Observation :

L'apport de résistance vis-à-vis du cisaillement obtenu par application de la solution envisagée est de : $\Delta V_{rd,f} = 51.62\%$. Même si cet apport ne permet pas de satisfaire le critère de résistance : ($V_{Ed} > V_{Rd,RENF}$), ce dernier représente la valeur maximale autorisée par le guide technique de conception et de construction des renforcements par matériaux composites.

Donc, la solution de renforcement vis-à-vis du cisaillement de la poutre envisagée se présente comme le meilleur compris entre augmentation de la résistance et respect des prescriptions techniques, permettant d'atténuer le risque de rupture par cisaillement de 24%, ce qu'il reste tout de même important.

V.5.2.3 Conclusion sur la solution de renforcement du bloc B :

A l'issue de l'étude de faisabilité technique du renforcement proposé, nous pouvons conclure que l'apport apporté par cette solution de confortement améliore nettement la réponse de la structure, que ça soit en termes de résistance ou en termes de stabilité de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques conformément aux règles du RPA2024.

V.5.3 Renforcement du bloc C

Ce dernier bloc ayant des caractéristiques différentes des deux autres, il convient donc d'adapter la stratégie élaborée auparavant à ce cas d'étude afin d'essayer d'aboutir à un comportement dynamique proche de ceux du bloc A et B. Nous envisageons pour cela la solution de renforcement suivante :

V.5.3.1 Modélisation de la solution envisagée :

Le schéma d'intégration du système de contreventement suivi précédemment en noyau étant trop contraignant pour cet édifice de plus faible emprise (7% de perte de surface exploitable), la stratégie de contreventement se tourne alors vers un système de contreventement en voiles.

Le système envisagé est composé de 8 voiles de contreventements de 2 mètres de long chacun, disposés à l'intérieur du bloc au plus près des coins de la structure, formants deux a deux des « L » équidistants, comme le montre la figure ci-dessous :

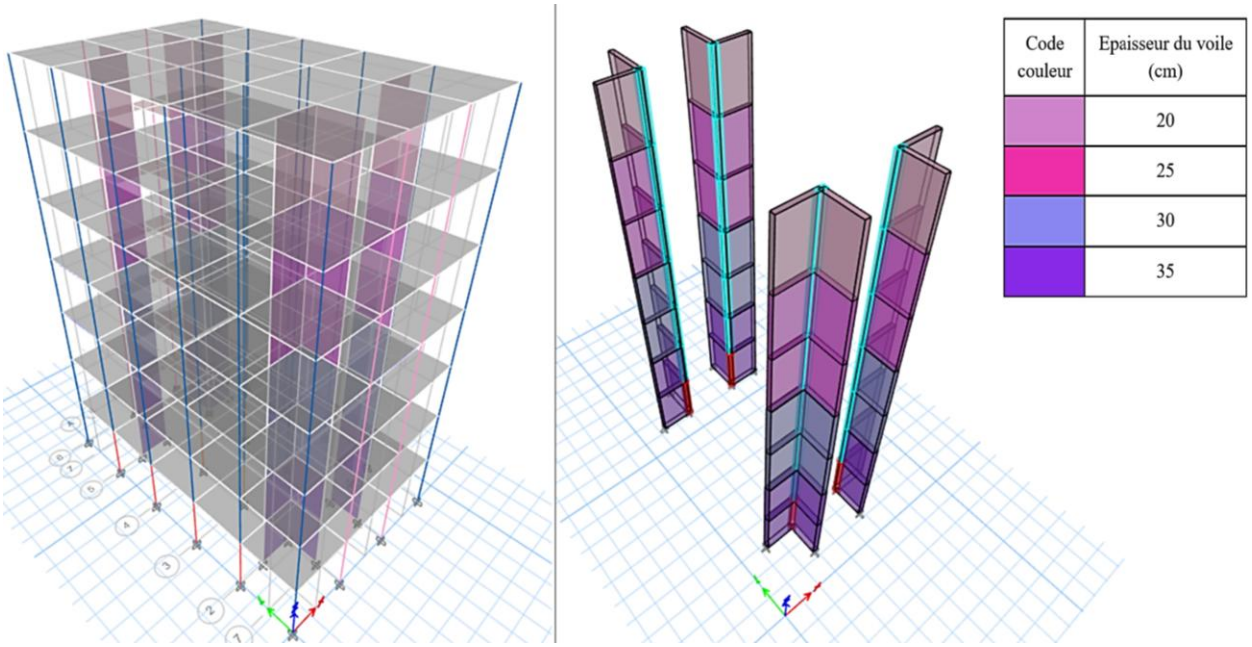


Figure V.5.3.1.1 : Vues 3D du bloc C après introduction du système de contreventement

La régression de l'épaisseur des voiles proposée a pour but d'améliorer la distribution en élévation de la rigidité pour ce bloc spécialement qui faisait état d'une souplesse plus importante que pour les autres, lors de son analyse (linéaire et non linéaire), avec des déplacement inter étages excessives concentrer entre les niveaux 1 et 4, d'où l'épaisseur plus importante pour ces derniers.

L'introduction de ce système de contreventement s'accompagne du chemisage des poteaux adjacents sur toute la hauteur de l'élément, comme il a été décrit dans le Tableau V.5.3.1.1 pour les sections de poteaux suivantes : 25x40 → 35x50, et $\phi 45$ → $\phi 55$.

Les vues en plan suivantes permettent de bien visualiser ces sections :

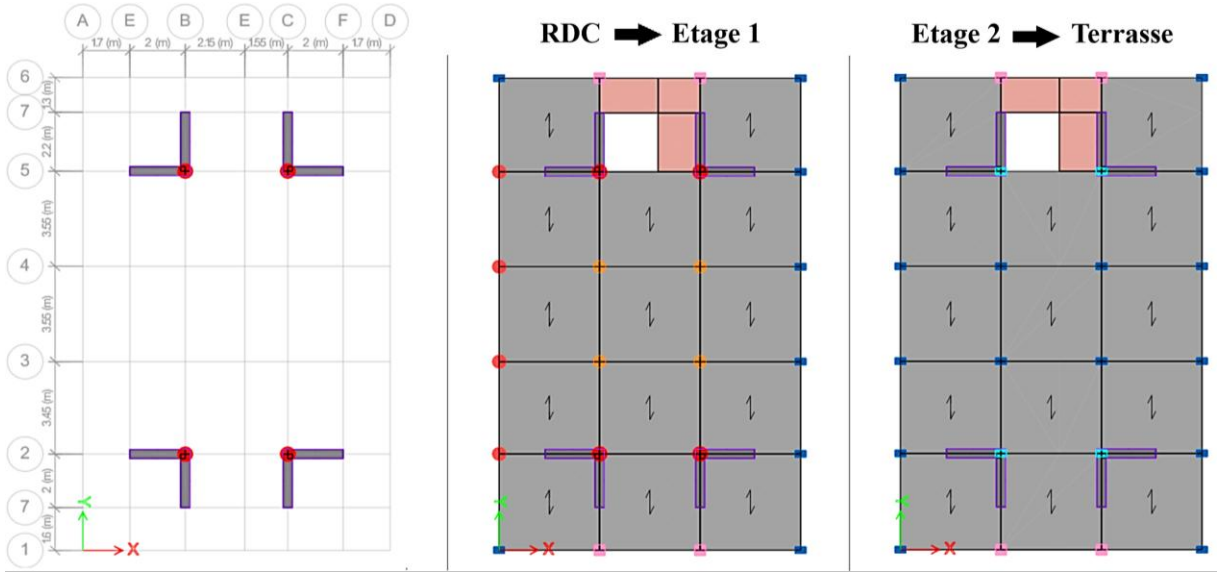


Figure V.5.3.1.2 : Vues en plan du 1er et de l'étage courant du bloc C

V.5.3.2 Analyse de la structure renforcée :

➢ **Analyse de la structure selon le RPA 2024 :**

Il résulte de l'intégration de ce système, un changement de classification du type de contreventement ; d'une structure autostable à remplissage en maçonnerie rigide à une structure à contreventement assurée par voiles.

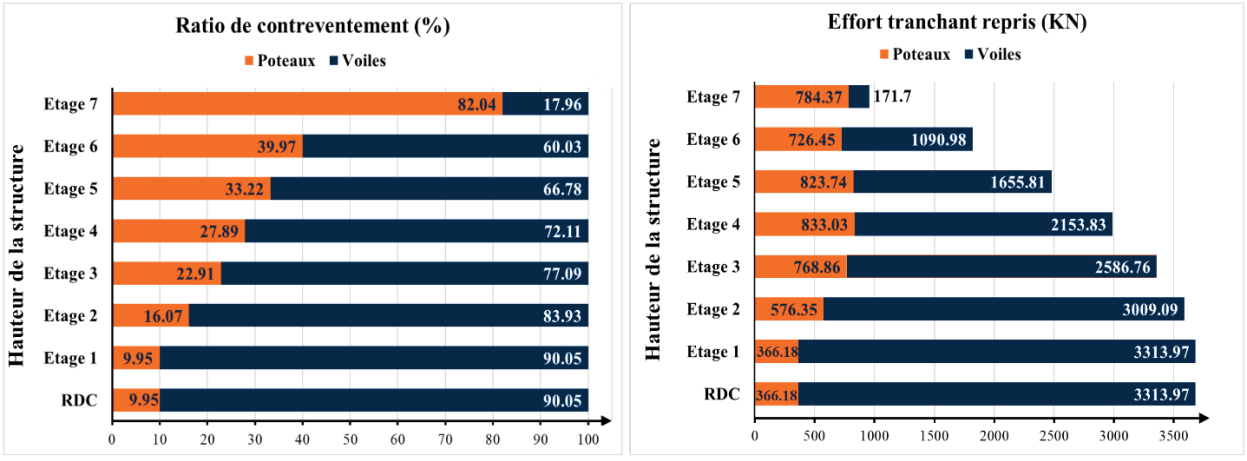


Figure V.5.3.2.1 : Taux de reprise de la force sismique entre les voiles et les poteaux du bloc C

Ce changement induit une modification du coefficient de comportement de l'ouvrage de $R = 3$ à $R = 4.5$, ce qui est favorable vu que cela conduit à une diminution du spectre de calcul correspondant donc à une atténuation l'action sismique. Comme le montre la figure suivante :

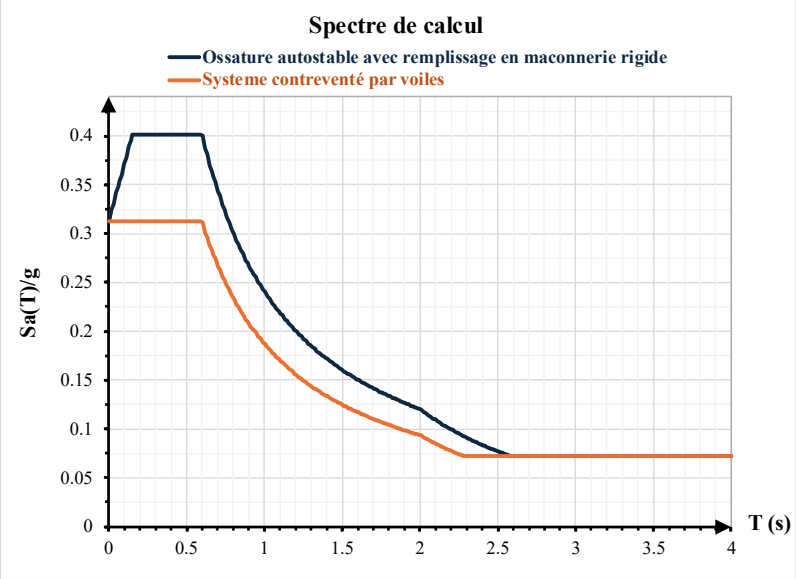


Figure V.5.3.2.2 : Influence du système de contreventement proposé sur le spectre de calcul sismique

→ L'analyse modale a permis d'identifier le mode fondamental de l'ouvrage qui est caractérisée par une période : $T_0 = 0.66s$.

→ La force sismique étant majoritairement reprise par les voiles de contreventement, alors la classification de la structure selon son système de contreventement donne un coefficient de comportement $R = 4.5$, donnant une valeur du spectre de calcul : $S_a(T_0)/g = 0.283$.

→ L'évaluation des efforts à la base a permis d'estimer l'augmentation du poids propre de la structure a 20.43% (due à l'introduction du système de contreventement), accompagnée par une augmentation de l'effort sismique repris de 46% dans le sens XX et de 80% dans le sens YY.

→ Les déplacements inter étages ont été vérifiées et satisfaits vis-à-vis des limites de non-effondrement et de limitations des dommages.

➢ **Vérification de la résistance structurelle des éléments :**

- **Les voiles de contreventement :**

A la suite de l'évaluation des sollicitations revenants sur les 8 voiles, nous avons observés que :

→ L'effort normal réduit est vérifié ($\nu \leq 0.4$).

→ La contrainte limite de cisaillement n'est pas atteinte ($\tau_b \leq 7\ MPa$).

- **Les poteaux :**

La vérification de l'effort normal réduit revenant sur les poteaux a permis d'identifier les sections critiques qui dépassent la limite préconisée par le RPA 2024 ($\nu \leq 0.35$), tel que :

Tableau V.5.3.2.1 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux du bloc C

Type de Section (cm)	Position	B_c (m^2)	N_d (KN)	ν	N_d pour ν =0.35	$\nu \leq 0.35$	Dépassement (%)
ϕ45	S1 C24	**0.16**	770.92	0.16	1680	Vérifié	
ϕ50	S1 C17	**0.2**	1638.47	0.27	2058	Vérifié	

25x40	S1 C14	0.1	1642.19	0.21	1050	N.V	56.04
	S1 C17		1638.47	0.55		N.V	53.74
	S1 C10		1614.22	0.54		N.V	38.73
	S1 C13		1456.71	0.49		N.V	37.40
	S2 C14		1442.66	0.48		N.V	32.84
	S2 C17		1394.82	0.46		N.V	31.04
	S2 C10		1375.91	0.46		N.V	21.00
	S2 C13		1270.52	0.42		N.V	19.96
	S3 C14		1259.53	0.42		N.V	6.11
	S3 C17		1114.17	0.37		N.V	4.78
40x40	S1 C2	0.16	1841.50	0.38	1680	N.V	9.61
	S2 C6		1800.40	0.38		N.V	7.17

Observation :

Nous remarquons que 12 poteaux dépassent la limite de l'effort normal réduit préconisée par le RPA, avec un dépassement allant jusqu'à 56%, nécessitant un renforcement de ces sections critiques.

➢ **Chemisage des poteaux critiques :**

Les sections chemisées étant localisés au niveau des rives des étages 1 et 2 du bloc, l'augmentation de la section s'est appliquée sur les faces intérieures des poteaux C10, C13, C14 et C14 comme suit :

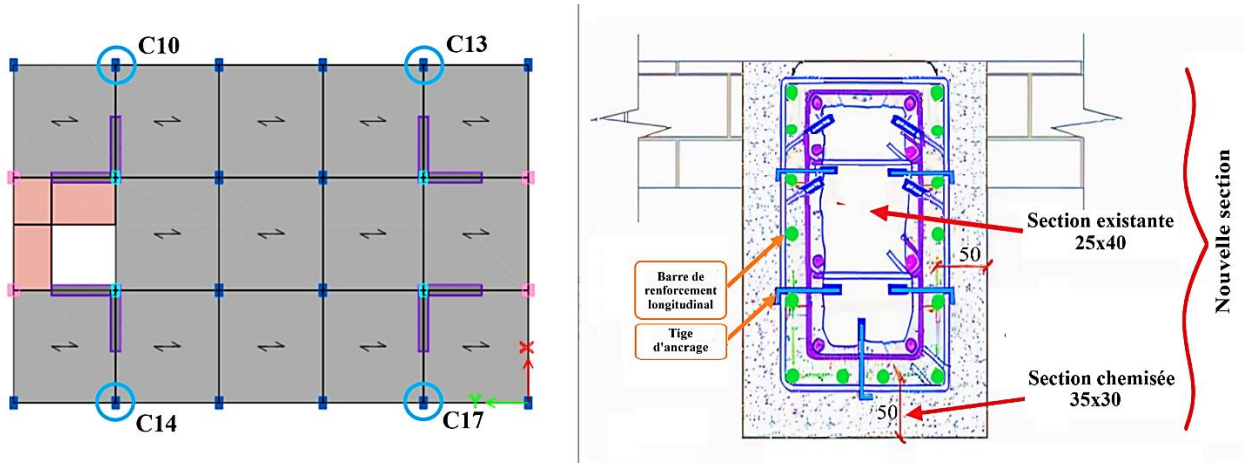


Figure V.5.3.2.3 : Plan de chemisage des poteaux critiques du bloc C

Remarque :

Il convient de prévoir un dispositif d'ancrage et de scellement entre la section existante et la section ajoutée pour assurer un comportement monolithique du poteau.

Observation :

Cette intervention permet d'assurer la résistance des poteaux sans être contraignante pour le bâtiment (induit une augmentation de 0.24% du poids propre de la structure).

➢ **Vérification du ferraillage des éléments structuraux :**

▪ **Pour les poteaux :**

Le ferraillage de calcul des poteaux après renforcement de la structure est détaillé ci-dessous :

Tableau V.5.3.2.2 : Résultats de la vérification du ferraillage des poteaux du bloc C

Section	Face	Sections de calcul			$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	A_s adopté
		P (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)	
Poteaux libres							
25x40	25	95.84	59.37	6.05	10	6.03	Vérifié
	40	597.15	77.63	0		10.05	
40x40		160.35	101.86	5.19	16	10.05	Vérifié
ϕ45		770.05	11.8	0	15.9	24.12	Vérifié
ϕ50		870.47	33.22	0	19.64	Non dispo	
Poteaux adjacents au voiles							
35x50	35	605.07	2.32	0	17.5	6.03	**4 T12/face**
	50	605.07	4.43	0		10.05	**6 T12/face**
Poteaux chemisés							
45x50	45	1618.51	90.53	0	16.25	6.03	**4 T16/face**
	50	1179.65	159.4	0		10.05	**3 T16/face**

▪ **Pour les voiles de contreventements :**

Le calcul du ferraillage nécessaire pour les voiles du bloc C selon le RPA 2024, suit la même procédure établie auparavant. Cette procédure étant itérative, nous détaillons pour ce bloc le cas pratique du voile le plus sollicité « PX2 CF ».

- **Sections d'armatures de calcul du voile étudié :**

Les figures suivantes permettent de définir sa position dans la structure, et de visualiser la distribution des sollicitations de flexion sur toute la hauteur de l'ouvrage. Tel que :

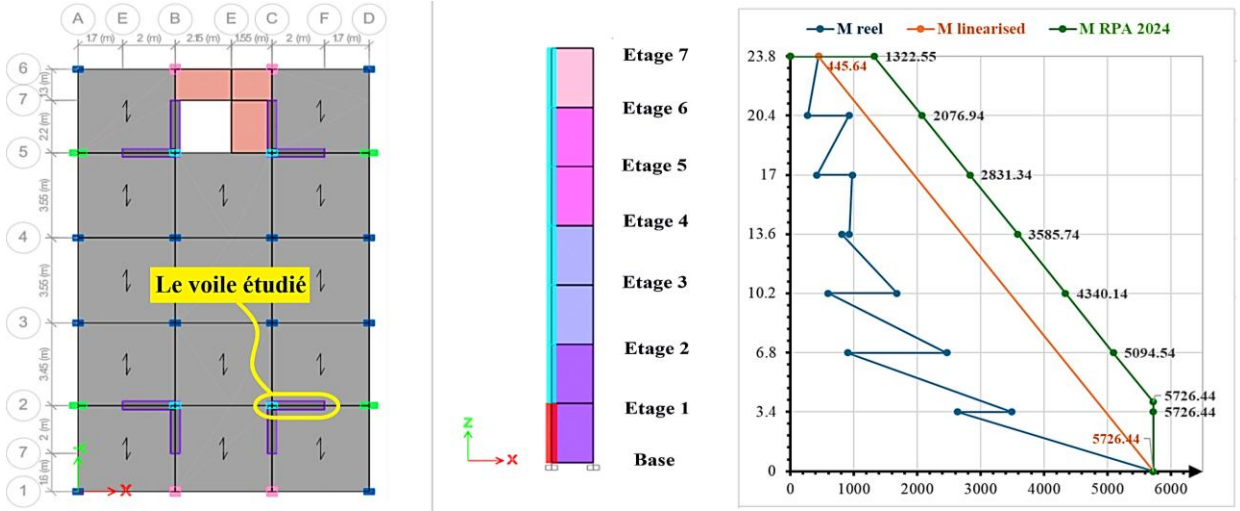


Figure V.5.3.2.4 : Vues en plan et en élévation et courbe enveloppe de flexion du voile PX2 CF

Sachant que pour la construction de la courbe enveloppe, la hauteur critique est donnée par la formule suivante :

$$H_{cr} = max\left(L_w; \frac{H_w}{6}\right) = 3.97 \leq 2 * h_e = 6.3m$$

Avec : $H_w = 23.8\ m$

Tableau V.5.3.2.3 : Résultats de calcul du ferraillage du voile PX2 CF du bloc C

Niveau	Voile	L_w (m)	B_w (m)	$B_c\ (m^2)$	P (KN)	M (KN.m)	$A_s\ (cm^2)$
Terrasse	PY C	2	0.2	0.4	355.33	1698.04	14.70
Etage 6			0.25	0.5	654.06	2452.44	20.24
Etage 5			0.25	0.5	970.89	3206.84	26.48
Etage 4			0.3	0.6	1764.05	3961.24	28.37
Etage 3			0.3	0.6	2906.67	4715.64	29.94
Etage 2			0.35	0.7	4337.62	5470.04	28.47
Etage 1			0.35	0.7	6208.87	5726.44	22.68
Base			0.35	0.7	6288.54	5726.44	22.35

- **Proposition de ferraillages des voiles :**

Tableau V.5.3.2.4 : Details de calcul du ferraillage des éléments de rives du voile PX2 CF du bloc C

		Armatures verticales des éléments de rives							
Niveau	Voile	L_C (cm)	b_C (cm)	ϕ_L (cm)	$S_{t,adopte}$ (cm)	Nbr barres // L_C	Nbr barres // b_C	$A_{s,adopte}\ (cm^2)$	$A_s > A_{s,calcul}$
7	PX2 CF	40	20	1.6	10	5	2	20.1	Vérifié
5 → 6		50	25	2		5	3	37.68	Vérifié
3 → 4		55	30			6	3	43.96	Vérifié
RDC → 2			35			6	3	43.96	Vérifié

Tableau V.5.3.2.5 : Details de calcul des armatures secondaires du voile PX2 CF du bloc C

		Armatures de confinement				$A_h\ (cm^2)$	Armatures d'âme		
Niveau	Voile	$S_{t,V}$ (cm)	$A_{t,min}\ (cm^2)$	ϕ_c (cm)	$A_t\ (cm^2)$		ϕ_{ame} (cm)	$S_{t,h}$ (cm)	$A_{sv}\ (cm^2)$
7	PX2 CF	15	1.61	1	2.26 (2T12)	14 T12 (15.83)	1.6	15	32.15 (16T16)
5 → 6			1.6		4.52 (4T10)		2		37.68 (12T20)
3 → 4			1.62						
RDC → 2			1.83						

- **Vérification de la ductilité locale des voiles :**

Cette étape consiste à vérifier que la longueur de compression adoptée excède la longueur minimale de l'élément de rive préconisée par le RPA 2024 pour le ferraillage adopté. La condition à vérifier est la suivante :

$$l_{c,calcul} = \chi_u * \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right) > max(0.15 * L_w; 1.5 * B_w)$$

Tableau V.5.3.2.6 : Details de la vérification de la ductilité du voile PX2 CF du bloc C

Niveau	Voile	M_{rd} (KN.m)	μ_ϕ	ω_v	χ_u	$\alpha\omega_{wd}$	$\varepsilon_{cu,c}$	$l_{c,calcul}$	Condition
7	PX2 CF	1993	3.26	0.2	0.63	0.042	0.008	0.35	Vérifiée
5 → 6		3902	3.11	0.22	0.73	0.05	0.008	0.43	Vérifiée
3 → 4		5856	3.03	0.21	0.87	0.063	0.01	0.56	Vérifiée
RDC → 2		7814	2.66	0.18	1.05	0.07	0.01	0.7	Vérifiée

Observation :

Puisque les exigences du ferraillage des voiles du RPA 2024 sont vérifiées, alors le confinement est satisfaisant et la ductilité assurée. Donc, le ferraillage proposé peut être adopté.

- **Pour les poutres :**

La vérification effectuée pour la poutre la plus sollicitée par type de section, donne les résultats suivants :

Tableau V.5.3.2.7 : Vérification de la résistance des poutres du bloc C

Section	Zone	Sections de calcul		$A_{s,min}$ RPA (cm^2)	Existant	Moment résistant (KN.m)	Constat
		M (KN.m)	A_s (cm^2)		A_s (cm^2)		
25x40	Courante	29.45	2.36	5	9.42 (3T20)	107.79	Vérifié
	Nodale	53.81	4.42		9.42 (3T20)		Vérifié
20x25	Courante	13.63	1.86	2.5	9.42 (3T20)	58.3	Vérifié
	Nodale	19.36	2.7		9.42 (3T20)		Vérifié

Observation :

Puisque le critère de résistance ($M_{Ed} < M_{rd}$) à l'état limite ultime est satisfait, alors les poutres du bloc C ne nécessitent pas de renforcement vis-à-vis de la flexion.

Il convient aussi de vérifier la résistance vis-à-vis du cisaillement pour s'assurer de la résistance globale des sections de poutres, en vérifiant le critère de résistance suivant :

$$V_{Ed} \leq V_{rd}$$

Les efforts tranchants sollicitant les sections sont récapitulés ci-dessous :

Section	V_{Ed} (KN)	A_s Longitudinal existant (cm^2)	A_s Transversal existant (cm^2)	V_{rd} (KN)	Constat
25x40	29.45	9.42 (3T20)	3.14 (4T10)	181.94	Vérifié
20x25	13.63	9.42 (3T20)	3.14 (4T10)	108.18	Vérifié

Observation :

Puisque le critère de résistance ($V_{Ed} < V_{rd}$) a l'état limite ultime est satisfait, alors les poutres du bloc C ne nécessitent pas de renforcement vis-à-vis du cisaillement. Donc la résistance globale des poutres est vérifiée.

V.5.3.3 Conclusion sur la solution de renforcement du bloc C

Les résultats obtenus en post-renforcement du bloc C sont très satisfaisants, permettant de conclure que la solution de confortement proposée améliore nettement la réponse de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques, que ça soit en termes de résistance ou en termes de stabilité.

V.6 Conclusion :

A l'issu de cette étude de renforcement de l'immeuble de l'Amirauté, nous pouvons affirmer que la mise à niveau de la structure est possible moyennant l'adoption d'un ensemble de solutions.

La démarche adoptée illustre la complémentarité entre les différentes techniques de renforcement employées. L'ajout de voiles de contreventement a permis d'améliorer la rigidité globale et la distribution des efforts sismiques, créant une nouvelle hiérarchie structurelle qui soulage les éléments existants. Le chemisage des poteaux a permis de renforcer localement les éléments les plus critiques. Enfin, le renforcement des poutres par PRF a permis d'optimiser leur capacité portante sans alourdir la structure tout en préservant leur géométrie d'origine. Cette synergie démontre l'efficacité des traitements proposés afin d'aboutir à un objectif commun visant une amélioration cohérente et intégrée du comportement structural global.

La conformité rigoureuse aux prescriptions du RPA 2024 a constitué le fil directeur de toutes les analyses et dimensionnements présentés, permettant d'intégrer les dernières avancées de la recherche parasismique et les retours d'expérience des séismes passés, orientant les interventions vers une logique de performance sismique, privilégiant la ductilité et la capacité de dissipation d'énergie.

Ce cas d'étude constitue finalement un témoignage de la possibilité de réduire la vulnérabilité sismique du patrimoine bâti existant, alimentant le corpus des solutions éprouvées, reproductibles et transposables à d'autres contextes similaires afin de rehausser le niveau général de sécurité sismique du patrimoine bâti existant.

Cette contribution revêt une importance particulière dans le contexte algérien, où la nécessité de mise à niveau du parc immobilier existant constitue un enjeu majeur de sécurité publique et de développement durable.

Conclusion générale

Conclusion générale

Cette investigation approfondie sur la vulnérabilité sismique et le renforcement structurel d'un édifice colonial algérois illustre parfaitement la complexité et la richesse des défis que pose la réhabilitation parasismique du patrimoine bâti existant.

Le cheminement méthodologique adopté dans cette étude, partant des fondements théoriques jusqu'aux solutions concrètes de renforcement, en passant par la validation expérimentale et l'analyse comportementale avancée, révèle l'importance cruciale d'une approche progressive pour appréhender la complexité des structures existantes.

D'abord, l'approche développée combinant modélisation numérique avancée et validation expérimentale par tests de vibrations ambiantes, a démontré sa capacité à caractériser précisément le comportement structurel des constructions anciennes. Les écarts révélés lors de cette démarche entre les prédictions théoriques et les mesures in situ, soulignent l'importance cruciale de la phase de validation expérimentale des modèles numériques des anciennes structures, dont les propriétés matérielles peuvent différer sensiblement de celles projetées.

Ensuite, l'approche multi-niveaux de l'analyse comportementale, a permis d'illustrer la dualité entre l'analyse linéaire menée en conformité avec les exigences du RPA 2024 et l'analyse non-linéaire par la méthode Pushover. Le premier niveau fournit une base réglementaire permettant d'identifier les principales insuffisances de la structure par rapport au cadre normatif actuel et de justifier la nécessité des interventions de renforcement. Tandis que le deuxième niveau révèle les mécanismes de ruine progressive et quantifie les marges de sécurité réelles de la structure. Cette complémentarité méthodologique permet de dépasser une vision purement réglementaire pour accéder à une compréhension physique des phénomènes de résistance et de ductilité, ou les structures ne sont pas des objets inertes subissant passivement les sollicitations, mais des systèmes dynamiques capables de s'adapter, de redistribuer les efforts et de puiser dans des réserves de capacités insoupçonnées.

Enfin, une fois confronté aux défis spécifiques de cette ancienne structure, la conception des solutions de renforcement a libéré une créativité technique jamais explorée. L'orchestration harmonieuse des voiles de contreventement, du chemisage des poteaux et du renforcement par matériaux composites dans un espace déjà existant a représenté un exercice de composition technique particulièrement stimulant. Chaque solution devait non seulement résoudre un problème local, mais aussi s'intégrer dans une stratégie globale cohérente. Ainsi, les solutions proposées pour mettre à niveau chaque bloc de l'immeuble ont été penser pour être les moins contraignantes pour l'ouvrage et ses occupants mais aussi les moins onéreuses pour le maitre d'ouvrage tout en assurant leurs conformités réglementaires pour se présenter comme des aides à la décision efficaces.

Si cette étude apporte des réponses concrètes et opérationnelles aux défis immédiats de renforcement de la structure étudiée, elle ouvre également des perspectives d'approfondissement prometteuses qui méritent d'être soulignées. La constitution d'une base de données expérimentale alimentée par des campagnes de caractérisation des matériaux et des dispositifs de construction

typiques du patrimoine colonial algérien, permettrait d'affiner les modèles numériques et d'améliorer la précision des prédictions comportementales ainsi qu'à optimiser les solutions de renforcement. Ces développements permettraient l'élaboration de guides techniques spécialisés pour la réhabilitation parasismique adaptée à la typologie structurelle du bâti algérien.

Les résultats obtenus, tant sur le plan méthodologique que technique, constituent un socle solide pour le développement d'une expertise algérienne en ingénierie structurelle. Cette démonstration ouvre des perspectives prometteuses pour la réhabilitation à grande échelle du patrimoine bâti en zone sismique, enjeu majeur pour des villes historiques comme Alger.

Cette thématique de recherche répond à un triple enjeu de société : la préservation du patrimoine architectural historique, la sécurisation des populations face aux risques sismiques, et le développement d'une filière d'expertise technique capable de répondre aux défis contemporains de la construction. L'accumulation progressive de connaissances dans ce domaine, nourrie par des études approfondies comme celle-ci, contribue à édifier une école algérienne de l'ingénierie de la réhabilitation, capable de conjuguer savoir-faire traditionnel et technologies modernes.

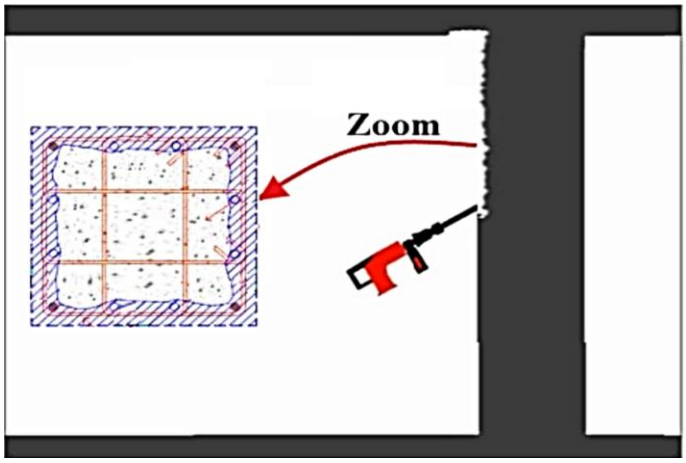
Cette thèse s'achève, mais elle marque je l'espère la naissance d'un ingénieur conscient de ses responsabilités et déterminé à contribuer activement au développement d'une ingénierie plus performante, plus créative et plus responsable.

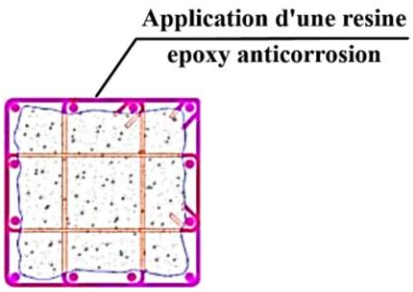
Annexe 1 : Mode opératoire du chemisage en béton armé

Toute l'efficacité du chemisage des poteaux en béton armé réside dans la création d'un élément composite aux performances mécaniques considérablement améliorées grâce à l'adhérence entre l'élément existant et la nouvelle enveloppe de béton armé. La procédure pour garantir la réussite de cette intervention est la suivante :

- **Etape 1 : Préparation de la surface d'interface**

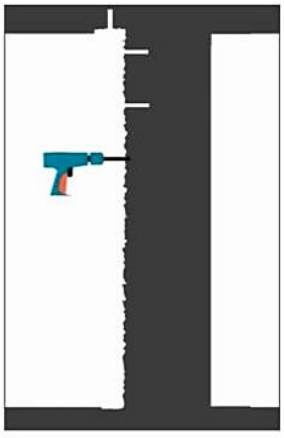
Nettoyage de la surface du poteau à l'aide de brosses métalliques, de jets d'eau sous pression ou de sablage léger selon l'état de la surface pour éliminer tout élément susceptible de nuire à l'adhérence. Suivie par la création d'une rugosité superficielle favorisant l'accrochage mécanique du nouveau béton, obtenue par piquage manuel ou mécanique de la surface. Les armatures dénudées subissent un traitement anticorrosion pour assainir le support.

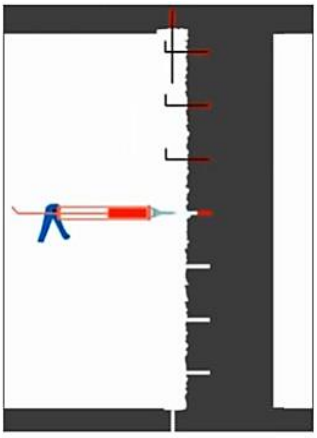


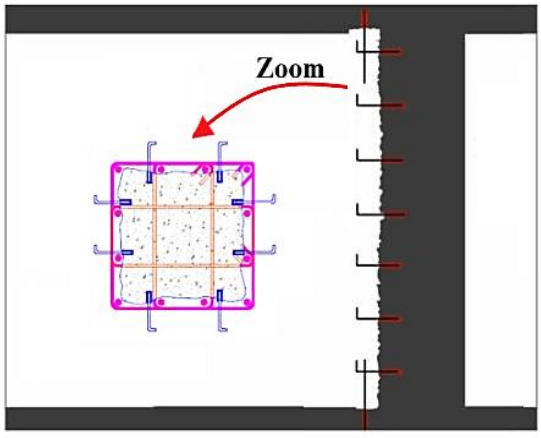


- **Etape 2 : Mise en place du système d'ancrage des armatures**

L'ancrage des nouvelles armatures avec les éléments adjacents comme les poutres ou les dalles s'effectue par fixation des tiges d'ancrages. Cela se fait en effectuant des percés contrôlés de diamètre 3 a 4mm plus grand que les connecteurs en acier utilisés. Enfin, remplir les trous par une matériau époxy approprié pour assurer le scellement chimique et laisser durcir.

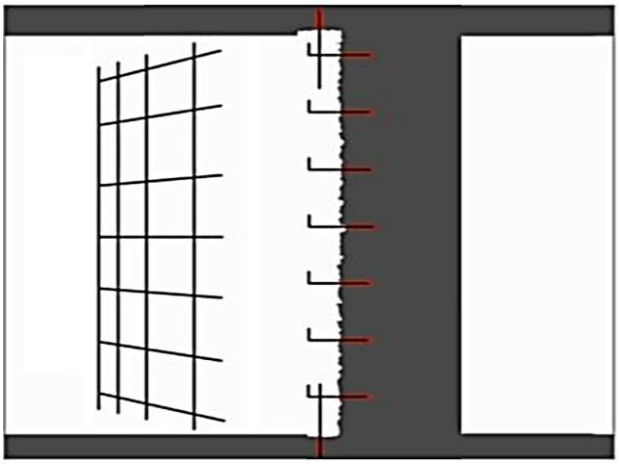


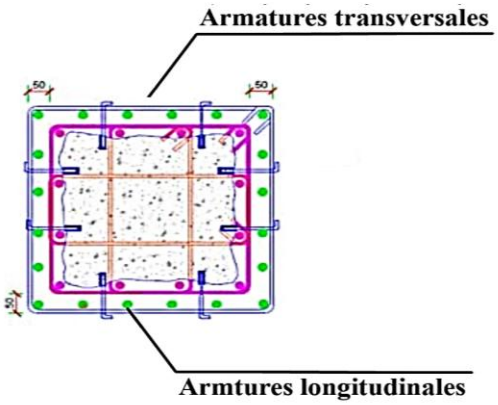




- **Etape 3 : Mise en place du ferraillage**

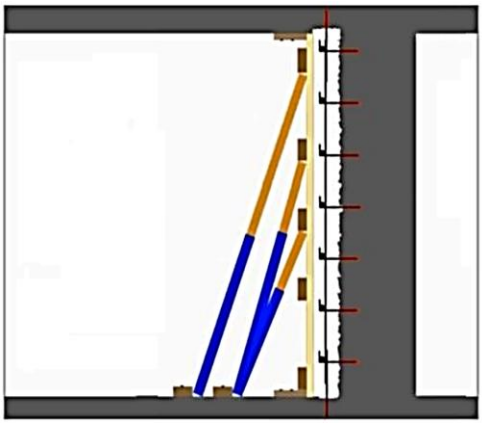
Fixation des armatures longitudinales autour du poteau existant par des armatures transversales constituées de cadres fermés ou d'épingles, maintenues en position par les tiges d'ancrages en respectant les distances d'enrobage requises par les règlements en vigueur. Puis application d'un revêtement sur la surface du poteau pour garantir la liaison entre le nouveau et l'ancien béton.

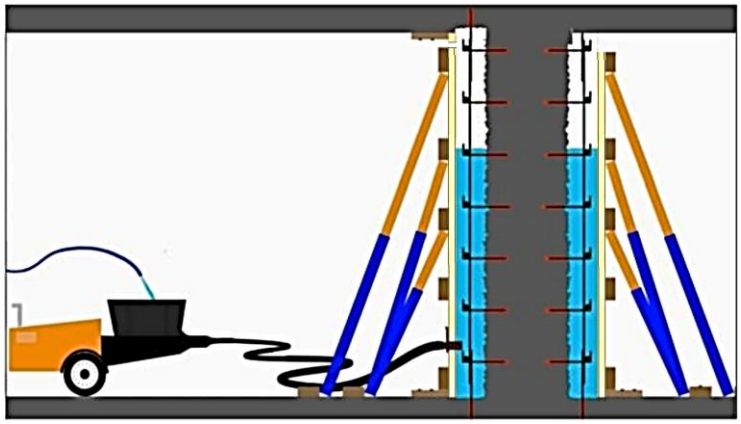




- **Etape 4 : Mise en place du coffrage**

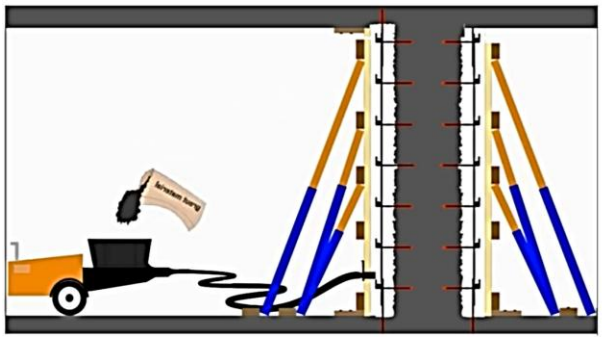
Installation et fixation du coffrage, construit pour s'adapter étroitement à la géométrie du poteau existant ménageant l'espace nécessaire à l'épaisseur de chemisage, et prévue pour résister à une pression maximale d'au moins 100 kilopascals. S'en suite la mise en place des attaches de coffrage. Enfin, pour maximiser l'adhérence, il convient d'utiliser la pression de l'eau pour nettoyer les ports et saturée les surfaces préparées.

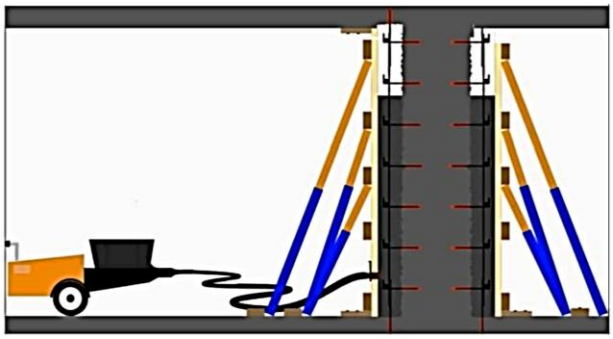




- **Etape 5 : Mise en place du coffrage**

Préparation du mélange de béton conçu conformément à la fiche technique de fabrication pour être pompé. Le pompage se poursuit jusqu'à ce que toute la cavité soit remplie. Le choix du bêton a utilisé est primordial, qui se doit d'être à faible retrait et composé de petits agrégats.





A noter :

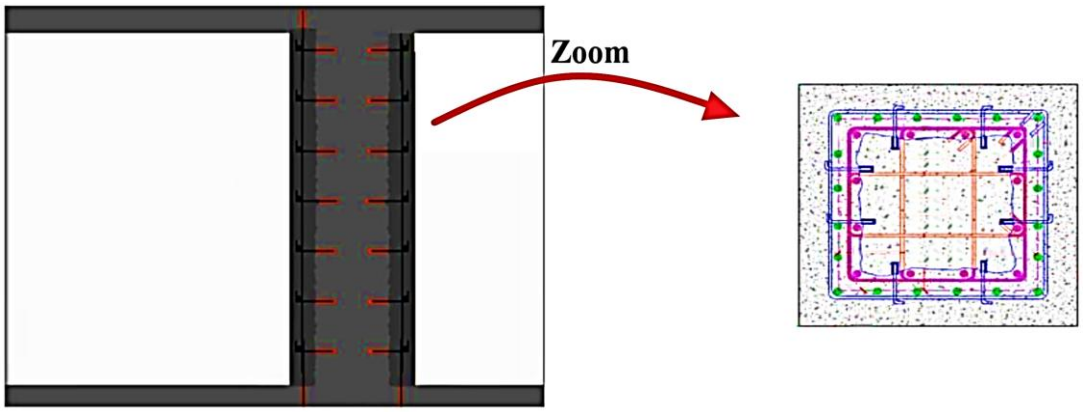
Le bétonnage s'effectue généralement par couches successives de hauteur limitée pour éviter la ségrégation, avec un vibrage soigné à chaque étape pour éliminer les bulles d'air et assurer une compacité optimale. Une attention particulière doit être portée aux zones de raccordement avec les éléments existants où des reprises de bétonnage peuvent s'avérer nécessaires.

- **Etape 6 : Curage du béton frais**

Cette cure doit maintenir l'humidité nécessaire à l'hydratation du ciment tout en protégeant le béton frais des variations thermiques excessives. La durée de cette cure varie selon les conditions climatiques et la formulation du béton utilisé. Différentes techniques peuvent être employées : arrosage périodique, application de produits de cure filmogènes, protection par bâches humides ou même mise en place de systèmes de brumisation continue.

- **Etape 7 : Décoffrage et finitions**

Le décoffrage intervient lorsque le béton a atteint une résistance suffisante pour supporter son poids propre et les contraintes de manipulation. Cette opération doit être menée avec précaution pour éviter tout endommagement des arêtes du chemisage. Les éventuels défauts superficiels comme les nids de cailloux ou les traces de coffrage peuvent nécessiter des reprises localisées utilisant des mortiers de réparation compatibles avec le béton du chemisage.



Cette technique de renforcement, offre l'avantage de créer un élément monolithique présentant un comportement mécanique homogène sous sollicitations. La maîtrise de ces différentes étapes conditionne directement l'efficacité de l'intervention et sa durabilité.

Annexe 2 : procédure de mise en place des renforcements par PRFC

Le principe de cette intervention repose sur la collaboration du béton existant, qui travaille bien en compression, avec les fibres de carbone qui reprennent une partie des efforts de traction que la section existante ne peut plus absorber. Cette association n'est possible que si l'adhérence entre les deux matériaux reste parfaite tout au long de la vie de l'ouvrage. La procédure pour garantir la réussite de cette intervention est la suivante :

- **Etape 1 : Préparation du support existant**

La planéité de la surface constitue un paramètre critique. Les défauts de planéité créent des concentrations de contraintes dans l'adhésif qui peuvent provoquer des décollements prématurés. Leur correction s'effectue par injection de résine époxy dans le cas des fissures de faible profondeur. Tandis que les ouvertures supérieures à quelques millimètres nécessitent une réparation par ragréage avec un mortier de réparation structural.

- **Etape 2 : Préparation mécanique de la surface d'interface**

Comprend le nettoyage de la surface de la poutre à l'aide de brosses métalliques, de jets d'eau sous pression ou de sablage léger selon l'état de la surface pour éliminer la laitance superficielle et la création de la rugosité nécessaire à l'accrochage mécanique et chimique de l'adhésif.

- **Etape 3 : Application de la résine**

La préparation de la résine doit respecter les proportions indiquées par le fabricant, et un malaxage homogène est indispensable pour éviter les zones mal polymérisées. L'application s'effectue en plusieurs couches successives à l'aide de rouleaux ou de brosses spécifiques. La première couche d'accrochage relativement fluide, sert à créer la liaison initiale. Cette couche doit être appliquée uniformément en évitant les surépaisseurs qui créeraient des points de faiblesse. Son temps de prise conditionne l'application de la suivante, car il faut intervenir dans la fenêtre de temps où la résine reste poisseuse pour assurer l'accrochage.

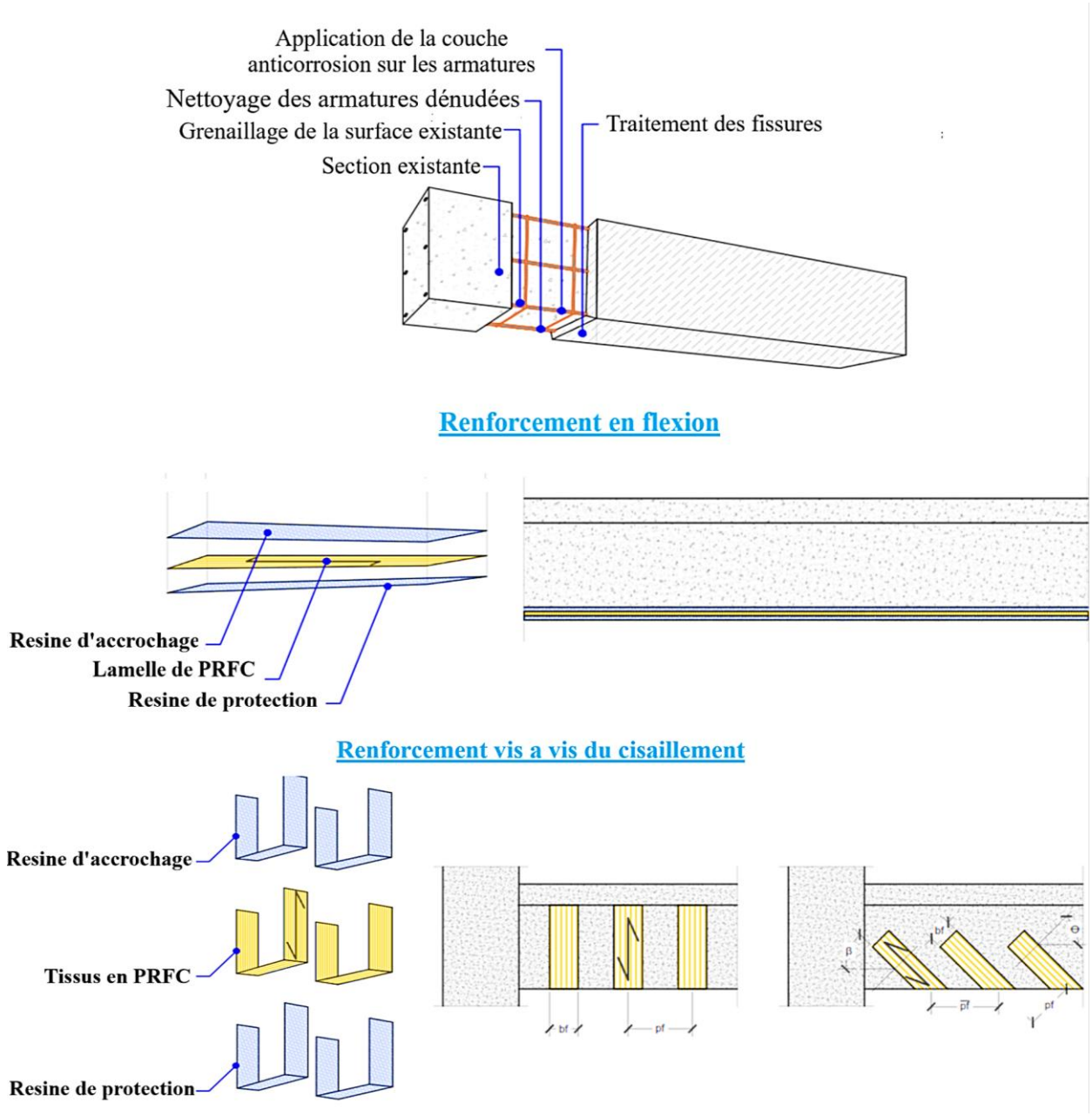
- **Etape 4 : Pose des fibres et marouflage**

La pose des fibres textiles commence par la découpe précise des tissus aux dimensions requises, en tenant compte des recouvrements nécessaires. Le déroulement des tissus doit s'effectuer progressivement, en maintenant une tension constante pour éviter les plis tout en gardant suffisamment de souplesse pour épouser parfaitement la géométrie du support. Le marouflage consiste à chasser l'air emprisonné entre les fibres et à répartir uniformément la couche d'accrochage dans toute l'épaisseur du tissu, et s'effectue généralement par passes croisées en appliquant une pression suffisante pour exprimer l'excès de résine sans endommager les fibres.

- **Etape 5 : Application de la couche de protection**

L'application de la couche de protection est nécessaire pour assurer la durabilité du renforcement face aux agressions chimiques, thermiques ou mécaniques de l'environnement d'exposition. Le revêtement choisit diffère selon l'exposition de l'élément et son objectif (anti-UV pour les applications extérieures, ignifuge pour les locaux à risque d'incendie ou colorées pour l'intégration architecturale).

Cette technique de renforcement, bien que complexe dans sa mise en œuvre, offre des avantages considérables en termes de rapidité d'exécution, de légèreté et d'efficacité mécanique. La figure ci-dessous schématise les interventions effectuées dans la présente thèse :



Références

[1] : Simone Labò, Chiara Passoni, Alessandra Marini, Andrea Belleri, “Design of diagrid exoskeletons for the retrofit of existing RC Design of diagrid exoskeletons for the retrofit of existing RC buildings”, 1 October 2020.

[2] : Philippe GUEGUEN, Livre : Vulnérabilité sismique des constructions de, Edition Lavoisier, 2013

[3] : Fabien DUCO, Méthodologies d’évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments existants à partir d’une instrumentation in situ. Génie mécanique [physics.class-ph]. Institut National Polytechnique de Toulouse- INPT, 2012. Français. NNT: 2012INPT0073. tel-04244976

[4] : Abderrahmane ZEGHLACHE Abdelhay et HADJ HAFSI Radhwane, Mémoire de fin d’étude : étude la vulnérabilité sismique d’une structure portique en béton armé par la méthode de capacité spectrale "ATC 40", université MOHAMED BOUDIAF de MSILA : 2021/2022

[5] : CHETTAH Oussama et BOUHARKAT Med Sadek El Amine, Mémoire de fin d’études : renforcement parasismique des bâtiments vulnérables : cas des bâtiments stabilises par portiques en béton armé, université IBN KHALDOUN DE TIARET – promotion 2020/2021

[6] : Mohamed Belazougui, « Expérience Algérienne en matière de risque sismique et de construction », 2012

[7] : A. El Haouzi, A. Khamlichi, M. Bezzazi, et F. Lopez Almansa, “Evaluating seismic vulnerability of reinforced concrete buildings in view of their rehabilitation”, Université Polytechnique de Catalogne, Département des Structures de l’Architecture, Barcelone, Espagne.

[8] : Rafik Madi, Mohamed Guenfoud, « Techniques de renforcement des bâtiments en béton armé vis-à-vis du séisme », Laboratoire LGCH, Université 8 mai 45, B.P. 401, Guelma

[9] : Prof. KASSOUL Amar, Module : Vulnérabilité et Réhabilitation des Structures, Chapitre 2 : pathologie des bâtiments endommagés par les séismes, UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI DE CHLEF : Département de Génie Civil

[10] : Salim Tafrout, « Rapport préliminaire des dégâts induits par le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes », Dynamique Concept de Victor Davidovici

[11] : Bath Allen, Carparelli Hadrien et Cavallo Dylan, « Les Bâtiments parasismiques : Comment les bâtiments parasismiques résistent-ils aux séismes ? »
URL : tpebatimentsparasismiques.weebly.com/effets-visibles-sur-les-bacirctiments.html

[12] : BENBOKHARI Abdellatif (1), BENAZOUZ Chikh (1), MEBARKI Ahmed (2,3), and REMKI Mostapha (4), Seismic vulnerability and fragility assessment of a strategic building in Algeria, Avec : (1) → Laboratoire des Travaux Publics, Ingénierie de Transport et Environnement - École Nationale Supérieure des Travaux Publics, Kouba, Algiers, Algeria, (2) → Université Gustave Eiffel, UPEC, CNRS, Laboratory Modélisation et Simulation Multi Echelle (MSME 8208 UMR), Marne-la-Vallée, France, (3) → Nanjing Tech University (China), Permanent Guest Professor within "High-Level Foreign Talents Programme" grant, (4) → Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Algiers, Algeria.

[13] : Document Technique Réglementaire D.T.R.-B.C.2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024, CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE ALGERIEN

[14] : Dr. Imane DJAFAR HENNI, (Docteur en Génie Civil – Option : Structures Géotechniques, UHBC) 2021-2022, Pathologies et Réhabilitation des Structure, Université Hassiba BENBOUALI DE CHLEF

[15] : Karine LEFEBVRE, « caractérisation structurale et évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments historiques en maçonnerie du vieux-Montréal », L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE, MONTRÉAL, LE 26 OCTOBRE 2004

[16] : Analyse de la vulnérabilité sismique des structures existantes de bâtiments en béton armé : cas de la cité 1200 logements Boumerdes. L. Boussâ1, A. Belakrouf 2, B. Mezazigh3 , B. Boudjeloude 4, M. Chemrouk5. 1-2-3-4-Université M'hamed Bougara, Département de génie civil, Boumerdes : 5- Université de bab-Ezzouar

[17] : préface de J-A. Calgaro, introductions de M.Kahan, J.Attrias & J. Stuber, 2017, Livre : « Conception-construction parasismique », Sous la direction de Victor Davidovici avec les contribitions de Dominique Corvez, Alain Capra, Shahrokh Ghavamian, Veronique Le Corvec et Claude Saintjean, « Pratique du calcul sismique » 2eme édition 2015

[18] : Mohamed, ALEM Tassaadite & BOUKHALED Ahmed, « évaluation de la performance sismique des bâtiments existants en béton arme : cas de la cite des 1200 lgts de Boumerdes Beneldjouzi », Laboratoire Environnement, Eau, Géo mécanique et Ouvrages (LEEGO), Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene (USTHB), BP 32, El Alia, 16111, Bab Ezzouar, Alger.

[19] : REMKI M., KEHILA F., KHELFI M., KIBBOUA A., MEHANI Y., « évaluation de l'endommagement et de la vulnérabilité sismique des bâtiment », Juin 2020, N° 63 : 43-57 / e-ISSN : 2716-7801

[21] : M. AIT HAMOUDA Ibrahim, Mémoire : « LA CONSERVATION DU PATRIMOINE BATI EN ALGERIE - CAS DE LA REHABILITATION D'IMMEUBLES URBAINS DU BATI ANCIEN A ORAN », 2012-2013

[22] : Clotaire Michel* — Philippe Guéguen, « Analyse de vulnérabilité sismique à grande échelle par utilisation des propriétés dynamiques expérimentales des bâtiments », Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique (LGIT), 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris

[23] : CHEHIMI Ahmed, Mémoire : Renforcement d'un bâti existant vis-à-vis du séisme : ministère de Justice à Beyrouth, Structures. 2016. dumas-01868136

[24] : « URBANISME ET ANALYSE STATISTIQUE DU BATI DE LA VILLE D'ALGER » URL : https://studylibfr.com/doc/3161315/i.-urbanisme-et-analyse-statistique-du-bati-de-la-ville-d...

[25] : M. Zacek, Vulnérabilité et renforcement, Collection : conception parasismique, cahier 2, 2004.

[26] : URL: https://www.graana.com/blog/a-guide-to-retrofitting-types-benefits-and-more/#:~:text=Global%20retrofitting%20involves%20upgrading%20or%20improving%20the%20entire,has%20significant%20structural%20deficiencies%20that%20require%20major%20intervention.

[27] : "Retrofitting of Reinforced Concrete structural elements - Recent Technologies and Future Scope", January 2017

[28] : Guide de la construction parasismique : Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, Mars 2013, Groupe de travail AFPSCSTB

[29] : Denis DAVI, « Évaluation et réduction de la vulnérabilité sismique des structures existantes : Démarche générale et méthodes d'analyse », Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement Ouest, 17 septembre 2013

[30] : European commission, "Novel technologies for the seismic upgrading of existing European buildings – 2022"

[31] : Hicham BELHANNACHI, Projet de fin d'études : "réhabilitation et renforcement des poteaux en béton arme », Université Mentouri de Constantine, juillet 2009

[32] : Article in Engineering Structures, "Seismic upgrading of existing reinforced concrete buildings: A state-of-the art review" , August 2021

[33] : Groupe de travail AFPSCSTB, « Annexe du Guide de construction parasismique : Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme », Mars 2013

[34] : Ibrahim M. Metwally, Ph.D., P.E: Course No: S02-033, "Guide to Upgrade the Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings"

[35] : © 2020 Quaketek inc, “Contreventements à Flambage Restreinte Quaketek », URL : https://quaketek.com/fr/contreventements-a-flambage-restreinte-quaketek/?utm_source=chatgpt.com#1597090715702-a34eef5b-59a6

[36] : HAMOU kada, RAMDANE kheir eddine, AOUANE Abderrahim et BOUABDALLAH Moulaï Abdellah, « augmentation de la capacite de la structure par l’ajout des murs voiles : méthode pushover », Département de Génie Civil / Université des sciences et de la technologie d’Oran U.S.T.O. MB – 2007

[37] : ARFEN inc, « Paliers Sismiques En Caoutchouc à Noyau De Plomb », URL : https://arfen.com.tr/paliers-sismiques-en-caoutchouc-%C3%A0-noyau-de-plomb

[38] : BENAHMED NOURIA, LASRI SOUMIA, Mémoire de Master : EFFET DES ISOLATEURS DE BASE SUR LA REPONSE DYNAMIQUE D’UN BATIMENT 2015-2016, Université de Tlemcen : Département de Génie Civil

[39] : Anissa Allani. « Conception et optimisation d’amortisseurs à masse accordée pour les structures du génie civil », Matériaux et structures en mécanique : Université Paris-Est

[40] : Mouhand Hamizi, Article : confortement des bâtiments a ossatures auto stable par la méthode de performance sismique, Université de Tizi Ouzou - Février 2016

[41] : Fabien Duplan, Article : « Techniques de renforcement des structures existantes », La Revue Foncière & Immobilière, 30 juillet 2024

[42] : Khuong LE NGUYEN, Thèse de doctorat : Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes - Mars 2015, INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUÉES DE LYON

[43] : BOUCEBHA Manel, Mémoire de master : « optimisation du comportement des structures en béton arme en termes de rigidité et de ductilité », UNIVERSITE SAAD DAHLEB – BLIDA Juin 2024

[44] : H. Krawinkler and G. D. P. K. Seneviratna, Pushover analysis for seismic performance evaluation: "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation" , (1998)

[45] : ELABED Amel LARBI Soulef Asma, MEMOIRE DE FIN D’ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE : « Evaluation de la Performance Sismique d’une Structure en RDC + 14 Etages par la Méthode Push-over », Soutenu le 29/06/2024

[46] : FEMA 306 – 1998, EVALUATION OF EARTHQUAKE DAMAGED CONCRETE AND MASONRY WALL BUILDINGS, Applied Technology Council (ATC-43 Project)

[48] : CNR-DT 215/2018, “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fibre Reinforced Inorganic Matrix Systems for Strengthening Existing Structures”, ROME – CNR 06.02.2019 version of 6 February 2020

[49] : Cedrik LEVESQUE, ANALYSE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BATIMENTS EN ACIER DE FAIBLE HAUTEUR, Mémoire de maitrise en sciences appliquées Spécialité : génie civil, Avril 2009, UNIVERSITE DE SHERBROOKE Faculté de génie

[50] : CSI Anal y sis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge®, November 2017