

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية فرنسيس
جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**ETUDE STRUCTURAL ET
DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE A
USAGE MULTIPLE R+6 AVEC ATTIQUE
EN BETON ARME**

Présenté par :

TAYEBI SERINE

Encadré par :

Mme BOUZID RIHANNA

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ - Gadiri - Vieux Kouba

Remerciements

Avant toute chose, je remercie Allah, le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la santé, la patience, la volonté et le courage nécessaires pour mener à bien ce travail et achever mon parcours universitaire.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadrante, Madame Mme BOUZID RIHANNA, pour la confiance qu'elle m'a accordée, sa disponibilité, son écoute attentive et la qualité de son accompagnement tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'études. Ses conseils avisés, ses remarques constructives, sa rigueur scientifique et ses orientations précieuses ont largement contribué à l'aboutissement et à l'amélioration de ce mémoire. Qu'elle trouve ici l'expression de ma sincère reconnaissance et de mon profond respect.

J'adresse également mes remerciements les plus chaleureux à mes chers parents, qui ont toujours été présents à mes côtés. Leur amour, leurs sacrifices, leur soutien inconditionnel et leurs encouragements permanents ont constitué pour moi une source essentielle de force, de courage et de motivation. Aucun mot ne saurait exprimer pleinement toute la reconnaissance que je leur porte.

Je remercie particulièrement ma sœur, Manel TAYEBI, pour son affection, sa présence, sa patience et son soutien constant durant toutes les étapes de mon parcours. Ses encouragements et sa confiance en moi m'ont beaucoup aidée à surmonter les moments de doute et de fatigue.

Je tiens également à adresser mes sincères remerciements à mon amie Imene LAIB, pour son amitié, sa bienveillance, son écoute et ses encouragements. Sa présence et son soutien moral ont représenté pour moi une aide précieuse tout au long de cette expérience.

Mes remerciements s'adressent aussi à l'ensemble de mes enseignants, qui ont contribué à ma formation et à l'acquisition des connaissances nécessaires à la réalisation de ce projet. Je remercie également les membres du jury pour l'intérêt qu'ils porteront à ce travail, ainsi que pour leurs observations et recommandations.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire et m'ont accompagnée durant mon parcours universitaire.

Sirine TAYEBI

Dédicace

Je dédie ce modeste travail,

À mes très chers parents, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices, leur patience et leur soutien tout au long de mon parcours. Vous avez toujours cru en moi et vous m'avez donné la force de poursuivre mes objectifs malgré les difficultés. Que ce travail soit le témoignage de ma profonde gratitude et de toute mon affection.

À ma chère sœur, Manel TAYEBI, pour sa présence constante, son amour, ses encouragements et son soutien précieux. Tu as toujours été à mes côtés dans les moments de joie comme dans les périodes difficiles. Que cette réussite soit aussi la tienne.

À mon amie Imene LAIB, pour son amitié sincère, son écoute, sa bienveillance et ses encouragements. Merci d'avoir partagé avec moi les moments de doute, de fatigue et de satisfaction qui ont accompagné la réalisation de ce travail.

À ma famille, pour son affection, sa confiance et ses encouragements permanents.

À mon encadrante, pour son accompagnement, ses conseils et la qualité de son encadrement.

À toutes les personnes qui m'ont soutenue, encouragée et aidée à avancer,

Je dédie ce travail avec tout mon respect, mon amour et ma reconnaissance.

Sirine TAYEBI

العنوان

الدراسة الإنشائية والتحليل الزلزالي المقارن لنموذجين من أنظمة التدعيم لفندق من الخرسانة المسلحة وفقًا للقواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل RPA 2024

الملخص

يتناول مشروع نهاية الدراسة هذا الدراسة الإنشائية والزلزالية لمبنى فندقي من الخرسانة المسلحة يقع في الدار البيضاء بولاية الجزائر. يتكون المبنى من طابق أرضي وستة طوابق وطابق علوي، ويبلغ ارتفاعه الإجمالي (27.17) مترًا. يضم المشروع محلات تجارية، وفضاءً للمطعم، وغرفاً فندقية، وسلالم، وبسطات، ووسطًا غير قابل للاستعمال.

بدأت الدراسة بتقديم المشروع وتقييم الأحمال والأحمال الإضافية، ثم إجراء التحديد الأولي لأبعاد العناصر الإنشائية الرئيسية، بما في ذلك البلاطات والكمرات والأعمدة والجدران الخرسانية المسلحة. بعد ذلك، تم إعداد نموذج عددي ثلاثي الأبعاد باستخدام برنامج ETABS لتحليل السلوك الديناميكي والزلزالي للمنشأ.

تمت دراسة نموذجين مختلفين لنظام التدعيم. يمثل النموذج الأول التوزيع الأولي للجدران، ويرتبط بمعامل سلوك يساوي ($R=3.50$). وقد أظهرت النتائج مرونة جانبية مرتفعة نسبيًا ومساهمة غير كافية للجدران في مقاومة القوى الأفقية. لذلك، تم اقتراح نموذج ثانٍ بمعامل سلوك ($R=4.50$)، يعتمد على زيادة أطوال الجدران وتحسين توزيعها في الاتجاهين الرئيسيين. وقد سمح هذا التعديل بزيادة الصلابة الجانبية، وتقليل الفترات الأساسية، وتحسين السلوك الاهتزازي العام للمبنى.

شملت التحقيقات الرئيسية قوة القص القاعدية، والإزاحات الأفقية، والانجرافات بين الطوابق، والحد من الأضرار، وتأثير ($P-\Delta$)، وصلابة البلاطات، ومقاومة الأرضيات، والاستقرار ضد الانقلاب. وقد أدت المقارنة بين النتائج إلى اعتماد النموذج الثاني من أجل التصميم النهائي.

وفي المرحلة الأخيرة، تم تحديد تسليح العناصر الإنشائية الرئيسية، خاصة الكمرات والعمود الحرج والجدار الحرج، اعتمادًا على القوى الداخلية المستخرجة من النموذج النهائي ومتطلبات القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل RPA 2024، إضافة إلى CBA 93 و BAEI 91 المعدل 99. وتبين النتائج أن النظام الإنشائي المعتمد يحقق سلوكًا مرضيًا من حيث المقاومة والاستقرار والمطيلية.

الكلمات المفتاحية

الخرسانة المسلحة، مبنى فندقي، التحليل الزلزالي، نظام التدعيم، الجدران الخرسانية، RPA 2024، ETABS، التحليل النمطي، التسليح، الاستقرار.

Titre

ETUDE STRUCTURAL ET DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE A USAGE MULTIPLE R+6 AVEC ATTIQUE EN BETON ARME

Résumé

Le présent projet de fin d'études porte sur l'étude structurale et sismique d'un bâtiment hôtelier en béton armé implanté à Dar El Beida, dans la wilaya d'Alger. L'ouvrage est composé d'un rez-de-chaussée, de six étages et d'une attique, pour une hauteur totale de (27,17,m). Il comprend notamment des locaux commerciaux, un espace de restauration, des chambres, des escaliers, des paliers et une terrasse inaccessible.

L'étude a débuté par la présentation de l'ouvrage, l'évaluation des charges et le prédimensionnement des principaux éléments structuraux, notamment les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Une modélisation tridimensionnelle a ensuite été réalisée à l'aide du logiciel ETABS afin d'analyser le comportement dynamique et sismique de la structure.

Deux variantes de contreventement ont été étudiées. La première, associée à un coefficient de comportement ($R=3,50$), correspond à la disposition initiale des voiles. Les résultats obtenus ont mis en évidence une souplesse latérale relativement importante et une participation insuffisante des voiles dans la reprise des efforts horizontaux. Une deuxième variante, associée à ($R=4,50$), a alors été proposée en augmentant et en redistribuant les voiles dans les deux directions principales. Cette modification a permis d'améliorer la rigidité latérale, de réduire les périodes fondamentales et d'obtenir un comportement modal plus favorable.

Les principales vérifications réglementaires ont porté sur l'effort tranchant à la base, les déplacements horizontaux, les déplacements inter-étages, la limitation des dommages, l'effet (P-Delta), la rigidité des diaphragmes, la résistance des planchers et la stabilité au renversement. La comparaison des résultats a conduit à retenir la deuxième variante pour le dimensionnement final.

Enfin, le ferrailage des principaux éléments structuraux, notamment les poutres, le poteau critique et le voile critique, a été déterminé à partir des sollicitations issues du modèle retenu et des exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, du CBA 93 et du BAEL 91 révisé 99. Les résultats obtenus montrent que la solution structurale retenue présente un comportement global satisfaisant du point de vue de la résistance, de la stabilité et de la ductilité.

Mots clés

béton armé, bâtiment hôtelier, analyse sismique, contreventement, voiles, ETABS, RPA 2024, analyse modale, ferrailage, stabilité.

Title

Structural Analysis and Seismic Design of a Reinforced-Concrete Mixed-Use Building Consisting of a Ground Floor, Six Storeys, and a Penthouse

Abstract

This final-year project deals with the structural and seismic study of a reinforced-concrete hotel building located in Dar El Beida, Algiers. The building consists of a ground floor, six upper floors and a penthouse level, with a total height of (27.17,m). It includes commercial areas, a restaurant space, hotel rooms, stairways, landings and an inaccessible roof terrace.

The study began with the description of the building, the assessment of permanent and imposed loads, and the preliminary sizing of the main structural elements, including slabs, beams, columns and reinforced-concrete walls. A three-dimensional numerical model was then developed using ETABS to investigate the dynamic and seismic behaviour of the structure.

Two bracing-system variants were analysed. The first variant, associated with a behaviour factor of ($R=3.50$), corresponds to the initial wall arrangement. The obtained results revealed relatively high lateral flexibility and insufficient participation of the walls in resisting horizontal forces. A second variant, associated with ($R=4.50$), was therefore proposed by increasing the wall lengths and improving their distribution in both principal directions. This modification increased the lateral stiffness, reduced the fundamental periods and produced a more favourable modal response.

The main regulatory checks concerned the base shear force, horizontal displacements, inter-storey drifts, damage limitation, the ($P-\Delta$) effect, diaphragm rigidity, floor resistance and overturning stability. The comparison of the results led to the selection of the second variant for the final structural design.

Finally, the reinforcement of the main structural elements, including the beams, the critical column and the critical wall, was determined from the internal forces obtained from the selected numerical model and in accordance with the Algerian Seismic Code RPA 2024, CBA 93 and BAEL 91 revised 99. The results show that the selected structural solution provides satisfactory performance in terms of strength, stability and ductility.

Key words

reinforced concrete, hotel building, seismic analysis, bracing system, shear walls, ETABS, RPA 2024, modal analysis, reinforcement, stability.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE	2
CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	4
I.1. Introduction	4
I.2. Notions générales sur le séisme	4
I.3. Objectifs de la conception parasismique	5
I.4. Système de contreventement	5
I.5. Définition du noyau central	5
I.6. Rôle structural du noyau central	7
I.7. Noyau central et torsion	7
I.8. Voiles de contreventement	8
I.9. Portiques et systèmes mixtes portiques-voiles	9
I.10. Rôle des diaphragmes horizontaux	9
I.11. Masse, rigidité et période propre	10
I.12. Spectre de réponse	10
I.13. Méthode statique équivalente	11
I.14. Méthode dynamique modale spectrale	11
I.15. Déplacements inter-étages et limitation des dommages	12
I.16. Effet (P-Δ)	13
I.17. Stabilité au renversement	13
I.18. Importance du rôle de l'ingénieur structure	14
I.19. Conclusion	14
CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	16
II.1. Introduction	16
II.2. Situation géographique	17
II.3. Description du projet	18
II.4. Dimensions en plan	19
II.4.1. Plans des niveaux caractéristiques	20
II.5. Dimensions en élévation	23
II.6. Système structural	24
II.7. Système de contreventement	24
II.8. Implantation de la structure	27
II.9. Classification du site	28
II.10. Classification de l'ouvrage selon la zone sismique	28
II.11. Classification de l'ouvrage selon son importance	29
II.12. Caractéristiques des matériaux béton et acier	30
II.13. Règlements utilisés	36
II.14. Analyse critique des données de l'ouvrage	37
CHAPITRE III : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX	40
III.1. Introduction	40
III.2. Données de base de l'ouvrage	40
III.3. Prédimensionnement des planchers	42
III.4. Évaluation des charges et surcharges	46
III.5. Prédimensionnement des escaliers et paliers	49
III.6. Prédimensionnement des poutres	50
III.7. Descente de charges sur le poteau le plus sollicité	52
III.8. Prédimensionnement des poteaux	59
III.9. Prédimensionnement des voiles	61
III.10. Synthèse des dimensions retenues	63
III.11. Analyse critique du prédimensionnement	64
III.12. Conclusion	65
CHAPITRE IV : ÉLABORATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE ET ANALYSE MODALE	68
IV.1. Introduction	68
IV.2. Modèle numérique de la structure	68
IV.3. Analyse modale	72
IV.4. Résultats de l'analyse modale de la variante 1	74
IV.5. Vérification de la période fondamentale de la variante 1	77
IV.6. Présentation de la variante 2	78
IV.7. Résultats de l'analyse modale de la variante 2	78

IV.8. Vérification de la période fondamentale de la variante 2	81
IV.9. Lecture comparative préliminaire des résultats modaux	82
IV.10. Analyse critique	83
IV.11. Conclusion	84
CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE DE LA VARIANTE 1 (R=3,50)	87
V.1. Introduction	87
V.2. Méthode de calcul	88
V.3. Paramètres sismiques de la variante 1	88
V.4. Spectre de calcul horizontal	90
V.5. Poids sismique total de la structure	90
V.6. Calcul et vérification de l'effort tranchant à la base	91
V.7. Déplacements horizontaux élastiques	92
V.8. Vérification des déplacements inter-étages - non-effondrement	93
V.9. Vérification de la limitation des dommages	95
V.10. Vérification de l'effet (P- Δ)	96
V.11. Vérification de la rigidité du diaphragme	98
V.12. Justification vis-à-vis de la résistance des planchers	100
V.13. Justification du système de contreventement	104
V.14. Vérification de la stabilité au renversement	105
V.15. Tableau de synthèse des vérifications	106
V.16. Analyse critique de la variante 1	107
V.17. Conclusion	108
CHAPITRE VI : ÉTUDE SISMIQUE DE LA VARIANTE 2 (R=4,50)	111
VI.1. Introduction	111
VI.2. Méthode de calcul	111
VI.3. Paramètres sismiques de la variante 2	113
VI.4. Spectre de calcul horizontal	115
VI.5. Poids sismique total de la structure	116
VI.6. Tableau général des données sismiques par niveau	116
VI.7. Vérification de l'effort tranchant à la base	117
VI.8. Déplacements horizontaux élastiques	119
VI.9. Vérification des déplacements inter-étages - non-effondrement	119
VI.10. Vérification de la limitation des dommages	122
VI.11. Vérification de l'effet P- Δ	123
VI.12. Vérification de la rigidité du diaphragme	126
VI.13. Justification vis-à-vis de la résistance des planchers	127
VI.14. Répartition de l'effort tranchant entre voiles et portiques	129
VI.15. Vérification du système à ossature à noyau ou à effet de noyau	130
VI.16. Vérification de l'équilibre d'ensemble et de la stabilité au renversement	132
VI.17. Synthèse des vérifications sismiques	135
VI.18. Analyse critique de la variante 2	136
VI.19. Conclusion	137
CHAPITRE VII : ANALYSE COMPARATIVE DES VARIANTES	140
VII.1. Introduction	140
VII.2. Rappel des deux variantes étudiées	140
VII.3. Comparaison des paramètres sismiques	141
VII.4. Comparaison des périodes fondamentales	143
VII.5. Comparaison du poids sismique total	143
VII.6. Comparaison de l'effort tranchant à la base	144
VII.7. Comparaison des déplacements horizontaux élastiques	145
VII.8. Comparaison des déplacements inter-étages - non-effondrement	146
VII.9. Comparaison de la limitation des dommages	147
VII.10. Comparaison de l'effet (P- Δ)	147
VII.11. Comparaison de la rigidité du diaphragme	148
VII.12. Comparaison de la résistance des planchers	148
VII.13. Comparaison de la répartition des efforts entre voiles et portiques	149
VII.14. Comparaison vis-à-vis du système à noyau ou à effet de noyau	150
VII.15. Comparaison de la stabilité au renversement	151
VII.16. Tableau global de synthèse comparative	152
VII.17. Choix de la variante retenue	153
VII.18. Conséquence sur le dimensionnement et le ferrailage	154
VII.19. Recommandations pour la suite du dimensionnement	155

VII.20. Analyse critique globale	155
VII.21. Conclusion	156
CHAPITRE VIII : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX	159
VIII.1. Introduction	159
VIII.2. Règlements et hypothèses de calcul	159
VIII.3. Combinaisons de calcul	160
VIII.4. Ferrailage des poutres	161
VIII.5. Ferrailage des poteaux	169
VIII.6. Ferrailage des voiles	173
VIII.7. Synthèse générale du ferrailage adopté	183
VIII.8. Analyse critique	183
VIII.8.1. Vérification du ferrailage minimal des poutres	185
VIII.8.2. Vérification du ferrailage minimal du poteau C15	190
VIII.8.3. Vérification du ferrailage minimal du voile V1	194
VIII.8.4. Vérification du ferrailage minimal des éléments de rive du voile V1	197
VIII.8.5. Tableau récapitulatif des vérifications	198
VIII.8.6. Conclusion	200
VIII.9. Conclusion	201
CONCLUSION GÉNÉRALE	204
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	205
ANNEXES	210

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Principe du contreventement par noyau central	6
Figure I.2 : Noyau central	8
Figure I.3 : Portique et système mixte portique-voile	9
Figure I.4 : Diaphragmes horizontaux	10
Figure II.1 : Plan façade	16
Figure II.2 : Plan de masse	17
Figure II.3 : Coupe longitudinale	19
Figure II.4 : Vue en plan du rez-de-chaussée	21
Figure II.5 : Vue en plan du premier étage	21
Figure II.6 : Vue en plan de l'étage courant	22
Figure II.7 : Vue en plan de l'attique	22
Figure II.8 : Disposition initiale des voiles - variante R=3,50	26
Figure II.9 : Disposition optimisée des voiles - variante R=4,50	27
Figure II.10 : Vue en 3D	27
Figure III.1 : Schéma de l'escalier étudié	48
Figure III.2 : Sections adoptées des poutres	52
Figure IV.1 : Vue en 3D du modèle numérique de la structure	68
Figure IV.2 : Disposition des voiles - variante 1 R=3,50	71
Figure IV.3 : Disposition des voiles - variante 2 R=4,50	71

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Tableau II.1 : Répartition fonctionnelle de l'ouvrage	18
Tableau II.2 : Caractéristiques géométriques en plan	20
Tableau II.3 : Hauteurs des niveaux	23
Tableau II.4 : Comparaison entre les deux variantes de contreventement	25
Tableau II.6 : Paramètres sismiques retenus	28
Tableau II.7 : Classification de l'ouvrage	29
Tableau II.8 : Résistances caractéristiques du béton	31
Tableau II.9 : Contraintes limites du béton	33
Tableau II.10 : Résistances caractéristiques de l'acier	33
Tableau II.11 : Contraintes limites de l'acier	35
Tableau II.12 : Règlements utilisés	36

CHAPITRE III : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau III.1 : Travées suivant les deux directions	41
Tableau III.2 : Hauteurs des niveaux	41
Tableau III.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	41
Tableau III.4 : Épaisseurs minimales indicatives pour la résistance au feu	43
Tableau III.5 : Charges permanentes du plancher courant	47
Tableau III.6 : Charges permanentes de la terrasse inaccessible	47
Tableau III.7 : Charges adoptées au niveau attique	48
Tableau III.8 : Charges permanentes des escaliers et paliers	48
Tableau III.9 : Charges d'exploitation adoptées	48
Tableau III.10 : Section adoptée des poutres suivant X	51
Tableau III.11 : Section adoptée des poutres suivant Y	52
Tableau III.12 : Charges transmises au poteau critique	56
Tableau III.13 : Configuration finale des voiles	63
Tableau III.14 : Synthèse des dimensions adoptées	64

CHAPITRE IV : ÉLABORATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE ET ANALYSE MODALE

Tableau IV.1 : Sections adoptées dans le modèle numérique	69
Tableau IV.2 : Résultats de l'analyse modale - variante 1	74
Tableau IV.3 : Vérification de la période fondamentale - variante 1	77
Tableau IV.4 : Résultats de l'analyse modale - variante 2	79
Tableau IV.5 : Vérification de la période fondamentale - variante 2	81
Tableau IV.6 : Comparaison préliminaire des résultats modaux	82

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE DE LA VARIANTE 1 (R=3,50)

Tableau V.1 : Paramètres sismiques et paramètres du spectre - variante 1	88
Tableau V.2 : Poids sismique par niveau - variante 1	90
Tableau V.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques	91
Tableau V.4 : Déplacements horizontaux élastiques - variante 1	92
Tableau V.5-a : Déplacements inter-étages suivant X - non-effondrement	94
Tableau V.5-b : Déplacements inter-étages suivant Y - non-effondrement	94
Tableau V.6 : Vérification de la limitation des dommages	95
Tableau V.7-a : Vérification de l'effet P-Δ suivant X	96
Tableau V.7-b : Vérification de l'effet P-Δ suivant Y	97
Tableau V.8-a : Vérification de la rigidité du diaphragme suivant X	98
Tableau V.8-b : Vérification de la rigidité du diaphragme suivant Y	99
Tableau V.9-a : Bornes réglementaires de résistance des planchers	101
Tableau V.9-b : Vérification de la résistance des planchers suivant X	101
Tableau V.9-c : Vérification de la résistance des planchers suivant Y	102
Tableau V.10 : Distribution de l'effort tranchant à la base	104
Tableau V.11 : Vérification qualitative du système de contreventement	104
Tableau V.12 : Vérification de la stabilité au renversement	105
Tableau V.13 : Synthèse des vérifications sismiques - variante 1	106

CHAPITRE VI : ÉTUDE SISMIQUE DE LA VARIANTE 2 (R=4,50)

Tableau VI.1 : Paramètres sismiques de la variante 2	113
Tableau VI.2 : Données globales du calcul sismique - variante 2	114
Tableau VI.3 : Paramètres du spectre de calcul horizontal	115

Tableau VI.4 : Poids sismique par niveau - variante 2	116
Tableau VI.5 : Données sismiques globales par niveau - variante 2	117
Tableau VI.6 : Résumé des paramètres de l'effort tranchant	117
Tableau VI.7 : Vérification de l'effort tranchant à la base	118
Tableau VI.8 : Déplacements horizontaux élastiques	119
Tableau VI.9-a : Déplacements inter-étages suivant X - non-effondrement	120
Tableau VI.9-b : Déplacements inter-étages suivant Y - non-effondrement	121
Tableau VI.10 : Vérification de la limitation des dommages	123
Tableau VI.11 : Vérification de l'effet P- Δ	124
Tableau VI.12 : Vérification de la rigidité du diaphragme	126
Tableau VI.13 : Vérification de la résistance des planchers	128
Tableau VI.14 : Répartition de l'effort tranchant à la base entre voiles et portiques	130
Tableau VI.15 : Vérification du système à ossature à noyau ou à effet de noyau	130
Tableau VI.16-a : Équilibre d'ensemble suivant X	133
Tableau VI.16-b : Équilibre d'ensemble suivant Y	133
Tableau VI.16-c : Synthèse de la stabilité au renversement	134
Tableau VI.17 : Synthèse des vérifications sismiques de la variante 2	135
CHAPITRE VII : ANALYSE COMPARATIVE DES VARIANTES	
Tableau VII.1 : Présentation générale des variantes étudiées	141
Tableau VII.2 : Comparaison des paramètres sismiques	141
Tableau VII.3 : Comparaison des périodes fondamentales	143
Tableau VII.4 : Comparaison du poids sismique total	144
Tableau VII.5 : Comparaison de l'effort tranchant à la base	144
Tableau VII.6 : Comparaison des déplacements horizontaux élastiques maximaux	145
Tableau VII.7 : Comparaison des déplacements inter-étages maximaux	146
Tableau VII.8 : Comparaison de la limitation des dommages	147
Tableau VII.9 : Comparaison de l'effet P- Δ	148
Tableau VII.10 : Comparaison de la rigidité du diaphragme	148
Tableau VII.11 : Comparaison de la résistance des planchers	149
Tableau VII.12 : Comparaison de la répartition voiles / portiques	150
Tableau VII.13 : Comparaison vis-à-vis du système à noyau	150
Tableau VII.14 : Comparaison de la stabilité au renversement	151
Tableau VII.15 : Synthèse comparative des deux variantes	152
CHAPITRE VIII : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX	
Tableau VIII.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	160
Tableau VIII.2 : Combinaisons gouvernantes retenues	160
Tableau VIII.3 : Résultats ETABS des poutres suivant X	162
Tableau VIII.4 : Résultats ETABS des poutres suivant Y	165
Tableau VIII.5 : Ferrailage adopté pour les poutres	168
Tableau VIII.6 : Sollicitations du poteau C15	169
Tableau VIII.8 : Données de calcul du voile critique V1	174
Tableau VIII.9 : Sollicitations du voile critique V1 par niveau	175
Tableau VIII.10 : Efforts de calcul de la zone critique du voile V1	177
Tableau VIII.11 : Ferrailage adopté de l'âme du voile V1	179
Tableau VIII.12 : Conditions de ductilité locale du voile V1	179
Tableau VIII.13 : Ferrailage des éléments de rive du voile V1	180
Tableau VIII.14 : Synthèse du ferrailage adopté du voile V1	182
Tableau VIII.15 : Synthèse générale du ferrailage des éléments structuraux	183
Tableau VIII.16 : Récapitulatif des vérifications du ferrailage minimal	198

Liste des symbols

A : Coefficient d'accélération de zone au rocher

A_t : La section des armatures de confinement dans des éléments de rive de voile

A_{sv} : Section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile

b : La largeur de la poutre

b_0 : la largeur du noyau confinée de l'élément de rive de voile

Br : Section réduite du poteau

b_w : L'épaisseur de voile

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

E : Module d'élasticité longitudinale (module de Young)

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différé

e_{0x} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité suivant x

e_{0y} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité suivant y

f_{cj} : Résistance à la compression du béton

f_{c28} : Résistance à la compression du béton à 28j

f_{tj} : Résistance à la traction du béton

f_{t28} : Résistance à la traction du béton à 28j

f_e : Limite élastique de l'acier

f_{su} : Contrainte limite ultime de l'acier

f_{bu} : Contrainte limite ultime de béton

f_{adm} : La flèche admissible

F_{pk} : Force sismique exercée sur le diaphragme au niveau k

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

F_t : La force concentrée au sommet de la structure

f_{yd} : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier

f_{ed} : Valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

G : Charge permanente

h : L'épaisseur de la poutre

h_e : Hauteur de l'étage

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 h_{cr} : Hauteur critique
 I : Moment d'inertie
 $i_x ; i_y$: Rayon de giration
 I : Coefficient d'importance
 L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis
 L_x : La petite portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre nus d'appuis
 L_y : La grande portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre nus d'appuis
 l_c : Longueur de l'élément de rive de voile
 l_{cl} : la longueur libre de poteau
 l_f : longueur de flambement
 l_w : La longueur de voile
 l_s : Le rayon de giration massique en plan
 MRD : La résistance à la flexion de calcul
 MED : Le moment fléchissant issu de l'analyse
 N_u : Effort normal ultime
 Q : Charge d'exploitation
 QF : Facteur de qualité
 R : Coefficient de comportement de la structure
 r_x : Le rayon de torsion suivant x
 r_y : Le rayon de torsion suivant y
 S : Coefficient de site
 T_{calcul} : Période fondamentale
 $T_{empirique}$: Période définie par la méthode empirique
 T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
 V : Force sismique totale, Effort tranchant
 $\bar{V}$: Effort tranchant de calcul
 W : Poids sismique total du bâtiment
 W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
 W_{Qi} : Charges d'exploitation

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite de service de béton

θ : coefficient dépend de la durée d'application du chargement

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite de service de l'acier

η : Coefficient de fissuration

λ : Élanement mécanique, Coefficient de correction

$S_{ad}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

η : Coefficient de correction d'amortissement visqueux

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques

δ_{ek} : Déplacement horizontal au niveau « k »

Δk : Déplacement horizontal relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

v_A : Coefficient réducteur

v_d : Effort normal réduit

$\emptyset l$: Diamètre des barres longitudinales

$\emptyset t$: Diamètre des barres transversales

z : Distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées

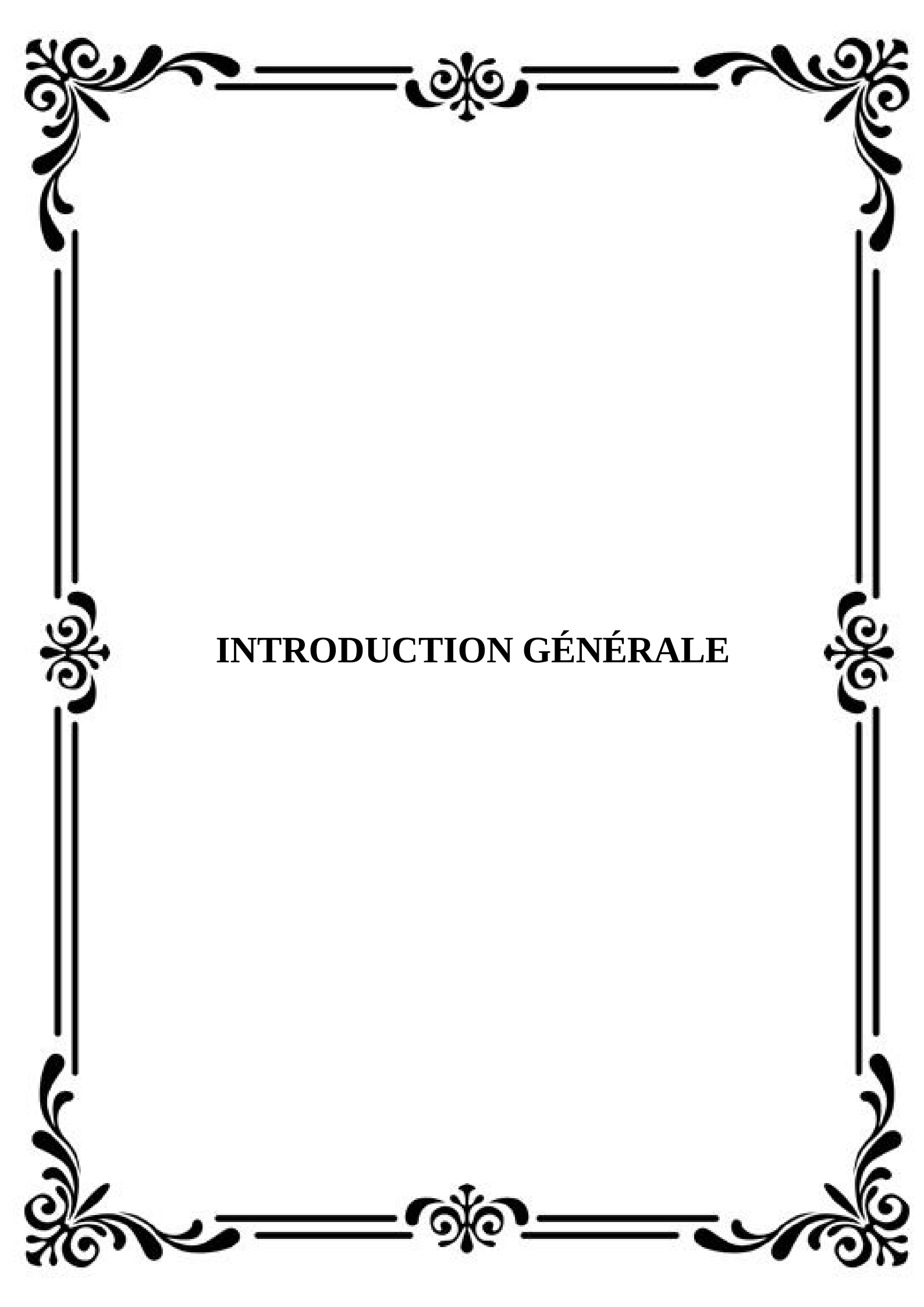
$\mu\phi$: Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure

ε_{sy} : Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier

ω_v : Pourcentage normalise des armatures verticales d'âmes

α : Coefficient d'efficacité du confinement

χ_u : Position de l'axe neutre



INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Le secteur du génie civil occupe une place essentielle dans le développement économique et social d'un pays. Il intervient dans la conception, la réalisation et la maintenance des infrastructures nécessaires à la vie quotidienne, telles que les bâtiments, les routes, les ouvrages d'art, les réseaux d'assainissement et les équipements publics. Face à l'évolution rapide des besoins urbains, à l'augmentation de la population et aux exigences croissantes en matière de sécurité, de qualité et de durabilité, les projets de construction doivent être étudiés avec rigueur afin de garantir leur stabilité, leur fonctionnalité et leur conformité aux normes en vigueur.

Dans ce contexte, le projet de fin d'études représente une étape importante dans la formation de l'ingénieur ou du technicien supérieur en génie civil. Il permet de mettre en application les connaissances théoriques acquises durant le cursus de formation, tout en développant des compétences pratiques liées à l'analyse, au dimensionnement, à l'organisation et à la gestion d'un projet réel. Il constitue également une occasion de se familiariser avec les contraintes techniques, économiques et réglementaires rencontrées dans le domaine professionnel.

Le présent travail s'inscrit dans le cadre de l'étude de l'hôtel située à Dar EL Beida. Il a pour objectif principal d'analyser les différentes composantes du projet, d'étudier les solutions techniques adaptées et de procéder aux calculs nécessaires conformément aux normes et règlements en vigueur. Cette étude vise à assurer la sécurité de l'ouvrage, son bon fonctionnement, ainsi que l'optimisation des choix techniques et économiques.

Pour atteindre ces objectifs, le rapport est organisé en plusieurs parties complémentaires. La première partie est consacrée à la présentation générale du projet, de son environnement et de ses principales caractéristiques. La deuxième partie aborde les données de base nécessaires à l'étude, notamment les plans, les hypothèses de calcul, les matériaux utilisés et les normes adoptées. La troisième partie est dédiée à l'étude technique et au dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage. Enfin, une conclusion générale permet de synthétiser les résultats obtenus, de présenter les principales observations et d'ouvrir des perspectives d'amélioration ou de développement futur.

Ainsi, ce projet de fin d'études constitue une synthèse entre la formation académique et la pratique professionnelle. Il permet non seulement de renforcer les compétences techniques en génie civil, mais aussi de développer l'esprit d'analyse, la rigueur scientifique et la capacité à proposer des solutions adaptées aux exigences réelles du domaine de la construction.

CHAPITRE I
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction

La conception parasismique des structures en béton armé occupe une place essentielle dans les régions exposées au risque sismique. Contrairement aux charges verticales, qui sont généralement connues avec une certaine précision, l'action sismique est une action dynamique, variable et difficile à prévoir exactement. Elle dépend à la fois du mouvement du sol, de la nature du site, de la masse du bâtiment, de sa rigidité, de son amortissement et de sa capacité à dissiper l'énergie.

En génie civil, un bâtiment ne doit donc pas être conçu uniquement pour reprendre les charges gravitaires. Il doit aussi être capable de transmettre les efforts horizontaux générés par le séisme depuis les planchers jusqu'aux fondations. Cette transmission est assurée par le système de contreventement, qui peut être constitué de portiques, de voiles, d'un noyau central ou d'un système mixte.

Dans les bâtiments en béton armé, le noyau central est souvent utilisé comme élément principal de stabilité latérale. Il regroupe généralement les cages d'escaliers, les ascenseurs et les gaines techniques. Sa présence peut améliorer considérablement la rigidité de l'ouvrage, à condition qu'il soit bien positionné, suffisamment rigide et correctement lié aux planchers.

Dans le cadre de ce projet, cette recherche bibliographique ne constitue pas uniquement une présentation théorique. Elle permet surtout de comprendre pourquoi une disposition de contreventement ne doit pas être adoptée sans vérification. En zone sismique élevée, une structure ne peut pas être jugée uniquement à partir de son plan architectural. Elle doit être analysée à travers ses périodes propres, ses déplacements, la répartition des efforts horizontaux et la participation réelle des voiles. Cette réflexion servira de base aux chapitres suivants, dans lesquels deux variantes de contreventement seront étudiées puis comparées.

I.2. Notions générales sur le séisme

Un séisme correspond à une libération brusque d'énergie dans la croûte terrestre. Cette énergie se propage sous forme d'ondes sismiques qui provoquent des mouvements du sol. Lorsqu'un bâtiment est soumis à ces mouvements, sa base suit le déplacement imposé par le sol, tandis que sa masse tend à conserver son état initial par inertie. Cette différence génère des forces horizontales dans la structure.

L'action sismique est donc une action dynamique. Elle ne dépend pas seulement de l'intensité du séisme, mais aussi de la réponse propre du bâtiment. Deux structures situées au même endroit peuvent réagir différemment au même séisme si leurs masses, rigidités ou périodes propres sont différentes.

D'après Chopra, la réponse d'une structure soumise à une excitation sismique dépend directement de ses modes propres, de ses périodes, de sa masse et de son amortissement (Chopra, 2012). Cette idée est fondamentale en conception parasismique, car elle montre que le rôle de l'ingénieur n'est pas uniquement de calculer une force horizontale globale, mais de comprendre

comment la structure vibre, comment les efforts se répartissent et comment les déplacements se développent sur la hauteur du bâtiment.

I.3. Objectifs de la conception parasismique

La conception parasismique ne cherche pas forcément à éviter tout dommage. En réalité, le niveau d'exigence dépend de l'intensité du séisme. Pour un séisme faible ou modéré, l'objectif est de limiter les dommages et de préserver l'usage du bâtiment. Pour un séisme fort, l'objectif principal est d'éviter l'effondrement et de protéger les vies humaines.

Une structure parasismique doit donc présenter trois qualités principales : une résistance suffisante, une rigidité adaptée et une ductilité suffisante. La résistance permet de reprendre les efforts sismiques. La rigidité permet de limiter les déplacements et les déformations inter-étages. La ductilité permet à la structure de subir des déformations importantes sans rupture fragile.

La ductilité constitue l'un des principes fondamentaux de la conception parasismique, car elle permet à la structure de dissiper une partie de l'énergie sismique sans rupture fragile (Paulay et Priestley, 1992). Dans un projet réel, l'ingénieur doit donc rechercher un équilibre entre sécurité, rigidité, ductilité, régularité structurale et faisabilité constructive.

Un bâtiment trop souple peut présenter des déplacements excessifs. À l'inverse, un bâtiment très rigide mais mal conçu peut concentrer les efforts dans certaines zones et provoquer des ruptures locales. Le bon comportement parasismique ne dépend donc pas uniquement de la quantité d'éléments porteurs, mais surtout de leur disposition, de leur continuité et de leur interaction.

I.4. Système de contreventement

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments capables de reprendre les actions horizontales dues au vent ou au séisme. En zone sismique, il joue un rôle déterminant dans la stabilité globale de l'ouvrage.

Dans les structures en béton armé, le contreventement peut être assuré par des portiques, des voiles, un noyau central ou une combinaison de ces éléments. Les portiques en béton armé présentent une certaine ductilité, mais ils peuvent devenir trop souples lorsque le bâtiment prend de la hauteur. Les voiles, en revanche, apportent une rigidité latérale importante et permettent généralement de réduire les déplacements horizontaux.

Le choix du système de contreventement ne doit donc pas être fait uniquement pour satisfaire les contraintes architecturales. Il doit être vérifié par l'analyse du comportement global du bâtiment. Une disposition de voiles peut sembler correcte sur un plan architectural, mais être insuffisante du point de vue dynamique si elle crée une forte torsion, une mauvaise répartition des efforts ou des périodes trop élevées.

I.5. Définition du noyau central

Le noyau central est un ensemble d'éléments verticaux rigides, généralement constitués de voiles en béton armé, disposés autour des circulations verticales du bâtiment. Il regroupe souvent

les escaliers, les ascenseurs et les gaines techniques. Cette position lui donne un rôle à la fois architectural et structural.

Du point de vue structural, le noyau central agit comme un élément de contreventement vertical. Il participe à la reprise des efforts horizontaux, limite les déplacements latéraux et contribue à la stabilité au renversement. Lorsqu'il est placé près du centre de masse du bâtiment, il peut également réduire les effets de torsion.

Cependant, la présence d'un noyau ne signifie pas automatiquement que la structure se comporte comme un système à noyau efficace. Pour qu'un noyau soit réellement favorable, il doit être suffisamment rigide, continu sur toute la hauteur, bien positionné par rapport au centre de masse et correctement relié aux planchers. Un noyau mal centré ou insuffisamment développé peut au contraire provoquer une torsion défavorable.

C'est pour cette raison que l'ingénieur ne doit pas supposer qu'un noyau central est efficace simplement parce qu'il existe dans le plan architectural. Il doit vérifier son comportement réel à travers l'analyse modale, les déplacements, les efforts tranchants et la répartition des rigidités.

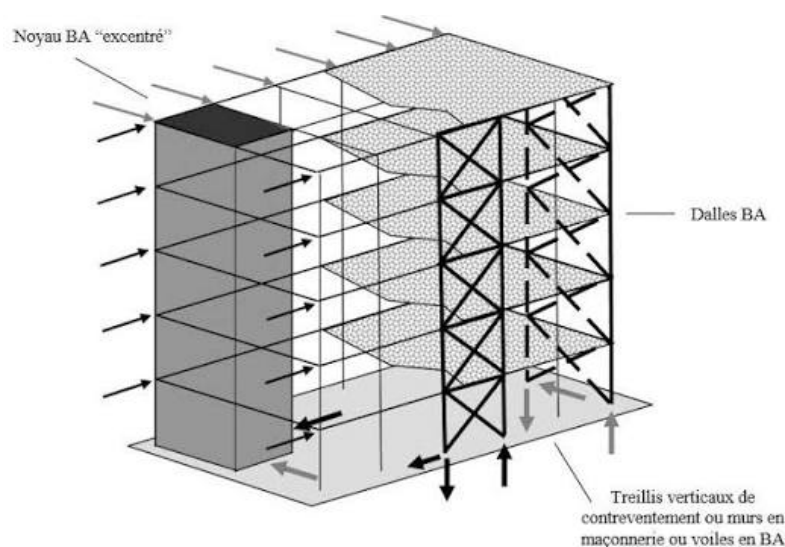


Figure I.1 : Principe du contreventement par noyau central

I.6. Rôle structural du noyau central

Le noyau central joue plusieurs rôles essentiels dans le comportement d'un bâtiment soumis au séisme.

Il assure d'abord la reprise d'une partie importante des efforts horizontaux. Les forces d'inertie générées au niveau des planchers doivent être transférées vers les éléments verticaux résistants. Le noyau central, lorsqu'il est suffisamment rigide, constitue un chemin préférentiel pour ces efforts.

Il contribue ensuite à la réduction des déplacements horizontaux. En augmentant la rigidité latérale de l'ouvrage, il permet de diminuer les déformations inter-étages. Cette réduction est importante, car les dommages dans les éléments non structuraux, comme les cloisons et les façades, sont fortement liés aux déplacements relatifs entre étages.

Le noyau central participe aussi à la stabilité au renversement. Sous action sismique, les forces horizontales créent un moment de renversement à la base du bâtiment. Grâce à sa continuité verticale et à sa rigidité, le noyau contribue à reprendre ce moment.

Enfin, son efficacité dépend fortement de sa position en plan. Lorsque le noyau est proche du centre de masse, le comportement est généralement plus favorable. Lorsqu'il est excentré, il peut générer des effets de torsion importants, ce qui augmente les sollicitations dans certains éléments.

I.7. Noyau central et torsion

La torsion est un phénomène très important dans l'analyse sismique des bâtiments. Elle apparaît lorsque le centre de masse et le centre de rigidité ne coïncident pas. Dans ce cas, l'action sismique ne provoque pas seulement une translation du bâtiment, mais aussi une rotation autour d'un axe vertical.

L'excentricité peut être exprimée par :

$$e_x = |X_m - X_r|$$

$$e_y = |Y_m - Y_r|$$

où (X_m) et (Y_m) sont les coordonnées du centre de masse, tandis que (X_r) et (Y_r) sont celles du centre de rigidité.

Lorsque cette excentricité est importante, les éléments situés en périphérie peuvent subir des déplacements et des efforts plus élevés. Ce phénomène peut devenir dangereux si la structure présente déjà une irrégularité en plan.

Les règlements parasismiques insistent sur l'importance de la régularité en plan et en élévation afin de limiter les effets défavorables de torsion (EN 1998-1, 2004 ; RPA 2024). Dans la pratique, cela signifie qu'un noyau central doit être étudié non seulement pour sa rigidité propre, mais aussi pour son influence sur l'équilibre global de la structure.

Un noyau très rigide mais fortement excentré peut conduire à un comportement moins favorable qu'un système de voiles mieux répartis.

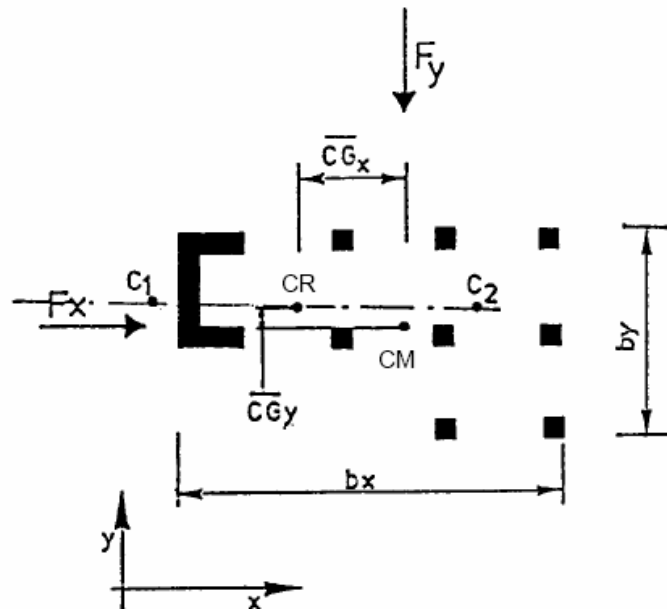


Figure I.2 : Noyau central

I.8. Voiles de contreventement

Les voiles de contreventement sont des éléments verticaux en béton armé dont la longueur est généralement importante par rapport à leur épaisseur. Ils sont très utilisés dans les bâtiments situés en zone sismique, car ils possèdent une grande rigidité latérale.

Sous action horizontale, un voile travaille principalement comme une console verticale encastrée à sa base. Il reprend à la fois un effort tranchant, un moment de renversement et des efforts normaux dus à la combinaison des charges verticales et sismiques.

La rigidité d'un voile dépend principalement de sa longueur, de son épaisseur, de sa hauteur, de ses conditions d'encastrement et de sa continuité. L'augmentation de la longueur d'un voile augmente généralement sa rigidité en plan et sa capacité à reprendre les efforts horizontaux.

Cette notion est directement liée au présent projet. En effet, la modification des longueurs de voiles permet d'améliorer le comportement global de la structure. Cette amélioration ne provient pas d'un simple changement numérique du coefficient de comportement, mais d'une modification réelle de la rigidité du système structural.

I.9. Portiques et systèmes mixtes portiques-voiles

Les portiques en béton armé sont constitués de poteaux et de poutres reliés par des nœuds rigides. Ils assurent principalement la reprise des charges verticales, mais ils participent aussi à la résistance horizontale de la structure.

Dans les bâtiments de hauteur moyenne ou importante, les portiques seuls peuvent présenter une souplesse excessive. Les déplacements inter-étages peuvent alors devenir importants, ce qui augmente le risque de dommages. Pour cette raison, les portiques sont souvent associés à des voiles de contreventement.

Dans un système mixte portiques-voiles, les voiles assurent généralement la majorité de la rigidité latérale, tandis que les portiques participent à la résistance, à la ductilité et à la redistribution des efforts. La répartition de l'effort tranchant entre voiles et portiques devient donc un indicateur important du comportement réel de la structure.

Si les voiles ne reprennent qu'une faible part de l'effort horizontal, le bâtiment ne peut pas être considéré comme dominé par les voiles. À l'inverse, lorsque les voiles reprennent la majorité de l'effort, le système devient plus cohérent avec un contreventement par voiles.

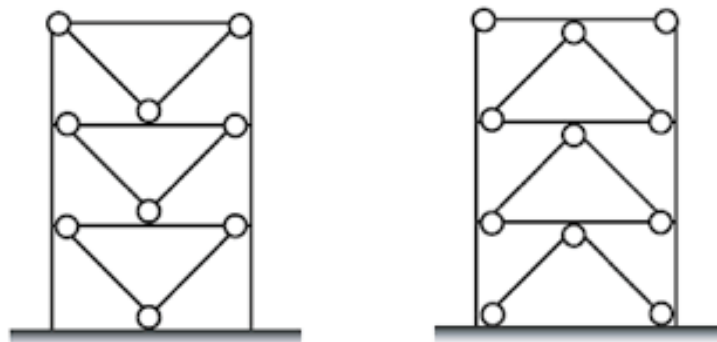


Figure I.3 portique et système mixte portique voile

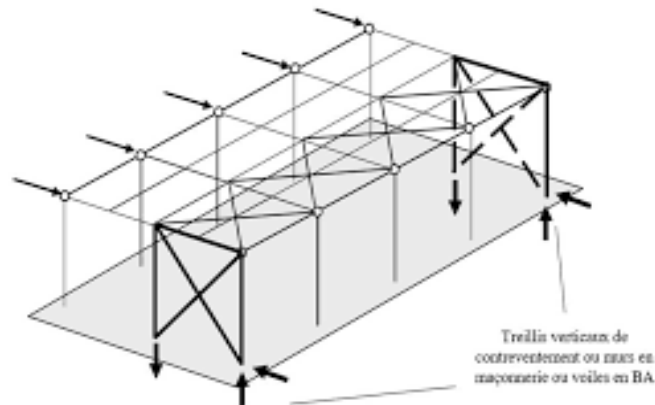
I.10. Rôle des diaphragmes horizontaux

Les planchers jouent un rôle essentiel dans le comportement sismique des bâtiments. Ils ne servent pas uniquement à porter les charges verticales. En situation sismique, ils assurent aussi la transmission des efforts horizontaux vers les éléments verticaux résistants.

Un plancher qui transmet les efforts dans son plan est appelé diaphragme. Lorsqu'il est suffisamment rigide, il permet de répartir les efforts sismiques entre les voiles et les portiques selon leurs rigidités respectives. Cette hypothèse est couramment utilisée dans les modèles numériques, notamment pour les bâtiments en béton armé avec dalles pleines.

La rigidité d'un diaphragme dépend de l'épaisseur de la dalle, de la présence d'ouvertures, de la régularité du plancher, de la continuité des armatures et de la qualité des liaisons avec les voiles. Le cheminement des efforts horizontaux doit être clair et continu depuis les planchers jusqu'aux fondations, afin d'éviter les concentrations locales d'efforts (FEMA P-1050 ; RPA 2024).

Dans un bâtiment irrégulier, ou lorsque les planchers comportent des ouvertures importantes, l'hypothèse de diaphragme rigide doit être vérifiée avec attention. Une mauvaise transmission des efforts peut créer des concentrations locales au voisinage des voiles.



: *Figure I.4 diaphragme horizontaux*

I.11. Masse, rigidité et période propre

La période propre d'une structure dépend de sa masse et de sa rigidité. Pour un système simple à un degré de liberté, elle peut être exprimée par :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

où (m) représente la masse et (k) la rigidité.

Cette relation montre que plus la masse augmente, plus la période augmente. À l'inverse, plus la rigidité augmente, plus la période diminue. Dans un bâtiment, l'ajout ou l'augmentation de voiles de contreventement entraîne généralement une augmentation de la rigidité latérale, donc une réduction des périodes propres.

Cette vérification est importante, car les périodes influencent directement la réponse spectrale de la structure. Une période trop élevée peut traduire une souplesse excessive. Dans le cadre du présent projet, la comparaison des périodes entre les deux variantes permettra d'évaluer l'effet réel de la modification des voiles.

I.12. Spectre de réponse

Le spectre de réponse est un outil fondamental de l'analyse sismique. Il permet de déterminer la réponse maximale d'un oscillateur simple soumis à une excitation sismique donnée. Il exprime généralement l'accélération spectrale en fonction de la période de vibration :

$$S_a = f(T)$$

Dans les règlements parasismiques, le spectre de calcul dépend de plusieurs paramètres : la zone sismique, le type de site, le coefficient d'importance, l'amortissement, le coefficient de comportement et le facteur de qualité.

Le spectre de réponse constitue l'un des outils principaux de l'analyse sismique, car il relie la réponse maximale de la structure à sa période propre (Chopra, 2012). Il permet de calculer les efforts sismiques utilisés dans la méthode dynamique modale spectrale. Cette méthode est particulièrement adaptée aux bâtiments de plusieurs étages, car elle tient compte des modes propres de vibration de la structure (Chopra, 2012 ; EN 1998-1, 2004).

I.13. Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente consiste à remplacer l'action dynamique du séisme par un ensemble de forces horizontales appliquées aux différents niveaux du bâtiment. Elle donne une estimation globale de l'effort tranchant à la base.

L'effort tranchant sismique peut être exprimé sous la forme :

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

avec :

$$W = \sum W_i$$

La méthode statique équivalente permet d'obtenir un effort tranchant global de référence, utilisé ensuite pour contrôler les résultats de l'analyse dynamique (RPA 2024 ; EN 1998-1, 2004).

Dans les règlements parasismiques, il est généralement exigé que l'effort tranchant dynamique ne soit pas inférieur à une fraction de l'effort statique équivalent. La condition utilisée dans ce projet est :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$$

Lorsque cette condition n'est pas satisfaite, les résultats dynamiques doivent être corrigés par un coefficient de majoration. Cette vérification permet de s'assurer que l'analyse dynamique ne sous-estime pas les efforts sismiques globaux.

I.14. Méthode dynamique modale spectrale

La méthode dynamique modale spectrale repose sur la décomposition de la réponse de la structure en plusieurs modes propres de vibration. Chaque mode est caractérisé par une période, une forme modale et une participation massique.

Cette méthode permet de mieux représenter le comportement réel d'un bâtiment soumis à un séisme. Elle est particulièrement utile pour les structures de plusieurs niveaux, car les modes supérieurs peuvent influencer les efforts et les déplacements.

La méthode modale spectrale est particulièrement adaptée aux bâtiments à plusieurs niveaux, car elle permet de tenir compte de la contribution des différents modes propres de vibration (Chopra, 2012 ; Clough et Penzien, 1993).

Dans une analyse modale, il est important de vérifier que la participation massique cumulée est suffisante dans les directions principales. Une participation massique élevée signifie que les modes retenus représentent correctement le comportement dynamique global de la structure.

Cette méthode permet aussi d'identifier la nature des premiers modes. Un comportement favorable est généralement associé à des premiers modes principalement en translation. En revanche, une forte torsion dans les premiers modes peut révéler une mauvaise répartition de la rigidité en plan.

I.15. Déplacements inter-étages et limitation des dommages

Les déplacements inter-étages représentent la différence de déplacement entre deux niveaux successifs :

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

Ils sont essentiels dans l'évaluation du comportement sismique, car ils sont directement liés aux dommages structuraux et non structuraux. Des déplacements inter-étages trop importants peuvent provoquer la fissuration des cloisons, l'endommagement des façades et la concentration de déformations dans certains niveaux.

Le contrôle des déplacements inter-étages est essentiel, car il conditionne à la fois la sécurité de la structure et le niveau de dommages dans les éléments non structuraux (EN 1998-1, 2004 ; RPA 2024).

La condition de non-effondrement utilisée dans ce projet est :

$$\Delta_k \leq 0,015h_k$$

où (h_k) est la hauteur de l'étage.

La limitation des dommages est vérifiée à partir du déplacement réduit :

$$\Delta_{A,k} = v_A \Delta_k$$

avec la condition :

$$\Delta_{A,k} \leq \bar{\Delta}$$

et :

$$\bar{\Delta} = 0,0075h_k$$

Ces vérifications permettent de contrôler à la fois la sécurité globale de l'ouvrage et le niveau de dommages admissible. Elles sont donc indispensables dans une étude parasismique complète.

I.16. Effet (P- Δ)

L'effet (P- Δ) est un effet du second ordre qui apparaît lorsque les charges verticales agissent sur une structure déjà déplacée horizontalement. Sous l'effet du séisme, le bâtiment se déforme latéralement. Les charges verticales appliquées sur cette configuration déformée créent des moments supplémentaires qui peuvent amplifier les déplacements et les sollicitations.

Le coefficient de stabilité est donné par :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

où (Pk) représente la charge verticale cumulée, (Δ k) le déplacement relatif de l'étage, (Vk) l'effort tranchant au niveau considéré et (hk) la hauteur de l'étage.

Lorsque :

$$\theta_k \leq 0,10$$

l'effet (P-) peut être considéré comme négligeable. Lorsque cette condition n'est pas satisfaite, les effets du second ordre doivent être pris en compte de manière plus détaillée, car ils peuvent réduire la stabilité globale de la structure.

I.17. Stabilité au renversement

Sous l'action des forces horizontales, le bâtiment est soumis à un moment de renversement. La stabilité globale est assurée lorsque le moment stabilisant dû aux charges verticales est supérieur au moment de renversement.

Le moment de renversement est calculé par :

$$M_r = \sum F_i h_i$$

Le moment stabilisant est donné par :

$$M_s = W \times d$$

La condition de stabilité peut être exprimée par :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,30$$

Cette vérification permet de s'assurer que la structure possède une marge suffisante contre le basculement global. Elle est particulièrement importante pour les bâtiments élancés ou situés en zone de forte sismicité.

I.18. Importance du rôle de l'ingénieur structure

En conception parasismique, le rôle de l'ingénieur structure dépasse l'application directe des formules réglementaires. Il doit d'abord comprendre comment les efforts circulent dans l'ouvrage, depuis les planchers jusqu'aux fondations. Il doit ensuite vérifier si la disposition architecturale proposée permet réellement un comportement structural satisfaisant.

Dans certains projets, les voiles sont placés principalement pour répondre à des contraintes architecturales ou fonctionnelles. Cependant, cette disposition n'est pas toujours optimale du point de vue sismique. Un bâtiment peut présenter des voiles, mais rester trop souple, trop irrégulier ou trop sensible à la torsion. L'ingénieur ne doit donc pas suivre le plan architectural à l'aveugle. Il doit respecter l'architecture autant que possible, mais il doit aussi proposer des ajustements lorsque la sécurité ou le comportement dynamique de la structure l'exige.

Cette démarche est au cœur du travail réalisé dans ce PFE : analyser une première disposition de contreventement, identifier ses limites, puis proposer une variante améliorée permettant d'obtenir une réponse sismique plus cohérente.

Le bon choix structural n'est donc pas toujours celui qui semble le plus simple sur le plan architectural. C'est celui qui assure un cheminement clair des efforts, une rigidité suffisante, une torsion maîtrisée, des déplacements admissibles et une stabilité globale satisfaisante.

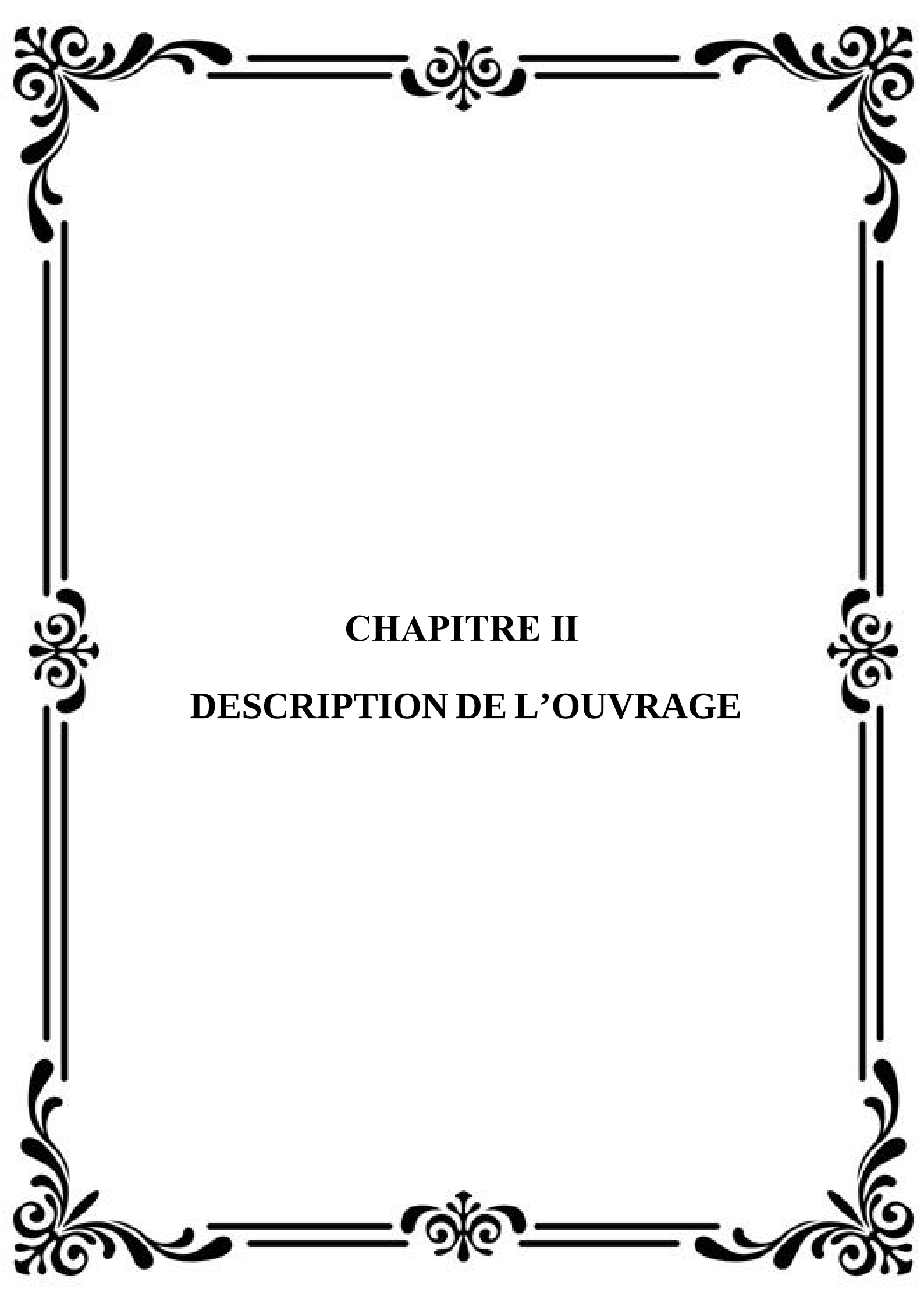
I.19. Conclusion

Cette recherche bibliographique a permis de présenter les notions essentielles liées au comportement sismique des structures en béton armé et au rôle du noyau central dans le contreventement.

Le noyau central et les voiles de contreventement peuvent améliorer fortement la stabilité latérale d'un bâtiment. Toutefois, leur efficacité dépend de leur position, de leur rigidité, de leur continuité et de leur interaction avec les diaphragmes horizontaux.

L'analyse sismique d'un ouvrage ne peut donc pas se limiter à la vérification d'un seul critère. Elle nécessite l'étude des périodes fondamentales, des efforts tranchants à la base, des déplacements inter-étages, de la limitation des dommages, de l'effet (P-), de la rigidité des diaphragmes, de la répartition des efforts entre voiles et portiques, ainsi que de la stabilité au renversement.

Cette base théorique permettra de mieux comprendre les résultats obtenus dans les chapitres suivants, notamment lors de l'étude des variantes de contreventement et du choix de la solution structurale retenue.



CHAPITRE II

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION

La description de l'ouvrage représente une étape importante dans l'étude d'une structure, car elle permet de bien comprendre le projet avant de commencer les calculs. Avant de passer au pré-dimensionnement des éléments, à la modélisation numérique ou à l'analyse sismique, il est nécessaire de définir clairement la géométrie du bâtiment, son usage, son système porteur ainsi que les hypothèses réglementaires adoptées.

Le présent projet concerne l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage hôtelier, composé d'un rez-de-chaussée, de six étages et d'un attique. L'ouvrage regroupe plusieurs fonctions : des locaux commerciaux au rez-de-chaussée, un espace de restauration ou cafétéria au premier étage, des chambres dans les niveaux supérieurs, ainsi que des escaliers, des paliers et une terrasse inaccessible.

Cette répartition des usages n'est pas neutre du point de vue structural. En effet, les charges appliquées aux locaux commerciaux ne sont pas les mêmes que celles appliquées aux chambres ou à la terrasse. Cette différence devra être prise en compte dans la descente des charges et dans le pré-dimensionnement des éléments porteurs.

La structure est réalisée en béton armé. Elle est composée principalement de poteaux, poutres, voiles, planchers, escaliers et paliers. Le système de contreventement retenu après optimisation est un système constitué principalement par des voiles en béton armé. Ce choix est justifié par la localisation du projet en zone de forte sismicité et par la nécessité de limiter les déplacements horizontaux.

Dans ce chapitre, nous présentons les principales caractéristiques de l'ouvrage : sa situation géographique, ses dimensions en plan et en élévation, l'organisation des niveaux, le système structural, le système de contreventement, l'implantation de la structure, les classifications réglementaires, ainsi que les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier.

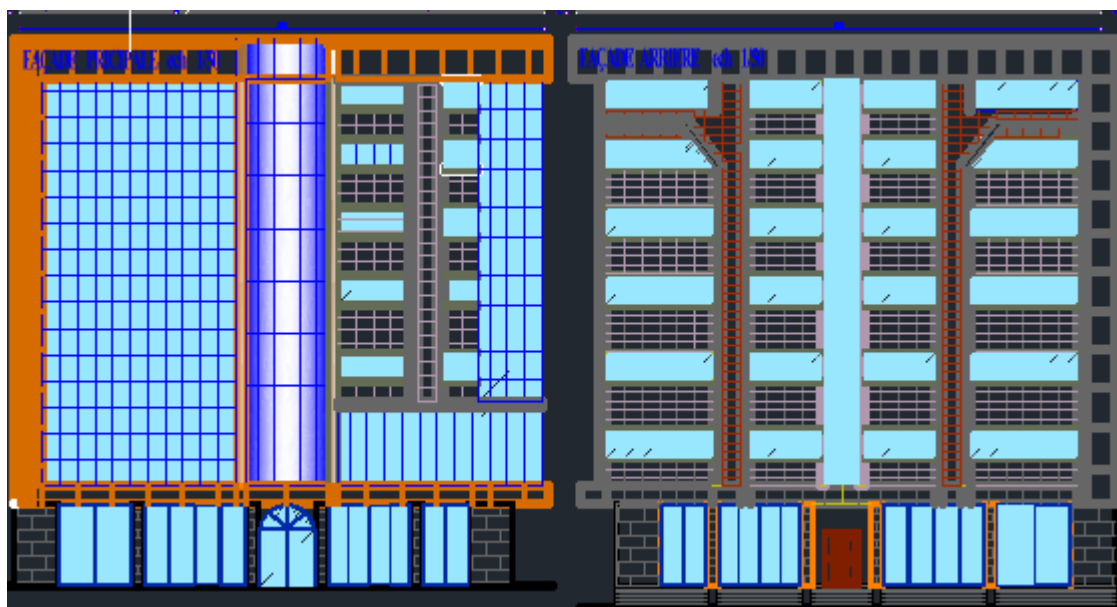


Figure II. 1: plan Façade

II.2. SITUATION GÉOGRAPHIQUE

Le projet étudié est implanté dans la wilaya d'Alger DAR EL BEIDA, à proximité de l'axe routier RN08, dans l'environnement de la cité AADL RN08. Le site bénéficie d'une accessibilité importante vers El Harrach, Dar El Beida, Larbaâ, ainsi que vers les grands axes routiers, notamment l'autoroute Est-Ouest.

Cette implantation donne à l'ouvrage une importance fonctionnelle particulière, car il se situe dans une zone urbaine desservie par des infrastructures routières importantes. La localisation du projet représente également un paramètre essentiel pour l'étude sismique, puisque l'ouvrage est situé dans une région de forte sismicité.

La surface totale de la parcelle est de :

Sterrain = 669 m²

L'emprise au sol du bâtiment est de :

Semprise = 472,05 m²

Les dimensions maximales indiquées sur le plan sont :

$L_{x,max} = 23,95 \text{ m}$

$L_{y,max} = 23,15 \text{ m}$

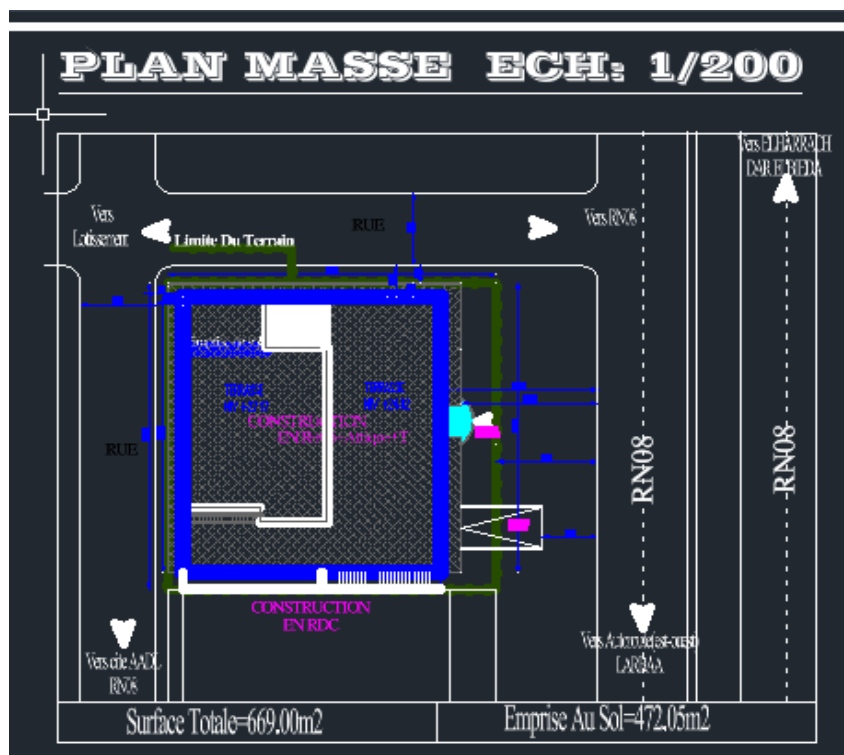


Figure II.2 : Plan de Masse

II.3. DESCRIPTION DU PROJET

L'ouvrage étudié est un bâtiment en béton armé de type :

RDC + 6 étages + attique

Il s'agit d'un bâtiment à usage hôtelier, comportant plusieurs fonctions réparties selon les niveaux.

Tableau II.1 : Répartition fonctionnelle de l'ouvrage

Partie de l'ouvrage	Usage
Rez-de-chaussée	Locaux commerciaux / accueil
1er étage	Restaurant / cafétéria
2ème au 6ème étage	Chambres / espaces d'hébergement
Circulation verticale	Escaliers et paliers
Niveau supérieur	Attique
Terrasse	Terrasse inaccessible
Partie de l'ouvrage	Usage
Rez-de-chaussée	Locaux commerciaux / accueil
1er étage	Restaurant / cafétéria

Cette répartition montre que l'ouvrage ne présente pas un usage uniforme sur toute sa hauteur. Le rez-de-chaussée et le premier étage reçoivent des fonctions plus chargées et plus fréquentées, tandis que les niveaux supérieurs sont principalement destinés à l'hébergement. La structure est réalisée en béton armé. Les poteaux et les poutres assurent principalement la transmission des charges verticales, tandis que les voiles participent fortement à la stabilité horizontale de l'ouvrage sous actions sismiques.

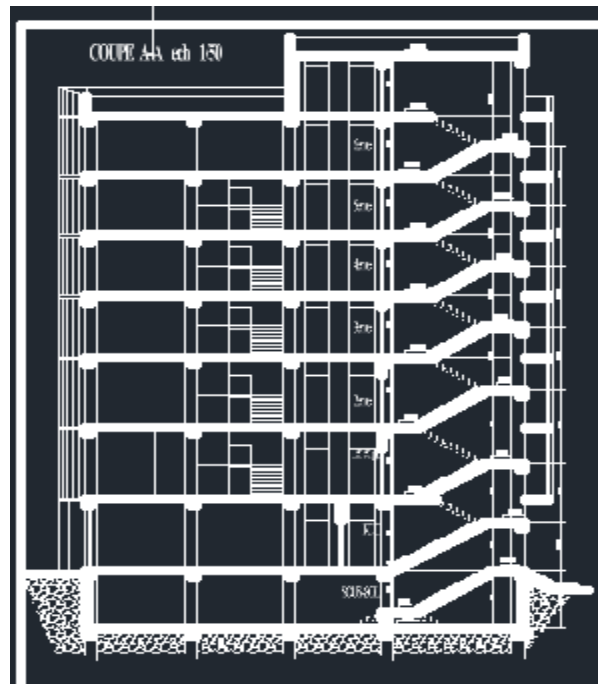


Figure II.3 : Coupe longitudinale

II.4. DIMENSIONS EN PLAN

Les dimensions en plan de l'ouvrage sont déterminées à partir des plans architecturaux et structuraux.

Le bâtiment présente une emprise au sol de :

$$S_{\text{emprise}} = 472,05 \text{ m}^2$$

La surface totale du terrain est :

$$S_{\text{terrain}} = 669 \text{ m}^2$$

Les dimensions maximales de l'enveloppe architecturale sont :

$$23,95 \text{ m} \times 23,15 \text{ m}$$

Cependant, les dimensions de la trame structurale, mesurées entre les axes des poteaux extrêmes, sont :

$$L_{x,\text{poteaux}} = 22,15 \text{ m}$$

$$L_{y,\text{poteaux}} = 20,15 \text{ m}$$

Cette distinction est importante. Les dimensions architecturales décrivent l'enveloppe générale du projet, tandis que les dimensions entre poteaux extrêmes représentent la trame porteuse réelle. L'étude structurale doit donc se baser non seulement sur les limites extérieures du bâtiment, mais aussi sur la position exacte des éléments porteurs.

Les portées maximales entre appuis sont :

$$L_x = 5,35 \text{ m}$$

$$L_y = 6,05 \text{ m}$$

La portée la plus défavorable est donc :

$$L_{\max} = 6,05 \text{ m}$$

Cette portée sera utilisée dans le chapitre suivant pour le pré-dimensionnement des éléments horizontaux. On remarque déjà que la portée suivant Y est supérieure à celle suivant X, ce qui laisse prévoir des sollicitations plus importantes dans cette direction.

Tableau II.2 : Caractéristiques géométriques en plan

Désignation	Valeur
Surface totale du terrain	669 m ²
Emprise au sol du bâtiment	472,05 m ²
Dimension maximale suivant X	23,95 m
Dimension maximale suivant Y	23,15 m
Distance entre poteaux extrêmes suivant X	22,15 m
Distance entre poteaux extrêmes suivant Y	20,15 m
Portée maximale suivant X	5,35 m
Portée maximale suivant Y	6,05 m
Portée la plus défavorable	6,05 m

II.4.1. PLANS DES NIVEAUX CARACTÉRISTIQUE

La configuration architecturale de l'ouvrage varie selon les niveaux, en raison de la différence d'usage entre le rez-de-chaussée, le premier étage, les étages d'hébergement, le sixième étage et l'attique. Il est donc nécessaire de présenter les plans des niveaux caractéristiques afin de mieux comprendre l'organisation spatiale du bâtiment et son influence sur la structure porteuse. Le rez-de-chaussée est principalement destiné aux locaux commerciaux et aux espaces d'accueil. Le premier étage correspond aux espaces de restauration ou de cafétéria. Les étages courants sont destinés aux chambres et aux espaces d'hébergement. Le sixième étage et l'attique présentent une configuration particulière qui doit être prise en compte dans la modélisation de la structure.

Cette distinction entre les niveaux est importante, car elle influence la répartition des charges, la position des éléments porteurs et la distribution des masses dans le modèle numérique.

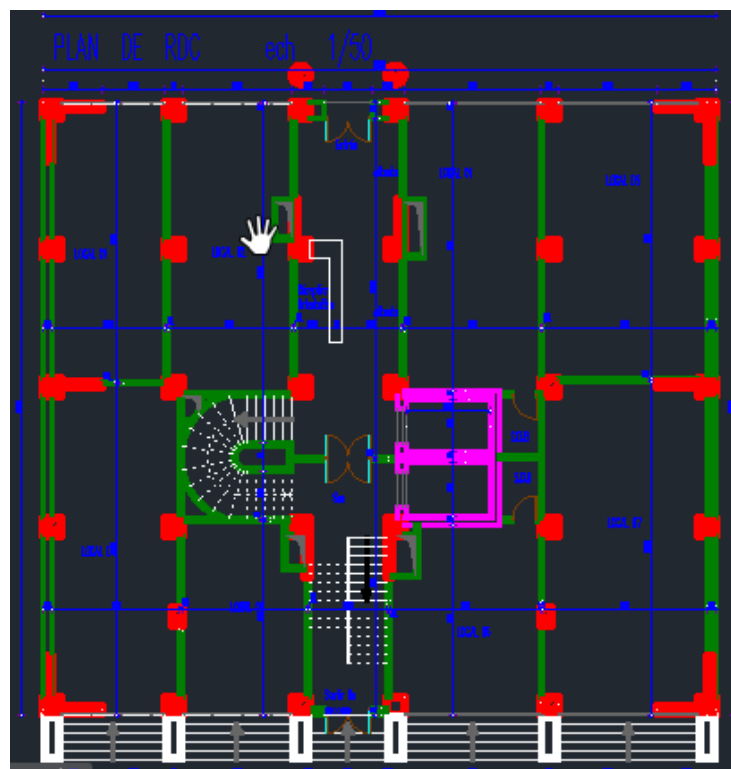


Figure II.4 : Vue en plan du rez-de-chaussée

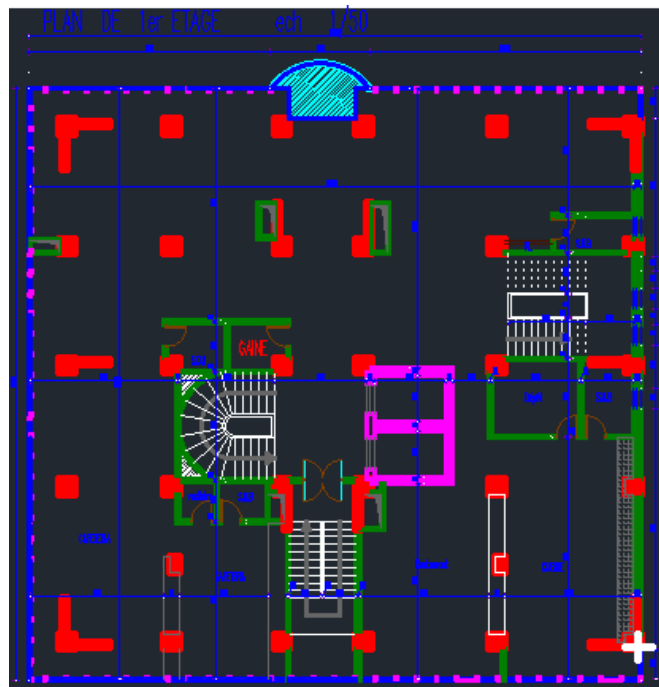


Figure II.5 : Vue en plan du premier étage

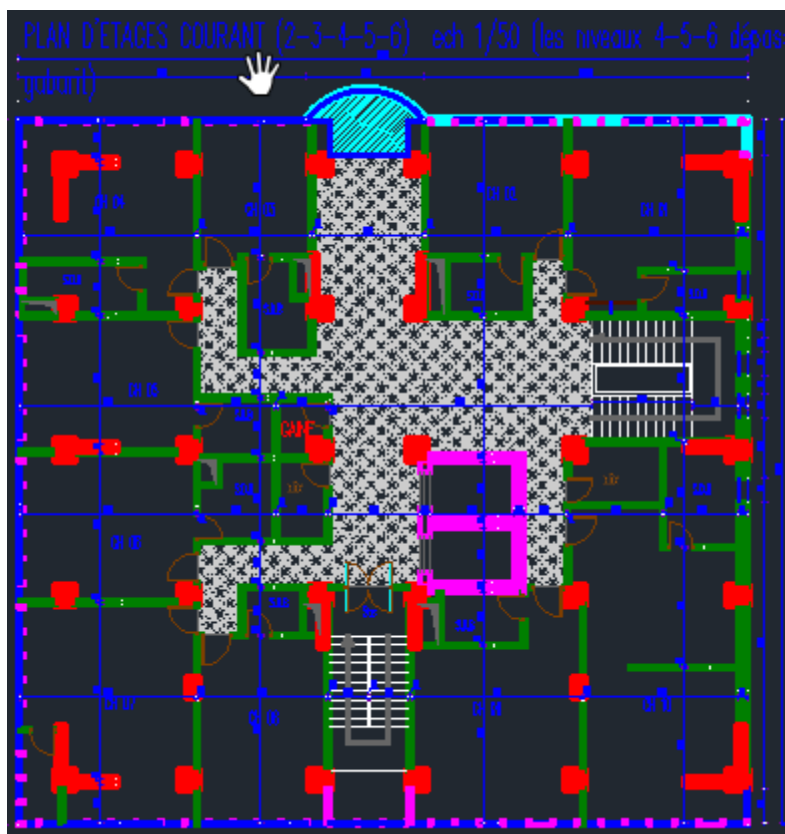


Figure II.6 : Vue en plan de l'étage courant

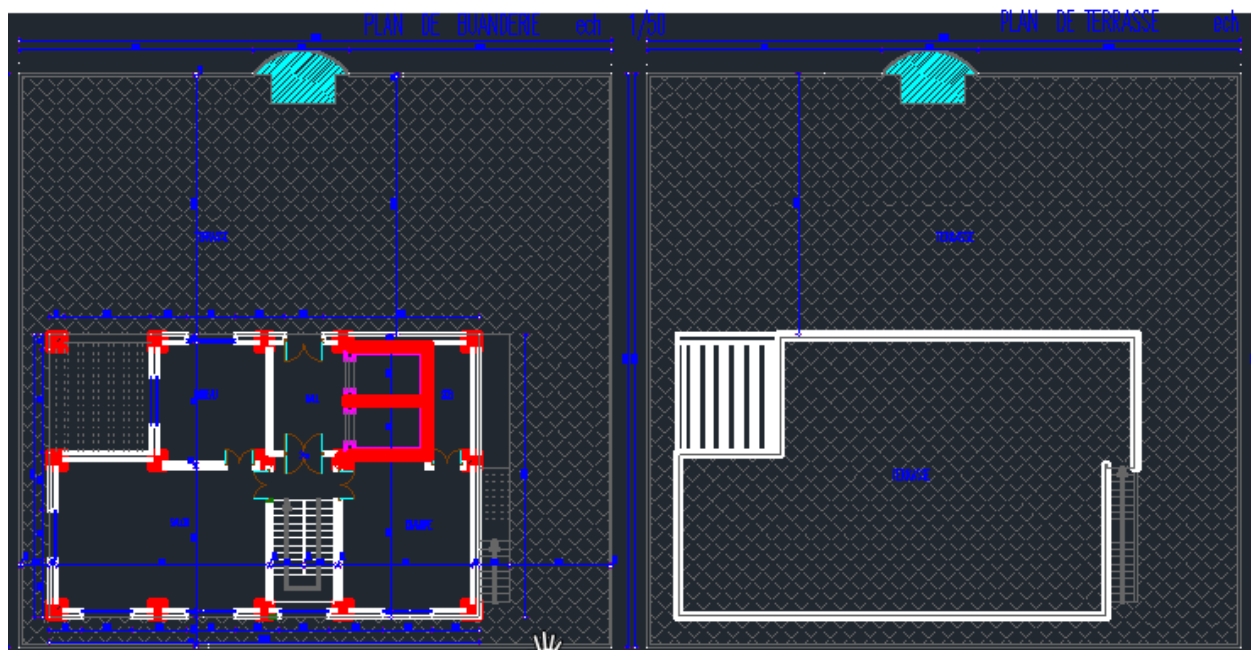


Figure II.7 : Vue en plan de l'attique

La présentation des différents plans permet de mieux comprendre l'organisation réelle du bâtiment. On remarque que tous les niveaux ne jouent pas le même rôle : le rez-de-chaussée et le premier étage reçoivent des fonctions plus chargées, tandis que les niveaux supérieurs sont principalement destinés à l'hébergement. Cette différence d'usage aura une influence directe sur la répartition des charges dans le modèle numérique. Elle montre aussi que la structure ne doit pas être considérée comme un simple empilement de niveaux identiques.

II.5. DIMENSIONS EN ÉLÉVATION

L'ouvrage est composé d'un rez-de-chaussée, de six étages et d'un attique. Les hauteurs des différents niveaux sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau II.3 : Hauteurs des niveaux

Niveau	Hauteur
RDC	3,80 m
1er étage	3,80 m
2ème étage	3,67 m
3ème étage	3,25 m
4ème étage	3,20 m
5ème étage	3,15 m
6ème étage	3,15 m
Attique	3,15 m

La hauteur totale de la superstructure est :

$$H = 3,80 + 3,80 + 3,67 + 3,25 + 3,20 + 3,15 + 3,15 + 3,15 \text{ (m)}$$

La hauteur totale du bâtiment, hors éléments techniques éventuels, est donc :

$$H_{\text{totale}} = 27,17 \text{ m}$$

On remarque que le rez-de-chaussée et le premier étage présentent une hauteur de 3,80 m, supérieure à celle des étages courants. Cette particularité peut influencer localement la rigidité latérale de la structure. Elle devra donc être prise en compte lors de la modélisation numérique et de la vérification des déplacements inter-étages.

II.6. SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT

La structure porteuse de l'ouvrage est constituée principalement des éléments suivants :

- poteaux en béton armé ;
- poutres principales et secondaires ;
- voiles de contreventement ;
- planchers en béton armé ;
- escaliers et paliers en béton armé.

Les charges verticales sont transmises des planchers vers les poutres, puis vers les poteaux et les voiles, avant d'être acheminées vers les fondations. Les actions horizontales, principalement dues au séisme, sont reprises en grande partie par les voiles de contreventement.

Le système structural adopté assure donc deux fonctions principales. La première est la transmission des charges gravitaires. La seconde est la stabilité horizontale de l'ouvrage sous actions sismiques.

Dans ce projet, les portiques participent à la résistance globale de la structure, mais le rôle principal dans le contreventement est assuré par les voiles en béton armé. Cette distinction est importante, car elle intervient directement dans le choix du coefficient de comportement utilisé dans l'étude sismique.

II.7. SYSTEME DE CONTREVETEMENT

Le système de contreventement retenu après optimisation est un système constitué principalement par des voiles en béton armé. Les voiles ont pour rôle de reprendre la majeure partie des efforts horizontaux dus au séisme, de limiter les déplacements latéraux, de réduire les déplacements inter-étages et d'améliorer la stabilité globale de la structure.

Au début de l'étude, une première variante a été modélisée avec des voiles de longueur :

$$L_w = 1,40 \text{ m}$$

Cette configuration conduisait à retenir un coefficient de comportement :

$$R = 3,50$$

Après analyse, cette première variante n'a pas été retenue comme solution finale, car elle ne permettait pas d'exploiter pleinement le rôle des voiles dans la reprise des efforts horizontaux. Cette étape m'a permis de comprendre que le coefficient de comportement ne doit pas être choisi directement, mais qu'il doit être cohérent avec le comportement réel du système de contreventement.

Pour cette raison, une deuxième variante a été étudiée. Les voiles ont été augmentés et mieux répartis dans les deux directions principales. La configuration finale comprend :

8 voiles de 2,00 m répartis comme suit : 4 voiles verticaux + 4 voiles horizontaux

6 voiles de 3,00 m répartis comme suit : 4 voiles verticaux + 2 voiles horizontaux

Cette modification a permis d'améliorer la rigidité latérale de l'ouvrage et de renforcer la contribution des voiles dans les deux directions. Le système final est donc retenu comme Type 5 : système de contreventement constitué par des voiles

Les coefficients de comportement adoptés sont : $R_x=4,50$

$R_y=4,50$

Le passage de $R=3,50$ à $R=4,50$ ne correspond donc pas à une simple modification numérique dans le logiciel. Il résulte d'une modification réelle du système structural. Cette comparaison constitue un point important de ce travail, car elle montre l'influence directe de la longueur et de la répartition des voiles sur le comportement sismique global de l'ouvrage.

Tableau II.4 : Comparaison entre les deux variantes de contreventement

Critère	Variante initiale	Variante optimisée
Longueur principale des voiles	1,40 m	2,00 m et 3,00 m
Nombre de voiles de 2,00 m	—	8 voiles
Répartition des voiles de 2,00 m	—	4 verticaux + 4 horizontaux
Nombre de voiles de 3,00 m	—	6 voiles
Répartition des voiles de 3,00 m	—	4 verticaux + 2 horizontaux
Système retenu	Configuration initiale	Système constitué principalement par des voiles
Coefficient de comportement	$R = 3,50$	$R_x = R_y = 4,50$
Objectif structural	Rigidité latérale à améliorer	Rigidité latérale améliorée
Vérification attendue	Contribution des voiles insuffisante	Contribution des voiles à confirmer par l'analyse sismique

Cette comparaison montre que le coefficient de comportement dépend directement de la configuration réelle du système de contreventement. Le choix de $R=4,50$ devra donc être confirmé dans l'étude sismique par la vérification de la part de l'effort tranchant reprise par les voiles, ainsi que par l'analyse de l'éventuel effet noyau.

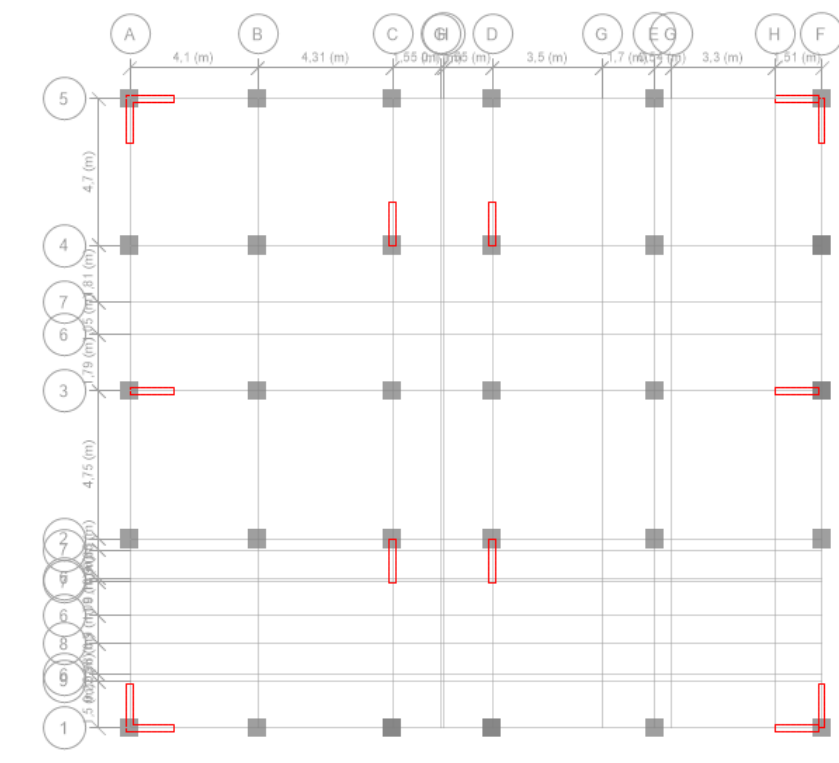


Figure II.8 : Disposition initiale des voiles — variante R=3,50

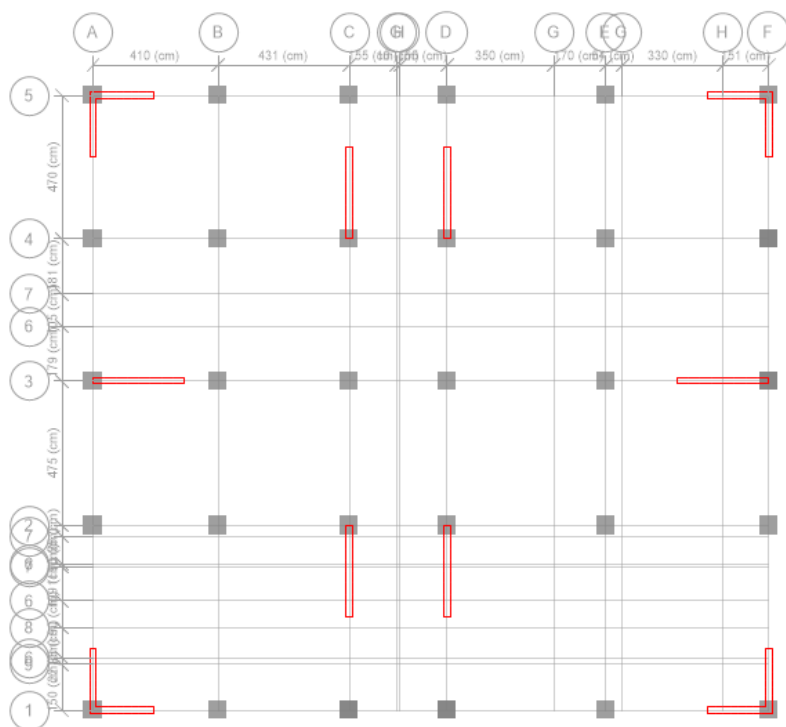


Figure II.9 : Disposition optimisée des voiles — variante R=4,50

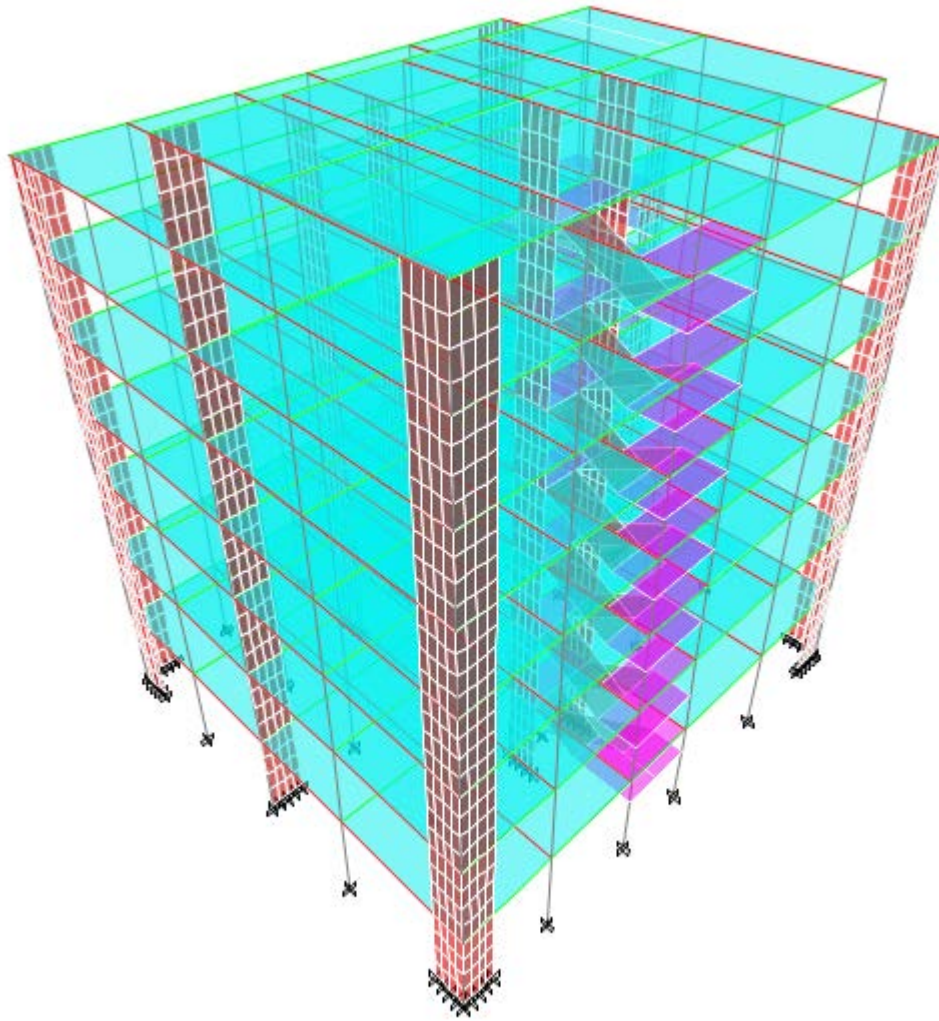


Figure II.10 : Vue en 3D

II.8. IMPLANTATION DE LA STRUCTURE

L'implantation de la structure est définie à partir des plans architecturaux et structuraux du projet. La trame porteuse est organisée suivant deux directions principales, X et Y, correspondant aux directions principales de l'analyse structurale.

Les dimensions entre les poteaux extrêmes sont :

$$L_{x,\text{poteaux}} = 20,14 \text{ m}$$

$$L_{y,\text{poteaux}} = 22,15 \text{ m}$$

La structure présente des portées maximales de 5,35 m suivant X et 6,05 m suivant Y. La disposition des poteaux, poutres et voiles devra permettre une transmission régulière des charges verticales et une reprise efficace des efforts horizontaux.

Une attention particulière est portée à la disposition des voiles. Leur répartition doit être aussi équilibrée que possible afin de limiter l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité, ce qui permet de réduire les effets de torsion lors d'une excitation sismique.

II.9. CLASSIFICATION DU SITE

Le rapport géotechnique détaillé du projet n'étant pas disponible à ce stade de l'étude, les caractéristiques exactes du sol d'assise ne peuvent pas être déterminées de manière définitive. Ainsi, la nature précise du sol, la contrainte admissible, la profondeur d'ancrage, le niveau éventuel de la nappe phréatique ainsi que le type de fondation devront être confirmés par une étude géotechnique complète.

Toutefois, afin de poursuivre l'étude de la superstructure et de réaliser l'analyse sismique, une hypothèse de calcul est retenue pour la catégorie du site. Dans le cadre de cette étude, le site est supposé appartenir à la catégorie : S3

Cette hypothèse correspond à un site meuble. Elle permet de prendre en compte un comportement relativement défavorable du sol vis-à-vis de l'amplification de l'action sismique. Ce choix reste donc sécuritaire pour l'analyse de la superstructure, mais devra être confirmé avant le dimensionnement définitif de l'infrastructure.

II.10. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON LA ZONE SISMIQUE

Le projet est situé dans la wilaya d'Alger. Selon les paramètres retenus pour cette étude, l'ouvrage est implanté en zone de forte sismicité, classée : Zone VI

Cette classification impose une prise en compte rigoureuse de l'action sismique dans la conception de la structure.

Elle justifie également le choix d'un système de contreventement suffisamment rigide, capable de limiter les déplacements horizontaux et les déplacements inter-étages.

Les paramètres sismiques retenus pour l'étude sont les suivants :

Tableau II.6 : Paramètres sismiques retenus

Paramètre	Valeur
Zone sismique	VI
Groupe d'usage	1B
Catégorie du site	S3
Coefficient d'accélération de zone (A)	0,30
Coefficient de site (S)	1,30
Coefficient de correction d'amortissement visqueux (η)	0,882
Facteur de qualité (QF)	1,05
Coefficient de correction (λ_x)	0,85
Coefficient de correction (λ_y)	0,85
Catégorie de pondération	b

Ces paramètres seront utilisés dans le chapitre consacré à l'étude sismique pour la définition du spectre de réponse réglementaire, le calcul de l'effort tranchant à la base et les vérifications de stabilité globale.

II.11. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE ET SON IMPORTANCE

L'ouvrage étudié est un bâtiment à usage hôtelier. Il comporte des espaces d'hébergement, des locaux commerciaux, un restaurant ou une cafétéria, ainsi que des zones de circulation verticale. Il s'agit donc d'un établissement recevant du public, avec une occupation variable selon les niveaux et les fonctions.

Compte tenu de sa destination et de son importance fonctionnelle, l'ouvrage est classé dans le groupe d'usage : 1B

Cette classification traduit l'importance de l'ouvrage et permet de tenir compte de la présence du public dans l'évaluation de l'action sismique.

Tableau II.7 : Classification de l'ouvrage

Paramètre	Valeur retenue
Type d'ouvrage	Hôtel
Usage	Hébergement, commerce, restauration
Classification	Établissement recevant du public
Groupe d'usage	1B
Zone sismique	VI
Catégorie du site	S3

Le classement en groupe d'usage 1B conduit à une approche plus sécuritaire dans la vérification de la structure sous sollicitations sismiques

II.12. LES CARACTÉRISTIQUES DES MATERIAUX BTON ET ACIER

Les matériaux utilisés dans la structure sont principalement le béton et l'acier pour armatures. Les caractéristiques mécaniques adoptées sont définies conformément aux règles de calcul du béton armé et aux prescriptions réglementaires utilisées dans l'étude.

Le béton reprend principalement les efforts de compression, tandis que l'acier reprend les efforts de traction et participe à la ductilité des éléments structuraux. Cette complémentarité est essentielle dans le comportement des structures en béton armé, particulièrement en zone sismique.

I.12.1. BETON

Le béton utilisé pour la structure présente une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

à :

$$\gamma_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3$$

II.12.1.1. RESISTANCES CARACTERIQTIQUE DU BETON

La résistance caractéristique à la traction du béton est donnée par :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25$$

$$\mathbf{f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}}$$

Le module de déformation longitudinale instantané du béton est :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{c28}^{(1/3)}$$

$$E_{ij} = 11000 \times 25^{(1/3)}$$

$$E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différé est :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{c28}^{(1/3)}$$

$$E_{vj} = 3700 \times 25^{(1/3)}$$

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

Tableau II.8 : Résistances caractéristiques du béton

Caractéristique	Symbole	Valeur
Résistance à la compression à 28 jours	f_{c28}	25 MPa
Résistance à la traction à 28 jours	f_{t28}	2,10 MPa
Module de déformation instantané	E_{ij}	32164MPa
Module de déformation différé	E_{vj}	10819MPa
Masse volumique du béton armé	γ_{BA}	25 kN/m ³

II.12.1.2. Contraintes limites du béton

À l'état limite ultime, la contrainte limite du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Pour les charges de durée supérieure à 24 h, on prend : $\theta=1$

En situation durable ou transitoire :

$$\gamma_b = 1,50$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

En situation accidentelle ou sismique :

$$\gamma_b = 1,20$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,20}$$

$$f_{bu} = 17,71 \text{ MPa}$$

À l'état limite de service, la contrainte admissible du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau II.9 : Contraintes limites du béton

État limite / Situation	Expression	Valeur
ELU — situation durable	$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{1,50}$	14,17 MPa
ELU — situation accidentelle/sismique	$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{1,20}$	17,71 MPa
ELS	$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$	15 MPa

II.12.2. ACIER

Les armatures utilisées sont des aciers à haute adhérence de limite élastique :

$f_e=500$ MPa

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s=200000$ MPa

II.12.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

La résistance caractéristique adoptée pour l'acier est :

$f_e=500$ MPa

Cette valeur correspond à un acier de type haute adhérence, généralement utilisé pour les armatures longitudinales et transversales des éléments en béton armé.

Tableau II.10 : Résistances caractéristiques de l'acier

Caractéristique	Symbole	Valeur
Type d'acier	HA / B500	—
Limite élastique	f_e	500 MPa
Module d'élasticité	E_s	200000 MPa

II.12.2.2. Contraintes limites de l'acier

La contrainte de calcul de l'acier est donnée par :

$$f_{yd} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

En situation durable ou transitoire :

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

En situation accidentelle ou sismique :

$$\gamma_s = 1,00$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,00}$$

$$f_{yd} = 500 \text{ MPa}$$

À l'état limite de service, la contrainte admissible dans l'acier dépend de la condition de fissuration retenue. Pour un acier haute adhérence, avec $\eta=1,6$, on distingue les cas suivants.

Pour une fissuration peu préjudiciable, aucune limitation particulière n'est généralement imposée à la contrainte de l'acier en service.

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 500; 110 \sqrt{1,6 \times 2,10} \right)$$

$$\sigma_s \leq \min(333, 33; 201, 65)$$

$$\sigma_s \leq 201,65 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_s \leq \min(250; 164,99)$$

$$\sigma_s \leq 164,99 \text{ MPa}$$

Tableau II.11 : Contraintes limites de l'acier

État limite / Situation	Expression	Valeur
ELU — situation durable	$f_{yd} = \frac{f_e}{1,15}$	434,78 MPa
ELU — situation accidentelle/sismique	$f_{yd} = \frac{f_e}{1,00}$	500 MPa
ELS — fissuration peu préjudiciable	Pas de limitation particulière	—
ELS — fissuration préjudiciable	$\min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$	201,65 MPa
ELS — fissuration très préjudiciable	$\min(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}})$	164,99 MPa

Ces valeurs seront utilisées dans les chapitres suivants pour les vérifications des éléments structuraux en béton armé, notamment les poutres, poteaux, voiles, dalles et fondations.

II.13. Règlements utilisés

L'étude de l'ouvrage est menée conformément aux règlements et documents techniques suivants

Tableau II.12 : Règlements utilisé

Règlement	Objet
RPA 2024	Règles parasismiques algériennes
CBA 93	Conception et calcul des structures en béton armé
BAEL 91 révisé 99	Calcul du béton armé aux états limites
DTR B.C. 2.2	Charges permanentes et charges d'exploitation
Plans architecturaux	Géométrie et distribution des espaces

Le rapport géotechnique n'étant pas disponible, les données liées au sol sont considérées comme des hypothèses de calcul. Elles devront être confirmées avant le dimensionnement définitif des fondations.

II.14. Analyse critique des données de l'ouvrage

À partir des caractéristiques de l'ouvrage, plusieurs remarques peuvent être faites.

Premièrement,

- Il est important de distinguer les dimensions architecturales des dimensions structurales. Les dimensions maximales du bâtiment sont de 23,95 m suivant X et 23,15 m suivant Y, alors que la distance entre les poteaux extrêmes est de 20,14 m suivant X et 22,15 m suivant Y.

Cette différence montre que l'étude structurale ne doit pas se limiter à l'enveloppe extérieure du bâtiment, mais doit tenir compte de la position réelle des éléments porteurs.

Deuxièmement,

- la portée maximale suivant Y est égale à 6,05 m, alors que la portée maximale suivant X est de 5,35 m. On remarque donc que la direction Y est la plus défavorable.

Cette observation sera importante dans le chapitre suivant, car elle influencera le choix des dimensions des poutres et la vérification des planchers.

Troisièmement :

- les deux premiers niveaux présentent une hauteur de 3,80 m, supérieure à celle des étages courants. Cette différence peut influencer la rigidité latérale locale de la structure. Il faudra donc vérifier avec attention les déplacements inter-étages, surtout au niveau du rez-de-chaussée et du premier étage.

Quatrièmement,

- le système de contreventement constitue l'un des points essentiels de ce projet. La première configuration, basée sur des voiles de 1,40 m, conduisait à un coefficient de comportement $R=3,50$. Après optimisation, la structure comporte des voiles de 2,00 m et de 3,00 m, mieux répartis dans les deux directions. Cette évolution permet de retenir un système constitué principalement par des voiles, avec :
 $R_x = R_y = 4,50$

Cette étape montre que le coefficient de comportement n'est pas une valeur choisie au hasard. Il dépend directement de la configuration réelle du système de contreventement et de la capacité des voiles à reprendre les efforts horizontaux.

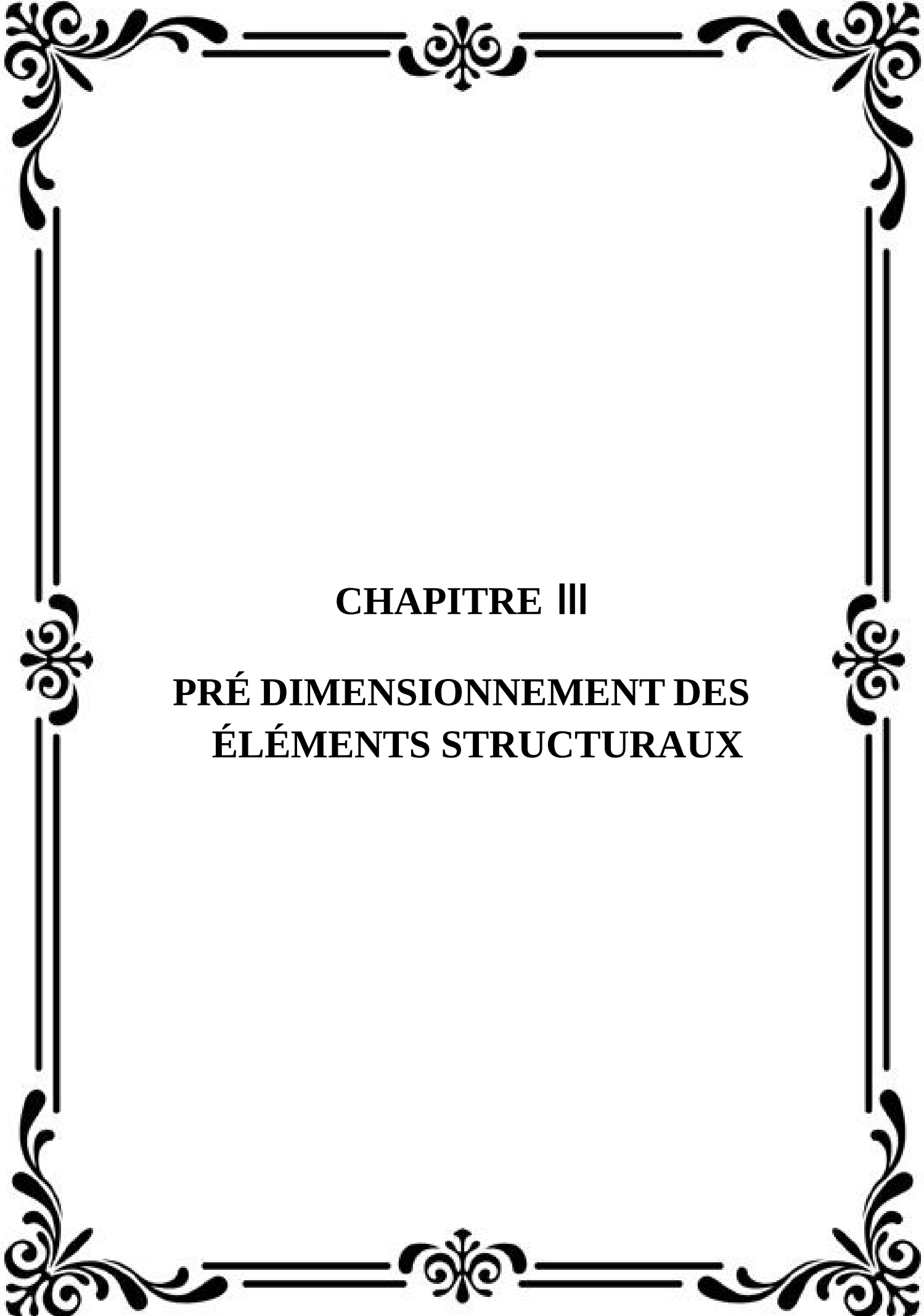
Cinquièmement

- l'absence du rapport géotechnique représente une limite de l'étude. Pour pouvoir poursuivre l'analyse de la superstructure, la catégorie de site S3 est retenue comme hypothèse de calcul. Ce choix permet de considérer un sol relativement défavorable vis-à-vis de l'action sismique, mais il devra être confirmé par une étude géotechnique avant le dimensionnement définitif des fondations.

Enfin,

- l'usage hôtelier du bâtiment entraîne une variation des charges d'un niveau à l'autre. Le rez-de-chaussée et le premier étage sont plus sollicités à cause des locaux commerciaux et de l'espace de restauration, tandis que les étages supérieurs sont destinés aux chambres. Cette répartition devra être introduite correctement dans le modèle numérique.

Ces remarques montrent que les données de l'ouvrage ne sont pas seulement présentées de manière descriptive. Elles sont analysées en fonction de leur influence sur la suite de l'étude structurale.



CHAPITRE III

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

III.1. Introduction

Le pré-dimensionnement constitue une étape essentielle dans l'étude d'une structure en béton armé. Il permet de proposer des dimensions initiales pour les différents éléments porteurs avant de passer à la modélisation numérique et au dimensionnement définitif.

Dans ce chapitre, nous procédons au pré-dimensionnement des principaux éléments structuraux de l'ouvrage, à savoir les planchers, les escaliers, les poutres, les poteaux et les voiles. Les dimensions obtenues à ce stade ne sont pas encore définitives, mais elles doivent être suffisamment cohérentes pour permettre une modélisation fiable de la structure.

L'ouvrage étudié est un bâtiment en béton armé à usage hôtelier, composé d'un rez-de-chaussée, de six étages et d'un attique. Il comporte plusieurs fonctions : locaux commerciaux, restaurant ou cafétéria, chambres, escaliers, paliers et terrasse inaccessible. Cette variation d'usage entraîne une variation des charges d'exploitation d'un niveau à l'autre.

Le niveau attique présente également une particularité importante, car les charges ne sont pas uniformes sur toute sa surface. Il comporte plusieurs zones de charges, dont une terrasse située au niveau de la surface d'influence du poteau critique. Cette particularité sera prise en compte dans la descente de charges afin de mieux représenter le comportement réel de la structure.

Le modèle numérique de la superstructure est établi avec une base au niveau du rez-de-chaussée. Le sous-sol existant n'est pas modélisé dans ETABS. Par conséquent, le pré-dimensionnement présenté dans ce chapitre concerne la superstructure modélisée à partir du niveau RDC.

L'objectif de ce chapitre n'est donc pas seulement de choisir des dimensions, mais de vérifier si ces choix sont logiques par rapport aux portées, aux charges, aux hauteurs d'étage et au comportement attendu de la structure.

III.2. Données de base de l'ouvrage

Les données utilisées dans ce chapitre proviennent des plans de coffrage, des plans architecturaux et des hypothèses définies dans le chapitre précédent.

Les portées maximales relevées sont :

$$L_x = 5,35 \text{ m}$$

$$L_y = 6,05 \text{ m}$$

La portée la plus défavorable est donc :

$$L_{\max} = 6,05 \text{ m}$$

Les travées relevées sur le plan de coffrage sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau III.1 : Travées suivant les deux directions

Direction	Travées
Sens X	4,10 m ; 4,30 m ; 3,20 m ; 5,20 m ; 5,35 m
Sens Y	6,05 m ; 4,75 m ; 4,65 m ; 4,70 m

La somme des travées suivant X est :

$$4,10 + 4,30 + 3,20 + 5,20 + 5,35 = 22,15 \text{ m}$$

La somme des travées suivant Y est :

$$6,05 + 4,75 + 4,65 + 4,70 = 20,15 \text{ m}$$

Les hauteurs des niveaux sont rappelées dans le tableau suivant.

Tableau III.2 : Hauteurs des niveaux

Niveau	Hauteur
RDC	3,80 m
1er étage	3,80 m
2ème étage	3,67 m
3ème étage	3,25 m
4ème étage	3,20 m
5ème étage	3,15 m
6ème étage	3,15 m
Attique	3,15 m

La hauteur maximale d'étage est :

$$h_e = 3,80 \text{ m}$$

La hauteur totale de la superstructure est :

$$H = 27,17 \text{ m}$$

Les caractéristiques mécaniques des matériaux sont les suivantes.

Tableau III.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Matériau	Caractéristique	Valeur
Béton	Résistance caractéristique à la compression	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
Béton armé	Masse volumique	$\gamma^{BA} = 25 \text{ kN/m}^3$
Acier	Limite élastique	$f_e = 500 \text{ MPa}$
Acier	Module d'élasticité	$E_s = 200000 \text{ MPa}$

III.3. Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux qui transmettent les charges aux poutres, puis aux poteaux et aux voiles. Ils jouent également un rôle important dans le comportement global de la structure, car ils assurent la fonction de diaphragme horizontal sous actions sismiques.

Dans ce projet, les planchers sont réalisés en béton armé. Une épaisseur de dalle est adoptée au stade du prédimensionnement :

$$e = 20 \text{ cm}$$

Ce choix doit permettre d'assurer une rigidité suffisante, de limiter les déformations et de garantir une bonne transmission des charges vers les éléments porteurs.

III.3.1. Nature de travail de la dalle

Pour déterminer si la dalle travaille dans un seul sens ou dans les deux sens, on calcule le rapport entre la petite portée et la grande portée :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

$$L_x = 5,35 \text{ m}$$

$$L_y = 6,05 \text{ m}$$

Donc :

$$\alpha = \frac{5,35}{6,05}$$

$$\alpha = 0,88$$

Comme :

$$\alpha > 0,4$$

la dalle travaille dans les deux sens.

Cette remarque est importante, car elle montre que les charges ne sont pas transmises dans une seule direction. Le panneau de dalle participe donc à la transmission des efforts suivant les deux directions principales de la structure.

III.3.2. Choix de l'épaisseur de la dalle

Pour une dalle pleine travaillant dans les deux sens, l'épaisseur peut être estimée à partir de la petite portée du panneau :

$$e \geq \frac{L_x}{30}$$

Avec :

$$L_x = 5,35 \text{ m}$$

On obtient :

$$e \geq \frac{5,35}{30}$$

$$e \geq 0,178 \text{ m}$$

$$e \geq 17,8 \text{ cm}$$

On adopte :

$$e = 20 \text{ cm}$$

L'épaisseur adoptée vérifie donc la condition de prédimensionnement.

Le poids propre de la dalle est :

$$Gd_{\text{alle}} = \gamma^{\text{BA}} \times e$$

$$Gd_{\text{alle}} = 25 \times 0,20$$

$$Gd_{\text{alle}} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

Cette valeur sera utilisée dans l'évaluation des charges permanentes.

III.3.3. Vérification acoustique

L'épaisseur minimale généralement admise pour assurer un confort acoustique satisfaisant est :

$$e \geq 13 \text{ cm}$$

Or :

$$e = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$20 \text{ cm} > 13 \text{ cm}$$

La condition acoustique est vérifiée.

III.3.4. Vérification de la sécurité incendie

L'épaisseur adoptée doit également permettre d'assurer une résistance suffisante au feu.

Tableau III.4 : Épaisseurs minimales indicatives pour la résistance au feu

Résistance au feu	Épaisseur minimale
1 heure	7 cm
2 heures	11 cm
3 heures	15 cm
4 heures	17 cm

Pour une résistance au feu de trois heures, on doit avoir :

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

Or :

$$e = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$$

La condition de sécurité incendie est vérifiée.

III.3.5. Vérification de la flèche dalle

Condition de flèche

La flèche admissible des éléments fléchis est limitée comme suit :

$$f_{\text{adm}} = \begin{cases} \frac{L_{\text{max}}}{500} & \text{si } L_{\text{max}} \leq 5 \text{ m} \\ \frac{L_{\text{max}}}{1000} + 0,5 \text{ cm} & \text{si } L_{\text{max}} > 5 \text{ m} \end{cases}$$

La condition à vérifier est :

$$f_{\text{cal}} \leq f_{\text{adm}}$$

Avec :

$$f_{\text{cal}} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Pour une bande de dalle de largeur :

$$b = 1,00 \text{ m}$$

L'inertie est donnée par :

$$I = \frac{be^3}{12}$$

Le plancher courant présente les charges suivantes :

$$G = 7,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

La charge de service appliquée à une bande de dalle de largeur 1,00 m est : [1], [4]

$$q_s = (G + Q) \times 1,00$$

$$q_s = (7,00 + 1,50) \times 1,00 = 8,50 \text{ kN/ml}$$

la portée maximale considérée pour la vérification de la flèche est :

$$L_{\max} = 6,05 \text{ m}$$

Comme :

$$L_{\max} = 6,05 \text{ m} > 5 \text{ m}$$

On utilise donc :

$$f_{\text{adm}} = \frac{L_{\max}}{1000} + 0,005$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{6,05}{1000} + 0,005 = 0,01105 \text{ m}$$

$$f_{\text{adm}} = 11,05 \text{ mm}$$

Le module de déformation instantané du béton est pris égal à :

$$E = 32164,19512 \text{ MPa}$$

D'après les équations précédentes, on a :

$$\frac{5q_s L_{\max}^4}{384EI} \leq \frac{L_{\max}}{1000} + 0,005$$

Avec :

$$I = \frac{be^3}{12}$$

Donc :

$$\frac{5q_s L_{\max}^4}{384E \left(\frac{be^3}{12} \right)} \leq \frac{L_{\max}}{1000} + 0,005$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{5q_s L_{\max}^4}{32E \left(\frac{L_{\max}}{1000} + 0,005 \right)}}$$

Application numérique :

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{5 \times 8,50 \times 10^{-3} \times 6,05^4}{32 \times 32164,19512 \times \left(\frac{6,05}{1000} + 0,005 \right)}}$$

$$e \geq 0,171 \text{ m}$$

$$e \geq 17,11 \text{ cm}$$

On prend :

$$\boxed{e = 20 \text{ cm}}$$

Or :

$$20 \text{ cm} > 17,11 \text{ cm}$$

Donc, la condition de flèche est **vérifiée**.

Ainsi, l'épaisseur adoptée de la dalle pleine, égale à 20 cm, est suffisante vis-à-vis de la limitation de la flèche sous charges de service. Cette valeur confirme le choix retenu dans le prédimensionnement des planchers.

III.4. Évaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permet de déterminer les efforts transmis aux différents éléments porteurs. Elle constitue une étape indispensable avant le pré-dimensionnement des poutres, des poteaux et des voiles.

Les charges considérées sont :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation

Les charges permanentes dépendent de la composition des planchers, tandis que les charges d'exploitation dépendent de l'usage des locaux.

III.4.1. Charges permanentes des planchers courants

Pour les étages courants, la charge permanente est composée du poids propre de la dalle, des revêtements, des cloisons et de l'enduit en plâtre.

Tableau III.5 : Charges permanentes du plancher courant

Désignation	Charge
Dalle pleine en béton armé de 20 cm	5,00 kN/m ²
Carrelage + lit de sable + mortier de pose	0,60 kN/m ²
Cloisons de répartition	1,00 kN/m ²
Enduit en plâtre	0,40 kN/m ²
Total (G)	7,00 kN/m²

III.4.2. Charges permanentes de la terrasse inaccessible

Pour la terrasse inaccessible, la charge permanente comprend le poids propre de la dalle ainsi que les couches de protection, la forme de pente et l'étanchéité.

Tableau III.6 : Charges permanentes de la terrasse inaccessible

Désignation	Charge
Dalle pleine en béton armé de 20 cm	5,00 kN/m ²
Gravillons + forme de pente + étanchéité	3,20 kN/m ²
Total (G)	8,20 kN/m²

On retient :

$$G_{\text{terrasse}} = 8,20 \text{ kN/m}^2$$

III.4.3. Charges du niveau attique

Le niveau attique ne présente pas une charge uniforme sur toute sa surface. D'après le plan de répartition des charges, plusieurs zones sont distinguées selon leur usage. Les valeurs indiquées sur le plan correspondent aux charges d'exploitation (Q). Pour les charges permanentes (G), il faut ajouter le poids propre de la dalle pleine en béton armé de 20 cm.

Le poids propre de la dalle est :

$$G_{\text{dalle}} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

Les charges permanentes complémentaires sont :

$$2,00 \text{ kN/m}^2$$

et :

$$3,20 \text{ kN/m}^2$$

Les charges totales retenues au niveau attique sont donc présentées dans le tableau suivant.

Tableau III.7 : Charges adoptées au niveau attique

Zone	Charge permanente complémentaire	Poids propre de la dalle	Charge permanente totale (G)	Charge d'exploitation (Q)
Zone 1	2,00 kN/m ²	5,00 kN/m ²	7,00 kN/m ²	2,50 kN/m ²
Zone 2	3,20 kN/m ²	5,00 kN/m ²	8,20 kN/m ²	2,50 kN/m ²
Zone 3 : terrasse de l'attique	3,20 kN/m ²	5,00 kN/m ²	8,20 kN/m ²	1,50 kN/m ²

Ainsi, le niveau attique ne doit pas être assimilé directement à un étage courant. Les charges doivent être appliquées par zones dans le modèle de calcul. Cette démarche permet de représenter plus fidèlement la répartition réelle des charges.

III.4.4. Charges permanentes des escaliers et paliers

Les escaliers sont réalisés en béton armé. Les charges permanentes tiennent compte du poids propre de la paillasse, des marches, des revêtements et des enduits.

Tableau III.8 : Charges permanentes des escaliers et paliers

Élément	Charge permanente
Volée d'escalier	9,07 kN/m ²
Palier	6,40 kN/m ²

Pour les paliers, la charge totale est obtenue par :

$$G_{\text{palier}} = 5,00 + 1,40$$

$$G_{\text{palier}} = 6,40 \text{ kN/m}^2$$

Cette distinction est importante, car le poids propre de la dalle de 20 cm doit toujours être pris en compte.

III.4.5. Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation sont choisies selon la destination des locaux.

Tableau III.9 : Charges d'exploitation adoptées

Niveau / Local	Usage	Charge d'exploitation
Rez-de-chaussée	Locaux commerciaux	5,00 kN/m ²
1er étage	Restaurant / cafétéria	2,50 kN/m ²
2ème au 6ème étage	Chambres	1,50 kN/m ²
Attique	Selon zones	1,50 à 2,50 kN/m ²
Escaliers	Circulation verticale	2,50 kN/m ²
Terrasse inaccessible	Entretien uniquement	1,00 kN/m ²

Il est important de préciser que la charge d'exploitation du rez-de-chaussée est présentée dans ce tableau pour décrire l'usage réel de l'ouvrage. Cependant, dans la descente de charges du poteau critique de la superstructure modélisée, le plancher bas du RDC n'est pas ajouté, car la base du modèle ETABS est prise au niveau RDC et le sous-sol n'est pas modélisé.

III.5. Prédimensionnement des escaliers et paliers

Les escaliers assurent la circulation verticale entre les différents niveaux. Ils sont réalisés en béton armé et transmettent leurs charges aux éléments porteurs voisins.

Dans ce projet, une épaisseur uniforme est adoptée pour les escaliers et les paliers :

$$e = 20 \text{ cm}$$

Ce choix permet d'assurer une continuité constructive entre les volées, les paliers et les planchers.

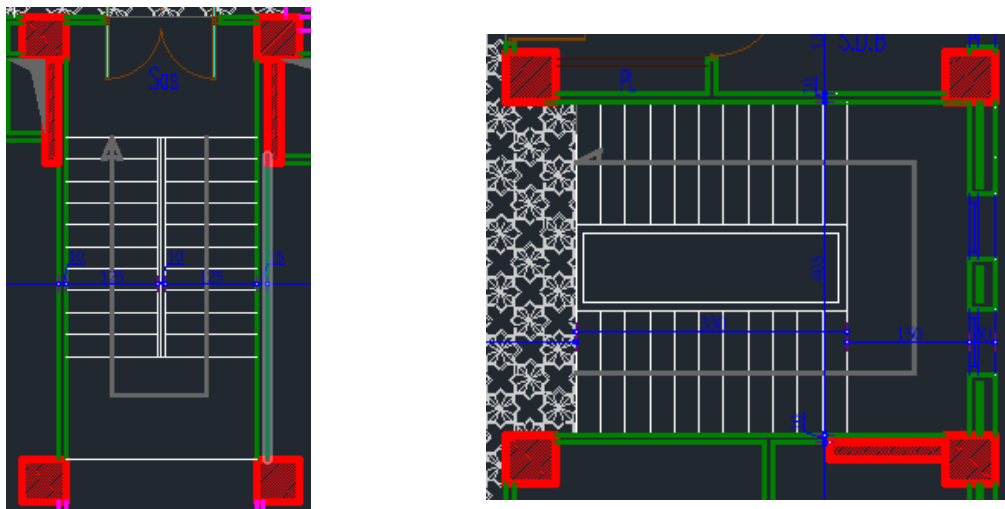


Figure III.1 : Schéma de l'escalier étudié

III.5.1. Escaliers des étages courants

Pour les escaliers des étages courants, la longueur inclinée est :

$$L = 3,00 \text{ m}$$

La condition usuelle de pré-dimensionnement est :

$$e \geq \frac{L}{20}$$

Donc :

$$\begin{aligned} e &\geq \frac{3,00}{20} \\ e &\geq 0,15 \text{ m} \\ e &\geq 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

L'épaisseur adoptée est :

$$e = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

III.5.2. Escalier du rez-de-chaussée

Pour l'escalier du rez-de-chaussée, la longueur inclinée est :

$$L = 4,20 \text{ m}$$

La condition usuelle donne :

$$\begin{aligned} e &\geq \frac{L}{20} \\ e &\geq 4,20/20 \\ e &\geq 0,21 \text{ m} \\ e &\geq 21 \text{ cm} \end{aligned}$$

L'épaisseur adoptée dans le projet est :

$$e = 20 \text{ cm}$$

Cette valeur est légèrement inférieure à celle obtenue par la règle pratique. Elle est néanmoins retenue à ce stade afin de conserver une continuité constructive avec les autres volées, les paliers et les planchers. Ce choix devra être confirmé par la vérification détaillée de la résistance, de la flèche et du ferrailage.

Cette remarque permet d'identifier clairement le point sensible du pré-dimensionnement au lieu de l'ignorer.

III.6. Prédimensionnement des poutres

Les poutres assurent la transmission des charges des planchers vers les poteaux et les voiles. Elles participent également à la rigidité des portiques.

Le pré-dimensionnement des poutres est effectué à partir des conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

et :

$$0,3h \leq b \leq 0,8h$$

Les conditions minimales prises en compte sont :

$$b \geq 25 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

III.6.1. Poutres suivant X

La portée maximale suivant X est :

$$L_x = 5,35 \text{ m}$$

La hauteur minimale est :

$$h_{\min} = 5,35/15$$

$$h_{\min} = 0,36 \text{ m}$$

$$h_{\min} = 36 \text{ cm}$$

La hauteur maximale est :

$$h_{\max} = 5,35/10$$

$$h_{\max} = 0,535 \text{ m}$$

$$h_{\max} = 53,5 \text{ cm}$$

La hauteur doit donc vérifier :

$$36 \text{ cm} \leq h \leq 53,5 \text{ cm}$$

On adopte :

$$b \times h = 30 \times 50 \text{ cm}^2$$

Tableau III.10 : Section adoptée des poutres suivant X

Élément	Valeur
Portée maximale	5,35 m
Largeur (b)	30 cm
Hauteur (h)	50 cm
Section adoptée	30 × 50 cm ²

Vérification des conditions minimales :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 50/30 = 1,67$$

$$1,67 < 4$$

Les conditions sont donc vérifiées.

III.6.2. Poutres suivant Y

La portée maximale suivant Y est :

$$L_y = 6,05 \text{ m}$$

La hauteur minimale est :

$$h_{\min} = 6,05/15$$

$$h_{\min} = 0,40 \text{ m}$$

$$h_{\min} = 40 \text{ cm}$$

La hauteur maximale est :

$$h_{\max} = 6,05/10$$

$$h_{\max} = 0,605 \text{ m}$$

$$h_{\max} = 60,5 \text{ cm}$$

La hauteur doit donc vérifier :

$$40 \text{ cm} \leq h \leq 60,5 \text{ cm}$$

On adopte :

$$b \times h = 30 \times 55 \text{ cm}^2$$

Tableau III.11 : Section adoptée des poutres suivant Y

Élément	Valeur
Portée maximale	6,05 m
Largeur (b)	30 cm
Hauteur (h)	55 cm
Section adoptée	$30 \times 55 \text{ cm}^2$

Vérification des conditions minimales :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 55/30 = 1,83$$

$$1,83 < 4$$

Les conditions sont donc vérifiées.

La hauteur adoptée dans le sens Y est supérieure à celle adoptée dans le sens X. Ce choix est logique, car la portée suivant Y est la plus défavorable.

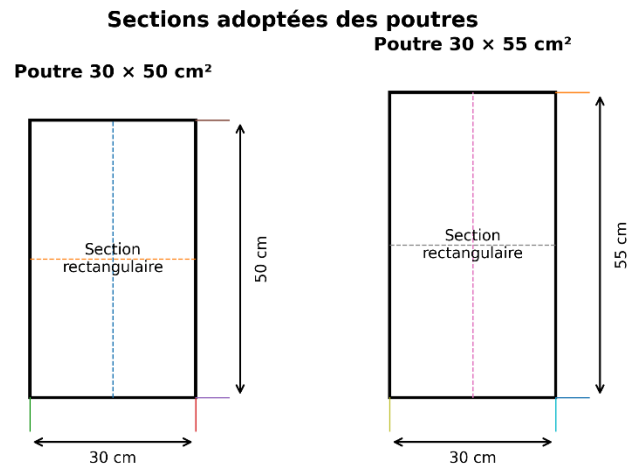


Figure III.2 : Sections adoptées des poutres

III.7. Descente de charges sur le poteau le plus sollicité

La descente de charges permet d'estimer l'effort normal transmis aux poteaux à partir des charges appliquées sur les planchers. Cette étape est indispensable pour vérifier si la section adoptée des poteaux est cohérente.

Dans cette étude, la descente de charges est effectuée pour la superstructure modélisée dans ETABS. La base du modèle numérique est prise au niveau du rez-de-chaussée. Le sous-sol existant n'est pas intégré dans le modèle. Par conséquent, le plancher bas du rez-de-chaussée n'est pas ajouté dans la descente de charges du poteau critique de la superstructure.

Les niveaux pris en compte dans la descente de charges sont donc :

- le 1er étage
- les étages du 2ème au 6ème
- l'attique
- la terrasse inaccessible.

Le poteau le plus sollicité est généralement un poteau intérieur, situé dans une zone où les travées voisines sont importantes. En effet, un poteau intérieur reprend une surface d'influence plus grande qu'un poteau de rive ou qu'un poteau d'angle.

Dans cette étude, on considère un poteau intérieur situé dans la zone la plus défavorable.

III.7.1. Surface d'influence du poteau critique

La surface d'influence du poteau est calculée en prenant la moitié des travées voisines dans chaque direction.

Dans le sens X, la zone la plus défavorable est située entre les travées :

$$5,20 \text{ m}$$

et :

$$5,35 \text{ m}$$

La largeur d'influence suivant X est donc :

$$\begin{aligned} b_x &= \frac{5,20}{2} + \frac{5,35}{2} \\ b_x &= 2,60 + 2,675 \\ b_x &= 5,275 \text{ m} \end{aligned}$$

Dans le sens Y, la zone la plus défavorable est située entre les travées :

$$6,05 \text{ m}$$

et :

$$4,75 \text{ m}$$

La largeur d'influence suivant Y est donc :

$$\begin{aligned} b_y &= \frac{6,05}{2} + \frac{4,75}{2} \\ b_y &= 3,025 + 2,375 \\ b_y &= 5,40 \text{ m} \end{aligned}$$

La surface d'influence du poteau critique est :

$$\begin{aligned} S_{inf} &= b_x \times b_y \\ S_{inf} &= 5,275 \times 5,40 \\ S_{inf} &= 28,49 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

On retient donc :

$$S_{inf} = 28,49 \text{ m}^2$$

Cette surface sera utilisée pour calculer les charges transmises au poteau critique.

III.7.2. Traitement du niveau attique dans la descente de charges

Le niveau attique comporte plusieurs zones de charges. D'après le plan de répartition des charges, la surface d'influence du poteau critique retenu se situe au niveau d'une terrasse de l'attique.

Cette zone est caractérisée par une charge permanente complémentaire de :

$$G_{complémentaire} = 3,20 \text{ kN/m}^2$$

À cette charge, il faut ajouter le poids propre de la dalle de 20 cm :

$$G_{d_{alle}} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

La charge permanente totale au niveau de cette terrasse est donc :

$$G_{attiq_{ue}} = 5,00 + 3,20$$

$$G_{attiq_{ue}} = 8,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

D'après le plan de répartition des charges, la charge d'exploitation retenue pour cette zone est :

$$Q_{attiq_{ue}} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Ainsi, pour le poteau critique considéré, les charges retenues au niveau de la terrasse de l'attique sont :

$$G_{attiq_{ue}} = 8,20 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{attiq_{ue}} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Cette prise en compte est plus précise qu'une hypothèse uniforme sur tout le niveau, car elle se base sur la zone réelle d'influence du poteau étudié.

III.7.3. Charges transmises par les planchers

Pour un plancher courant, la charge permanente est :

$$G = 7,00 \text{ kN/m}^2$$

La charge permanente transmise au poteau par un plancher courant est donc :

$$N^G = G \times S_{inf}$$

$$N^G = 7,00 \times 28,49$$

$$N^G = 199,43 \text{ kN}$$

Pour les chambres, la charge d'exploitation est :

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$N^Q = 1,50 \times 28,49$$

$$N^Q = 42,74 \text{ kN}$$

Pour le premier étage, correspondant au restaurant ou à la cafétéria :

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$N^Q = 2,50 \times 28,49$$

$$N^Q = 71,23 \text{ kN}$$

Pour la terrasse de l'attique, les charges retenues au droit du poteau critique sont :

$$G = 8,20 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$N^G = 8,20 \times 28,49$$

$$N^G = 233,62 \text{ kN}$$

et :

$$N^Q = 1,50 \times 28,49$$

$$N^Q = 42,74 \text{ kN}$$

Pour la terrasse inaccessible supérieure :

$$G = 8,20 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$N^G = 8,20 \times 28,49$$

$$N^G = 233,62 \text{ kN}$$

et :

$$N^Q = 1,00 \times 28,49$$

$$N^Q = 28,49 \text{ kN}$$

III.7.4. Récapitulatif des charges transmises au poteau critique

Tableau III.12 : Charges transmises au poteau critique

Niveau	Nombre	(G) kN/m ²	(Q) kN/m ²	(N ^G) kN	(N ^Q) kN
1er étage : restaurant / cafétéria	1	7,00	2,50	199,43	71,23
2ème au 6ème étage : chambres	5	7,00	1,50	997,15	213,70
Attique — terrasse	1	8,20	1,50	233,62	42,74
Terrasse inaccessible supérieure	1	8,20	1,00	233,62	28,49
Total	—	—	—	1663,82	356,16

Ainsi :

$$N^G = 1663,82 \text{ kN}$$

$$N^q = 356,16 \text{ kN}$$

Le plancher bas du rez-de-chaussée n'est pas ajouté dans ce tableau, car la descente de charges concerne la superstructure modélisée dans ETABS, dont la base est prise au niveau RDC.

III.7.5. Poids propre des poutres aboutissant au poteau

Le poteau critique reçoit également le poids propre des poutres qui lui sont reliées.

Pour les poutres suivant X, la section adoptée est :

$$30 \times 50 \text{ cm}^2$$

Le poids propre linéaire est :

$$g_{px} = 0,30 \times 0,50 \times 25$$

$$g_{px} = 3,75 \text{ kN/m}$$

La longueur d'influence des poutres suivant X est :

$$L_{inf, x} = \frac{5,20}{2} + \frac{5,35}{2}$$

$$L_{inf, x} = 5,275 \text{ m}$$

Donc :

$$G_{px} = 3,75 \times 5,275$$

$$G_{px} = 19,78 \text{ kN}$$

Pour les poutres suivant Y, la section adoptée est :

$$30 \times 55 \text{ cm}^2$$

Le poids propre linéaire est :

$$g_{py} = 0,30 \times 0,55 \times 25$$

$$g_{py} = 4,125 \text{ kN/m}$$

La longueur d'influence des poutres suivant Y est :

$$L_{inf, y} = \frac{6,05}{2} + \frac{4,75}{2}$$

$$L_{inf, y} = 5,40 \text{ m}$$

Donc :

$$G_{py} = 4,125 \times 5,40$$

$$G_{py} = 22,28 \text{ kN}$$

Le poids propre total des poutres aboutissant au poteau pour un niveau est :

$$G_{poutres} = 19,78 + 22,28$$

$$G_{\text{poutres}} = 42,06 \text{ kN}$$

Le nombre de niveaux portés considérés dans la superstructure modélisée est :

$$n = 8$$

Donc :

$$G_{\text{poutres, total}} = 8 \times 42,06$$

$$G_{\text{poutres, total}} = 336,48 \text{ kN}$$

III.7.6. Poids propre du poteau

Les poteaux sont adoptés avec une section :

$$60 \times 60 \text{ cm}^2$$

La section du poteau est :

$$B = 0,60 \times 0,60$$

$$B = 0,36 \text{ m}^2$$

La hauteur totale de la superstructure est :

$$H = 27,17 \text{ m}$$

Le poids propre du poteau est donc :

$$\begin{aligned} G_{\text{poteau}} &= B \times H \times \gamma^{\text{BA}} \\ G_{\text{poteau}} &= 0,36 \times 27,17 \times 25 \\ G_{\text{poteau}} &= 244,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

III.7.7. Effort normal total au pied du poteau

La charge permanente totale reprise par le poteau est :

$$N^{\text{G}},_{\text{total}} = N^{\text{G}} + G_{\text{poutres, total}} + G_{\text{poteau}}$$

Avec :

$$N^{\text{G}} = 1663,82 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutres, total}} = 336,48 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 244,53 \text{ kN}$$

Donc :

$$N^{\text{G}},_{\text{total}} = 1663,82 + 336,48 + 244,53$$

$$N^{\text{G}},_{\text{total}} = 2244,83 \text{ kN}$$

La charge d'exploitation totale est :

$$Nq_{\text{total}} = 356,16 \text{ kN}$$

À l'état limite de service :

$$N_{\text{ser}} = N^G_{\text{total}} + Nq_{\text{total}}$$

$$N_{\text{ser}} = 2244,83 + 356,16$$

$$N_{\text{ser}} = 2600,99 \text{ kN}$$

À l'état limite ultime :

$$N_u = 1,35N^G_{\text{total}} + 1,5Nq_{\text{total}}$$

$$N_u = 1,35 \times 2244,83 + 1,5 \times 356,16$$

$$N_u = 3564,76 \text{ kN}$$

On retient donc :

$$N_u = 3564,76 \text{ kN}$$

Cet effort normal sera utilisé pour la vérification indicative du poteau critique.

III.8. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui assurent la transmission des charges vers les fondations. Ils reprennent les charges permanentes, les charges d'exploitation et participent également à la stabilité de la structure sous actions horizontales.

Dans un bâtiment situé en zone sismique, les poteaux ne doivent pas être considérés uniquement comme des éléments comprimés. Ils sont généralement soumis à de la flexion composée, en particulier sous l'effet des actions sismiques. Le pré-dimensionnement reste donc une étape indicative avant le dimensionnement final.

La section adoptée pour les poteaux est :

$$60 \times 60 \text{ cm}^2$$

III.8.1. Vérification des dimensions minimales

Les dimensions minimales à vérifier sont :

$$a \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 30 \text{ cm}$$

$$1 \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

Pour la section adoptée :

$$a = b = 60 \text{ cm}$$

Donc :

$$60 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

et :

$$\frac{h}{b} = \frac{60}{60}$$

$$\frac{h}{b} = 1$$

Les conditions géométriques minimales sont vérifiées.

III.8.2. Vérification indicative de la contrainte moyenne

La section du poteau est :

$$B = 0,36 \text{ m}^2$$

L'effort normal ultime obtenu par la descente de charges est :

$$N_u = 3564,76 \text{ kN}$$

La contrainte moyenne de compression est :

$$\sigma_m = \frac{N_u}{B}$$

$$\sigma_m = 3564,76/0,36$$

$$\sigma_m = 9902,11 \text{ kN/m}^2$$

Comme :

$$1 \text{ MPa} = 1000 \text{ kN/m}^2$$

On obtient :

$$\sigma_m = 9,90 \text{ MPa}$$

La contrainte limite de calcul du béton en situation durable est :

$$f_{b_u} = 14,17 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_m < f_{b_u}$$

La section adoptée est donc acceptable au stade du pré-dimensionnement.

Cette vérification reste indicative, car le dimensionnement final devra prendre en compte la flexion composée, les moments fléchissants, les efforts sismiques, les effets du second ordre et les dispositions constructives réglementaires.

III.8.3. Vérification au flambement

La vérification au flambement permet de contrôler la stabilité du poteau sous effort normal.

La longueur de flambement est prise égale à :

$$l_f = 0,7l_0$$

Le niveau le plus défavorable est celui de hauteur maximale :

$$l_0 = 3,80 \text{ m}$$

Donc :

$$l_f = 0,7 \times 3,80$$

$$l_f = 2,66 \text{ m}$$

Pour un poteau carré de $(60 \times 60 \text{ cm}^2)$, la section est :

$$B = 0,60 \times 0,60$$

$$B = 0,36 \text{ m}^2$$

Le moment d'inertie est :

$$I = bh^3/12$$

$$I = 0,60 \times 0,60^3/12$$

$$I = 0,0108 \text{ m}^4$$

Le rayon de giration est :

$$i = \left\{ \frac{I}{B} \right\}^2$$

$$i = \left\{ \frac{0,0108}{0,36} \right\}^2$$

$$i = 0,173 \text{ m}$$

L'élancement est :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$\lambda = \frac{2,66}{0,173}$$

$$\lambda = 15,38$$

La condition usuelle est :

$$\lambda \leq 35$$

Or :

$$15,38 < 35$$

La condition de non-flambement est donc vérifiée.

III.9. Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles assurent le contreventement de la structure. Ils reprennent une part importante des efforts horizontaux dus au séisme et permettent de limiter les déplacements latéraux.

Dans ce projet, le système de contreventement retenu après optimisation est constitué principalement par des voiles en béton armé. Les voiles sont donc des éléments essentiels dans le comportement global de l'ouvrage.

III.9.1. Épaisseur minimale des voiles

L'épaisseur minimale des voiles doit vérifier :

$$e \geq \max\left(15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20}\right)$$

Avec :

$$h_e = 3,80 \text{ m}$$

Donc :

$$\begin{aligned}\frac{h_e}{20} &= \frac{3,80}{20} \\ \frac{h_e}{20} &= 0,19 \text{ m} \\ \frac{h_e}{20} &= 19 \text{ cm}\end{aligned}$$

Ainsi :

$$\begin{aligned}e &\geq \max(15 \text{ cm} ; 19 \text{ cm}) \\ e &\geq 19 \text{ cm}\end{aligned}$$

On adopte :

$$e = 20 \text{ cm}$$

L'épaisseur adoptée vérifie donc la condition minimale.

III.9.2. Longueur minimale des voiles

La longueur minimale d'un voile doit vérifier :

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

Avec :

$$\begin{aligned}h_e &= 3,80 \text{ m} \\ b_w &= 0,20 \text{ m}\end{aligned}$$

On obtient :

$$\frac{h_e}{3} = \frac{3,80}{3}$$

$$\frac{h_e}{3} = 1,27 \text{ m}$$

et :

$$4bw = 4 \times 0,20$$

$$4bw = 0,80 \text{ m}$$

Donc :

$$lw \geq \max(1,27 ; 0,80 ; 1,00)$$

$$lw \geq 1,27 \text{ m}$$

Dans la configuration optimisée, les longueurs adoptées sont :

$$lw = 2,00 \text{ m}$$

et :

$$lw = 3,00 \text{ m}$$

Ces longueurs sont supérieures à la longueur minimale exigée. La condition est donc vérifiée.

III.9.3. Configuration finale des voiles

La configuration finale du contreventement comprend des voiles de 2,00 m et de 3,00 m.

Tableau III.13 : Configuration finale des voiles

Longueur des voiles	Nombre	Répartition
2,00 m	8 voiles	4 verticaux + 4 horizontaux
3,00 m	6 voiles	4 verticaux + 2 horizontaux

Cette configuration permet d'améliorer la rigidité latérale de la structure dans les deux directions principales. Elle justifie le choix d'un système constitué principalement par des voiles, avec :

$$R_x = R_y = 4,50$$

Le choix des voiles ne se limite donc pas à une exigence réglementaire. Il constitue une décision structurale importante, car il influence directement les déplacements, la torsion, l'effort tranchant à la base et le comportement sismique global.

Figure III.7 : Disposition des voiles optimisés

[Insérer ici le plan de disposition des voiles de 2,00 m et 3,00 m]

III.10. Synthèse des dimensions retenues

Les dimensions retenues au stade du pré-dimensionnement sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau III.14 : Synthèse des dimensions adoptées

Élément structural	Dimension adoptée
Dalles pleines	20 cm
Escaliers	20 cm
Paliers	20 cm
Poutres suivant X	$30 \times 50 \text{ cm}^2$
Poutres suivant Y	$30 \times 55 \text{ cm}^2$
Poteaux	$60 \times 60 \text{ cm}^2$
Voiles	20 cm
Longueur des voiles optimisés	2,00 m et 3,00 m

Ces dimensions seront introduites dans le modèle numérique de la structure. Elles seront ensuite vérifiées et ajustées si nécessaire à partir des résultats de l'analyse modale, de l'étude sismique et du dimensionnement détaillé des éléments en béton armé.

III.11. Analyse critique du pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement réalisé permet de dégager plusieurs remarques importantes.

Premièrement, la dalle présente un rapport de portées :

$$\alpha = 0,88$$

Cette valeur montre que la dalle travaille dans les deux sens. L'adoption d'une épaisseur de 20 cm est donc cohérente avec le comportement attendu du panneau de dalle et avec les exigences de rigidité.

Deuxièmement, la portée suivant Y est la plus défavorable, avec une valeur de 6,05 m. Cette

observation explique l'adoption d'une hauteur de poutre plus importante dans cette direction.

Les poutres suivant Y sont adoptées en $(30 \times 55 \text{ cm}^2)$, tandis que les poutres suivant X sont adoptées en $(30 \times 50 \text{ cm}^2)$.

Troisièmement, l'escalier du rez-de-chaussée présente une longueur inclinée de 4,20 m. La règle pratique donne une épaisseur minimale de 21 cm, alors que l'épaisseur adoptée est de 20 cm. Ce point est clairement identifié comme une limite du pré-dimensionnement et devra être vérifié par le calcul détaillé de la flèche, de la résistance et du ferrailage. Le choix de 20 cm reste retenu à ce stade pour assurer une continuité constructive avec les autres éléments.

Quatrièmement, le niveau attique ne présente pas une charge uniforme. Les charges permanentes et les charges d'exploitation varient selon les zones. La surface d'influence du poteau critique se situe au niveau d'une terrasse de l'attique, caractérisée par une charge permanente totale de $(8,20 \text{ kN/m}^2)$ et une charge d'exploitation de $(1,50 \text{ kN/m}^2)$. Cette particularité a été prise en compte dans la descente de charges.

Cinquièmement, la descente de charges est effectuée pour la superstructure modélisée dans ETABS. Le sous-sol existant n'étant pas modélisé, la base du modèle est prise au niveau RDC. Pour cette raison, le plancher bas du RDC n'est pas ajouté dans la descente de charges du poteau critique. Cette précision permet d'éviter de mélanger la descente de charges de la superstructure avec celle de l'infrastructure.

Sixièmement, la descente de charges sur le poteau critique a permis d'obtenir un effort normal ultime :

$$N_u = 3564,76 \text{ kN}$$

Pour une section de poteau de $(60 \times 60 \text{ cm}^2)$, la contrainte moyenne obtenue est :

$$\sigma_m = 9,90 \text{ MPa}$$

Cette valeur reste inférieure à la contrainte limite du béton :

$$f_{b_u} = 14,17 \text{ MPa}$$

La section adoptée est donc acceptable au stade du pré-dimensionnement. Cependant, cette vérification reste indicative, car un poteau en zone sismique doit être vérifié en flexion composée.

Enfin, les voiles adoptés présentent une épaisseur de 20 cm, ce qui vérifie la condition minimale liée à la hauteur d'étage maximale. Les longueurs de 2,00 m et 3,00 m vérifient également la condition géométrique minimale. Leur répartition dans les deux directions contribue à améliorer la rigidité latérale de l'ouvrage.

Ce pré-dimensionnement montre que les dimensions retenues ne sont pas choisies de manière arbitraire. Elles résultent d'une lecture de la géométrie du bâtiment, des portées, des charges, des hauteurs d'étage et du comportement sismique attendu.

III.12. Conclusion

Ce chapitre a permis d'effectuer le pré-dimensionnement des principaux éléments structuraux de l'ouvrage. Les dimensions retenues ont été choisies à partir des portées, des charges appliquées, des hauteurs d'étage et des exigences réglementaires.

Les dalles pleines sont adoptées avec une épaisseur de 20 cm. Cette épaisseur vérifie les conditions de pré-dimensionnement, d'isolation acoustique et de sécurité incendie. Les escaliers et les paliers sont également adoptés avec une épaisseur de 20 cm. Pour l'escalier du rez-de-chaussée, une vérification détaillée sera nécessaire, car la règle pratique conduit à une épaisseur légèrement supérieure.

Les charges permanentes et les charges d'exploitation ont été évaluées selon l'usage de chaque niveau. Une attention particulière a été portée au niveau attique, qui présente plusieurs zones de charges. Pour le poteau critique étudié, la zone d'influence correspond à une terrasse de l'attique, avec une charge permanente totale de $(8,20 \text{ kN/m}^2)$ et une charge d'exploitation de $(1,50 \text{ kN/m}^2)$.

La descente de charges a été réalisée pour la superstructure modélisée dans ETABS, dont la base est prise au niveau du rez-de-chaussée. Le sous-sol existant n'étant pas modélisé, le plancher bas du RDC n'a pas été ajouté dans cette descente de charges.

Les poutres suivant X sont adoptées avec une section de $(30 \times 50 \text{ cm}^2)$, tandis que les poutres suivant Y sont adoptées avec une section de $(30 \times 55 \text{ cm}^2)$. Cette différence est justifiée par la portée plus importante suivant Y.

La descente de charges sur le poteau le plus sollicité a permis d'estimer l'effort normal ultime au pied du poteau :

$$N_u = 3564,76 \text{ kN}$$

La section de poteau adoptée est :

$$60 \times 60 \text{ cm}^2$$

Cette section vérifie la contrainte moyenne de compression et la condition de non-flambement au stade du pré-dimensionnement.

Les voiles sont adoptés avec une épaisseur de 20 cm. Les longueurs retenues sont de 2,00 m et de 3,00 m, conformément à la configuration optimisée du système de contreventement. Cette disposition permet d'améliorer la rigidité latérale de la structure et sera vérifiée dans l'étude sismique.

Les dimensions obtenues dans ce chapitre serviront de base à la modélisation numérique de l'ouvrage. Elles seront ensuite confirmées ou ajustées à partir des résultats de l'analyse modale, de l'étude sismique et du dimensionnement final des éléments structuraux.



CHAPITRE IV

ÉLABORATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE ET ANALYSE MODALE

IV.1. Introduction

L'élaboration d'un modèle numérique fiable constitue une étape essentielle dans l'étude dynamique d'une structure en béton armé. Elle permet de représenter le comportement global de l'ouvrage, d'identifier ses modes propres de vibration et d'évaluer sa rigidité dans les deux directions principales.

Dans le présent projet, la structure étudiée est implantée dans une zone de forte sismicité. Il est donc nécessaire de réaliser une analyse modale afin d'apprécier la cohérence du comportement dynamique du bâtiment avant d'aborder les vérifications sismiques détaillées.

Le modèle numérique est réalisé à l'aide du logiciel ETABS. Les dimensions adoptées dans le chapitre précédent sont introduites dans le modèle : dalles pleines de 20 cm, poutres suivant X de section $30 \times 50 \text{ cm}^2$, poutres suivant Y de section $30 \times 55 \text{ cm}^2$, poteaux de section $60 \times 60 \text{ cm}^2$ et voiles en béton armé de 20 cm d'épaisseur.

Dans une démarche d'étude structurale progressive, deux variantes de contreventement sont considérées :

$$\text{Variante 1 : } R_x = R_y = 3,50$$

$$\text{Variante 2 : } R_x = R_y = 4,50$$

La première variante correspond à une disposition initiale du système de contreventement. La deuxième variante correspond à une disposition modifiée des voiles, proposée après analyse du comportement dynamique initial.

Le but de ce chapitre n'est pas de choisir définitivement une variante, mais de comparer leur comportement modal à travers les périodes propres, les participations massiques et la nature des premiers modes. Le choix final du système de contreventement sera effectué après l'étude sismique complète des deux variantes et après une comparaison globale de leurs résultats.

Cette démarche reflète le rôle réel de l'ingénieur structure : il ne s'agit pas seulement de reproduire le plan architectural tel qu'il est proposé, mais d'analyser le comportement mécanique de l'ouvrage, d'identifier les insuffisances éventuelles et de proposer des ajustements structuraux permettant d'améliorer la sécurité, la rigidité et la performance globale du bâtiment.

Il est également important de préciser que le coefficient de comportement (R) ne modifie pas directement les périodes propres du modèle. Les différences observées entre les deux variantes proviennent principalement de la modification réelle du système structural, notamment de la disposition et des longueurs des voiles. Dans ce chapitre, les notations $R = 3,50$ et $R = 4,50$ servent donc à identifier les deux configurations structurales étudiées.

IV.2. Modèle numérique de la structure

IV.2.1. Présentation générale du modèle

La modélisation numérique de la structure est réalisée en trois dimensions à l'aide du logiciel ETABS. Cette modélisation permet de représenter la distribution spatiale des masses, des rigidités et des éléments porteurs verticaux.

L'ouvrage étudié est composé de :

RDC + 6 étages + attique

La base du modèle numérique est prise au niveau du rez-de-chaussée. Le sous-sol existant n'est pas intégré dans le modèle de la superstructure. Cette hypothèse est cohérente avec la descente de charges adoptée précédemment.

Les éléments structuraux introduits dans le modèle sont :

- Les poteaux ;
- Les poutres principales et secondaires ;
- Les voiles de contreventement ;
- Les dalles pleines ;

Les diaphragmes horizontaux associés aux planchers.

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes horizontaux. Cette hypothèse permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux vers les éléments verticaux résistants, principalement les voiles et les portiques. Elle est adaptée à une structure en béton armé composée de dalles pleines.

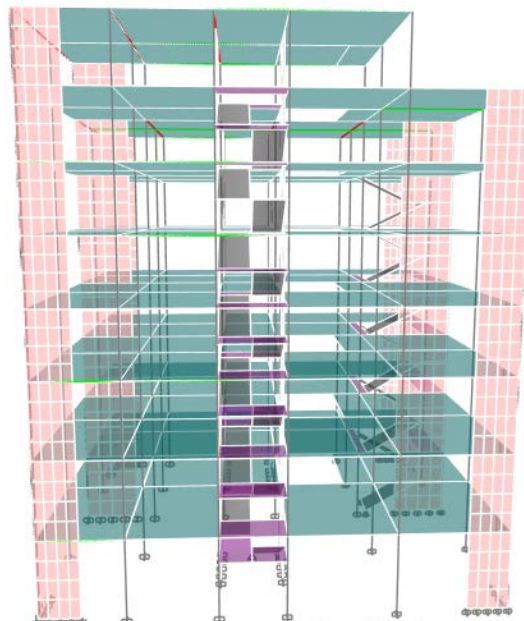


Figure IV.1 : Vue en 3D du modèle numérique de la structure

IV.2.2. Éléments structuraux modélisés

Les sections introduites dans le modèle sont celles obtenues lors du pré-dimensionnement.

Tableau IV.1 : Sections adoptées dans le modèle numérique

Élément structural	Section ou épaisseur adoptée
Dalles pleines	20 cm
Poutres suivant X	$30 \times 50 \text{ cm}^2$
Poutres suivant Y	$30 \times 55 \text{ cm}^2$
Poteaux	$60 \times 60 \text{ cm}^2$
Voiles	20 cm

Les poteaux et les poutres sont modélisés par des éléments linéaires de type barre. Les voiles et les dalles sont modélisés par des éléments surfaciques afin de mieux représenter leur comportement réel dans le modèle numérique.

IV.2.3. Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés dans le modèle numérique sont ceux définis dans les chapitres précédents.

Pour le béton :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Pour l'acier :

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Ces caractéristiques sont introduites dans ETABS afin de définir correctement la rigidité des éléments structuraux ainsi que le poids propre de la structure.

IV.2.4. Charges et source de masse

Les charges introduites dans le modèle sont celles évaluées dans le chapitre de pré-dimensionnement. Elles comprennent les charges permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q), affectées selon la destination de chaque niveau.

La masse sismique est définie à partir des charges permanentes et d'une fraction des charges d'exploitation. La définition détaillée du poids sismique, des coefficients d'accompagnement et des paramètres du spectre sera présentée dans les chapitres consacrés à l'étude sismique.

Dans le présent chapitre, l'objectif est principalement d'analyser le comportement modal de la structure à partir du modèle numérique établi.

IV.2.5. Variantes de contreventement étudiées

Deux configurations de contreventement sont analysées.

La première configuration, appelée **variante 1**, correspond à la disposition initiale des voiles. Elle est associée à :

$$R_x = R_y = 3,50$$

Cette variante permet d'évaluer le comportement dynamique de départ de la structure.

Cette variante comprend :

14 voiles de 1,4 m

La deuxième configuration, appelée **variante 2**, correspond à une disposition modifiée des voiles. Elle est associée à :

$$R_x = R_y = 4,50$$

Cette variante comprend :

8 voiles de 2,00 m

et :

6 voiles de 3,00 m

La répartition de ces voiles est effectuée dans les deux directions principales afin d'améliorer la rigidité latérale et de réduire les effets défavorables observés dans la première configuration.

À ce stade de l'étude, cette deuxième variante n'est pas encore considérée comme solution définitivement retenue. Elle sera étudiée séparément dans le chapitre d'étude sismique correspondant, puis comparée à la première variante avant le choix final.

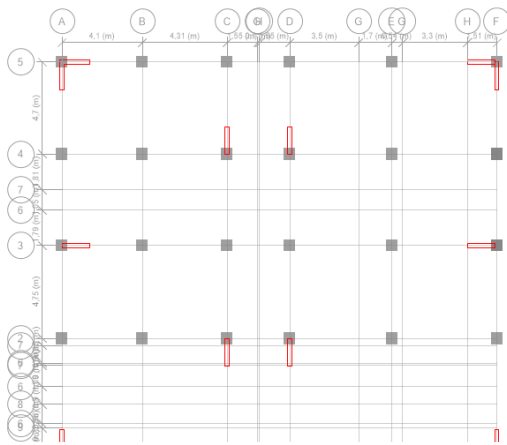


Figure IV.2 : Disposition des voiles — variante 1 R=3,50

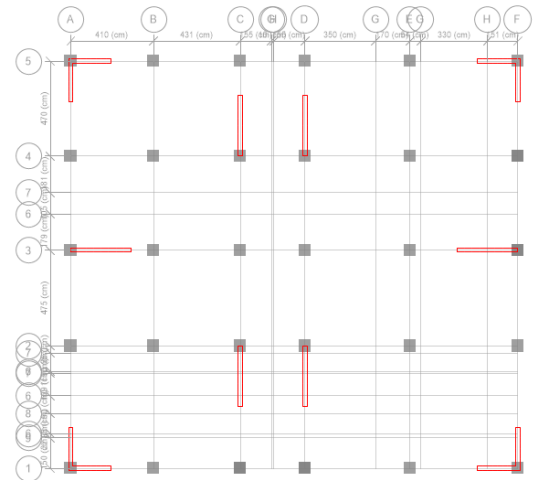


Figure IV.3 : Disposition des voiles — variante 2 R=4,50

IV.3. Analyse modale

IV.3.1. Principe de l'analyse modale

L'analyse modale permet de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure, notamment les périodes propres, les fréquences propres et les formes modales.

Chaque mode de vibration représente une manière particulière dont la structure peut se déformer sous une excitation dynamique. Les premiers modes sont généralement les plus importants, car ils mobilisent une grande partie de la masse de la structure.

Dans cette étude, l'analyse modale permet de déterminer les périodes :

$$T_1, T_2, T_3, \dots$$

ainsi que les participations massiques dans les deux directions principales :

$$U_X$$

$$U_Y$$

La lecture des participations massiques permet également d'identifier la nature des premiers modes : translation suivant X, translation suivant Y ou mode secondaire pouvant présenter une composante torsionnelle.

IV.3.2. Critère de participation massique

Le nombre de modes retenus doit permettre d'atteindre une participation massique cumulée au moins égale à 90 % dans chaque direction principale.

La condition à vérifier est donc :

$$\sum U_x \geq 90\%$$

$$\sum U_y \geq 90\%$$

Cette vérification permet de s'assurer que les modes pris en compte sont suffisants pour représenter le comportement dynamique global de la structure suivant X et suivant Y.

IV.3.3. Vérification de la période fondamentale

La période fondamentale obtenue par l'analyse modale doit être comparée à la période empirique réglementaire.

La période empirique est donnée par :

$$T_{emp} = C_T \times h_N^{3/4}$$

Avec :

$$C_T = 0,05$$

Le coefficient $C_T = 0,05$ est adopté en fonction du système structural et du type de contreventement considéré.

La hauteur h_N correspond à la hauteur mesurée depuis la base du modèle jusqu'au dernier niveau de la superstructure :

$$h_N = 27,17 \text{ m}$$

Le sous-sol existant n'étant pas intégré dans le modèle numérique de la superstructure, il n'est pas pris en compte dans la hauteur h_N utilisée pour cette vérification.

On obtient :

$$T_{emp} = 0,05 \times (27,17)^{3/4}$$

$$T_{emp} = 0,595 \text{ s}$$

La limite admissible est :

$$T_{lim} = 1,3 T_{emp}$$

Donc :

$$T_{lim} = 1,3 \times 0,595$$

$$T_{lim} = 0,7735 \text{ s}$$

Avec l'arrondi au millième :

$$T_{lim} \approx 0,774 \text{ s}$$

On retient donc :

$$1,3 T_{emp} \approx 0,775 \text{ s}$$

Cette valeur sera utilisée pour vérifier les périodes obtenues dans les deux variantes. Lorsque la période issue d'ETABS est pratiquement égale à cette valeur limite, la condition sera considérée comme vérifiée à la limite, en tenant compte de l'arrondi des résultats au millième.

IV.4. Résultats de l'analyse modale de la variante 1

$$R = 3,50$$

IV.4.1. Résultats modaux

Les résultats de l'analyse modale de la variante 1 sont présentés dans le tableau suivant. Les valeurs de participation massique sont exprimées en pourcentage.

Tableau IV.2 : Résultats de l'analyse modale — variante 1

Mode	Période (T) s	UX %	UY %	$\sum U_X$ %	$\sum U_Y$ %	RZ
1	0,900	53,35	24,72	53,35	24,72	0,0952
2	0,893	20,32	54,58	73,67	79,30	0,7022
3	0,778	7,02	1,30	80,69	80,60	0,0062
4	0,272	9,12	0,49	89,81	81,09	0,0047
5	0,266	0,38	9,29	90,19	90,38	0,0949
6	0,229	0,94	0,09	91,13	90,47	0,0026
7	0,150	3,52	0,37	94,65	90,84	0,0008
8	0,143	0,35	3,73	95,00	94,57	0,0401
9	0,125	0,20	0,01	95,20	94,58	4,247E-05
10	0,104	1,93	0,02	97,13	94,60	0,0022
11	0,102	0,12	1,65	97,25	96,25	0,0162
12	0,091	0,10	0,74	97,35	96,99	0,0952

IV.4.2. Participation massique

Pour la variante 1, la participation massique cumulée atteint au douzième mode :

$$\sum U_X = 97,35\%$$

$$\sum U_Y = 96,99\%$$

Ces deux valeurs sont supérieures à 90 %. La condition de participation massique est donc vérifiée.

On remarque que la participation suivant X dépasse 90 % à partir du cinquième mode :

$$\sum UX_{mode,5} = 90,19\%$$

La participation suivant Y dépasse également 90 % à partir du cinquième mode :

$$\sum UY_{mode,5} = 90,38\%$$

Le nombre de modes retenus est donc suffisant pour représenter la réponse dynamique globale de la structure. Cependant, cette condition ne suffit pas à elle seule pour juger la qualité du comportement dynamique. Il faut également analyser les périodes fondamentales et la nature des premiers modes.

IV.4.3. Interprétation des premiers modes

Le premier mode présente une période :

$$T_1 = 0,900 \text{ s}$$

avec :

$$U_X = 53,35\%$$

$$U_Y = 24,72\%$$

Le premier mode est donc principalement orienté suivant X, mais il présente aussi une contribution non négligeable suivant Y.

Le deuxième mode présente une période :

$$T_2 = 0,893 \text{ s}$$

avec :

$$U_X = 20,32\%$$

$$U_Y = 54,58\%$$

Le deuxième mode est principalement orienté suivant Y, mais il présente aussi une contribution suivant X.

Cette lecture montre que les deux premiers modes ne sont pas parfaitement séparés suivant les directions principales. Le comportement modal présente donc un certain couplage entre X et Y.

Ce résultat ne signifie pas que le modèle est incorrect, mais il indique que la disposition initiale du contreventement peut être améliorée.

La proximité entre les deux premières périodes :

$$T_1 = 0,900 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,893 \text{ s}$$

Cela montre que les rigidités globales suivant X et suivant Y sont proches. Cependant, le niveau élevé de ces périodes traduit une souplesse globale importante.

IV.5. Vérification de la période fondamentale de la variante 1

$$R = 3,50$$

La période empirique calculée précédemment est :

$$T_{emp} = 0,595 \text{ s}$$

La limite admissible est :

$$1,3 T_{emp} \approx 0,775 \text{ s}$$

Pour la variante 1, le premier mode est principalement suivant X. On prend donc :

$$T_x = 0,900 \text{ s}$$

Le deuxième mode est principalement suivant Y. On prend donc :

$$T_y = 0,893 \text{ s}$$

La vérification suivant X donne :

$$T_x \leq 1,3 T_{emp}$$

$$0,900 \leq 0,775$$

Cette condition n'est pas vérifiée.

La vérification suivant Y donne :

$$T_y \leq 1,3 T_{emp}$$

$$0,893 \leq 0,775$$

Cette condition n'est pas vérifiée.

Tableau IV.3 : Vérification de la période fondamentale — variante 1

Direction	Période dynamique T_{calcul} (s)	$1,3 T_{emp}$ (s)	Vérification
X	0,900	0,775	Non vérifiée
Y	0,893	0,775	Non vérifiée

La variante 1 présente donc des périodes supérieures à la limite admissible. Ce résultat met en évidence une souplesse latérale importante dans les deux directions principales. Il constitue un indicateur défavorable qui justifie l'étude d'une deuxième configuration de contreventement.

IV.6. Présentation de la variante 2

$$R = 4,50$$

À partir des résultats obtenus pour la première variante, une deuxième configuration de contreventement a été étudiée. Cette variante ne constitue pas encore un choix définitif, mais une proposition structurale destinée à améliorer le comportement dynamique de l'ouvrage.

La modification porte principalement sur la disposition et les longueurs des voiles. La configuration étudiée comprend :

8 voiles de 2,00 m

et :

6 voiles de 3,00 m

La répartition des voiles est effectuée dans les deux directions principales afin d'augmenter la rigidité latérale, de réduire les périodes fondamentales et de rechercher une meilleure séparation des modes.

Il est important de souligner que cette proposition reste soumise aux vérifications sismiques ultérieures. Une variante peut présenter un bon comportement modal, mais

elle doit encore être vérifiée vis-à-vis des efforts tranchants, des déplacements, des déplacements inter-étages, de

l'effet $P - \Delta$ et de la stabilité globale. Le choix final ne peut donc être établi qu'après une comparaison complète.

Cette démarche correspond à une logique d'ingénieur : observer le comportement de la structure, comprendre l'origine des insuffisances, proposer une amélioration, puis vérifier objectivement cette amélioration par le calcul.

IV.7. Résultats de l'analyse modale de la variante 2

$$R = 4,50$$

IV.7.1. Résultats modaux

Après modification du système de contreventement, une nouvelle analyse modale est réalisée. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau IV.4 : Résultats de l'analyse modale — variante 2

Mode	Période (T) s	UX %	UY %	$\sum U_X$ %	$\sum U_Y$ %	RZ
1	0,774	71,50	0,09	71,50	0,09	0,0593
2	0,709	0,00	75,31	71,50	75,40	0,0239
3	0,661	5,94	1,15	77,44	76,55	0,6875
4	0,221	11,50	0,02	88,94	76,57	0,0118
5	0,197	0,00	12,92	88,94	89,49	0,0023
6	0,186	1,34	0,10	90,28	89,59	0,1114
7	0,114	3,98	0,07	94,26	89,66	0,0057
8	0,101	0,50	2,70	94,76	92,36	0,0001
9	0,098	0,20	1,99	94,96	94,35	0,0427
10	0,079	1,99	0,01	96,95	94,36	0,002
11	0,078	0,23	0,59	97,18	94,95	0,0114
12	0,067	0,02	2,02	97,20	96,97	0,0087

IV.7.2. Participation massique

Pour la variante 2, la participation massique cumulée atteint au douzième mode :

$$\sum U_X = 97,20\%$$

$$\sum U_Y = 96,97\%$$

Ces deux valeurs sont supérieures à 90 %. La condition de participation massique est donc vérifiée.

La participation suivant X dépasse 90 % au sixième mode :

$$\sum UX_{mode,6} = 90,28\%$$

La participation suivant Y dépasse 90 % au huitième mode :

$$\sum UY_{mode,8} = 92,36\%$$

Le nombre de modes retenus est donc suffisant pour représenter la réponse dynamique de la structure suivant les deux directions principales.

IV.7.3. Interprétation des premiers modes

Le premier mode présente une période :

$$T_1 = 0,774 \text{ s}$$

avec :

$$U_X = 71,50\%$$

$$U_Y = 0,09\%$$

Le premier mode est donc clairement dominé par une translation suivant X.

Le deuxième mode présente une période :

$$T_2 = 0,709 \text{ s}$$

avec :

$$U_X \approx 0,00\%$$

$$U_Y = 75,31\%$$

Le deuxième mode est donc clairement dominé par une translation suivant Y.

Cette séparation nette des deux premiers modes constitue un résultat favorable par rapport à la variante 1. Elle montre que la modification du contreventement permet d'obtenir un comportement modal plus lisible et moins couplé.

Le troisième mode présente :

$$T_3 = 0,661 \text{ s}$$

avec une participation massique relativement faible en translation :

$$U_X = 5,94\%$$

$$U_Y = 1,15\%$$

IV.8. Vérification de la période fondamentale de la variante 2

$$R = 4,50$$

La période empirique est :

$$T_{emp} = 0,595 \text{ s}$$

La limite admissible est :

$$1,3 T_{emp} \approx 0,775 \text{ s}$$

Pour la variante 2, le premier mode correspond principalement à une translation suivant X.

On prend donc :

$$T_x = 0,774 \text{ s}$$

Le deuxième mode correspond principalement à une translation suivant Y. On prend donc :

$$T_y = 0,709 \text{ s}$$

La vérification suivant X donne :

$$T_x \leq 1,3 T_{emp}$$

$$0,774 \leq 0,775$$

La condition est vérifiée à la limite, avec les valeurs arrondies au millièm.

La vérification suivant Y donne :

$$T_y \leq 1,3 T_{emp}$$

$$0,709 \leq 0,774$$

La condition est vérifiée.

Tableau IV.5 : Vérification de la période fondamentale — variante 2

Direction	Période dynamique $T_{calcul} \text{ (s)}$	$1,3 T_{emp} \text{ (s)}$	Vérification
X	0,774	0,775	Vérifiée à la limite
Y	0,709	0,775	Vérifiée

La variante 2 respecte donc la condition sur la période fondamentale. Le fait que la période suivant X soit atteinte à la limite montre que la structure conserve une certaine souplesse globale, mais cette souplesse reste admissible dans le cadre de l'analyse modale. Cette observation devra être complétée par les vérifications sismiques détaillées.

IV.9. Lecture comparative préliminaire des résultats modaux

La comparaison des deux variantes permet de mettre en évidence l'influence de la modification du contreventement sur le comportement dynamique de la structure.

Tableau IV.6 : Comparaison préliminaire des résultats modaux

Critère	Variante 1 $R = 3,50$	Variante 2 $R = 4,50$	Lecture préliminaire
T_x	0,900 s	0,774 s	Diminution de la période suivant X
T_y	0,893 s	0,709 s	Diminution de la période suivant Y
$1,3 T_{emp}$	0,775 s	0,775 s	Même limite de référence
Vérification suivant X	Non vérifiée	Vérifiée à la limite	Amélioration modale
Vérification suivant Y	Non vérifiée	Vérifiée	Amélioration modale
$\sum U_x$ final	97,35 %	97,20 %	Participation suffisante
$\sum U_y$ final	96,99 %	96,97 %	Participation suffisante
Mode 1	Translation X avec contribution Y	Translation X dominante	Meilleure séparation modale
Mode 2	Translation Y avec contribution X	Translation Y dominante	Meilleure séparation modale

La réduction de la période suivant X est :

$$\Delta T_x = 0,900 - 0,774$$

$$\Delta T_x = 0,126 \text{ s}$$

Le pourcentage de réduction est :

$$\frac{0,126}{0,900} \times 100 = 14,00\%$$

La réduction de la période suivant Y est :

$$\Delta T_y = 0,893 - 0,709$$

$$\Delta T_y = 0,184 \text{ s}$$

Le pourcentage de réduction est :

$$\frac{0,184}{0,893} \times 100 = 20,60\%$$

Du point de vue strictement modal, la variante 2 présente donc une amélioration par rapport à la variante 1. Les périodes principales diminuent et les deux premiers modes deviennent mieux séparés. Cela traduit une augmentation de la rigidité latérale et une meilleure organisation du système de contreventement.

Toutefois, cette lecture reste préliminaire. Une meilleure réponse modale ne suffit pas à elle seule pour choisir définitivement une variante. Le choix du système de contreventement devra tenir compte de l'ensemble des vérifications sismiques : effort tranchant à la base, déplacements horizontaux, déplacements inter-étages, effet $P - \Delta$, stabilité au renversement et répartition des efforts dans les éléments résistants.

IV.10. Analyse critique

L'analyse modale des deux variantes permet de tirer plusieurs enseignements.

La variante 1 présente une participation massique suffisante dans les deux directions, ce qui montre que le nombre de modes retenus est correct. Cependant, ses périodes fondamentales sont élevées :

$$T_x = 0,900 \text{ s}$$

$$T_y = 0,893 \text{ s}$$

Ces deux valeurs dépassent la limite :

$$1,3 T_{emp} \approx 0,775 \text{ s}$$

La structure apparaît donc trop souple dans cette configuration. De plus, les deux premiers modes présentent un couplage entre les directions X et Y. Le comportement dynamique est alors moins lisible, ce qui peut traduire une répartition du contreventement encore insuffisamment efficace.

La variante 2 montre une amélioration notable du comportement modal. La période suivant X devient :

$$T_x = 0,774 \text{ s}$$

et la période suivant Y devient :

$$T_y = 0,709 \text{ s}$$

La condition sur la période fondamentale est vérifiée, avec une vérification à la limite dans le sens X. Les deux premiers modes sont également mieux séparés : le premier mode est dominé par la translation suivant X et le deuxième par la translation suivant Y.

Cette amélioration ne doit cependant pas être interprétée comme un choix définitif à ce stade du travail. L'analyse modale donne une première indication sur la rigidité et la régularité dynamique de la structure, mais elle ne remplace pas l'étude sismique complète.

Le raisonnement adopté dans ce projet consiste donc à ne pas conclure trop rapidement. Les deux variantes seront étudiées séparément sous action sismique. La comparaison finale permettra ensuite de retenir la solution la plus pertinente sur des critères objectifs.

Cette démarche illustre le rôle de l'ingénieur en génie civil : il doit respecter les contraintes architecturales autant que possible, mais il doit aussi vérifier si la disposition proposée garantit un comportement structural satisfaisant. Lorsque les résultats montrent une insuffisance, l'ingénieur doit proposer une solution techniquement justifiée, capable d'améliorer la sécurité et la performance de l'ouvrage.

IV.11. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'élaboration du modèle numérique de la structure et à l'analyse modale de deux variantes de contreventement.

La variante 1, associée à :

$$R_x = R_y = 3,50$$

présente une période suivant X de :

$$T_x = 0,900 \text{ s}$$

et une période suivant Y de :

$$T_y = 0,893 \text{ s}$$

Ces valeurs dépassent la limite admissible :

$$1,3 T_{emp} \approx 0,775 \text{ s}$$

La condition sur la période fondamentale n'est donc pas vérifiée pour cette première variante. Malgré une participation massique suffisante, les deux premiers modes présentent un certain couplage entre les directions principales.

La variante 2, associée à :

$$R_x = R_y = 4,50$$

présente une période suivant X de :

$$T_x = 0,774 \text{ s}$$

Et une période suivant Y de :

$$T_y = 0,709 \text{ s}$$

La condition sur la période fondamentale est vérifiée, avec une vérification à la limite dans le sens X. La participation massique cumulée atteint également :

$$\sum U_x = 97,20\%$$

$$\sum U_y = 96,97\%$$

Ce qui confirme que le nombre de modes retenus est suffisant.

Du point de vue modal, la variante 2 présente donc un comportement plus favorable que la variante 1. Néanmoins, le choix définitif du système de contreventement ne sera pas effectué dans ce chapitre. Les deux variantes feront l'objet d'une étude sismique séparée dans les chapitres suivants, puis seront comparées sur la base de l'ensemble des vérifications réglementaires et structurales.

Le présent chapitre constitue ainsi une première étape d'analyse. Il met en évidence les tendances dynamiques des deux configurations et prépare la suite de l'étude, où le choix final devra être justifié par une comparaison complète et rationnelle des résultats.

CHAPITRE V
ÉTUDE SISMIQUE DE LA
VARIANTE 1 (R=3,50)

V.1. Introduction

L'étude sismique constitue une étape essentielle dans la vérification d'une structure implantée en zone de forte sismicité. Elle permet d'évaluer la réponse globale de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et de vérifier sa capacité à satisfaire les exigences réglementaires en matière de résistance, de déplacement et de stabilité.

Dans le présent chapitre, l'étude est consacrée à la **variante 1**, correspondant à la disposition initiale du système de contreventement. Cette variante est associée au coefficient de comportement :

$$R_x = R_y = 3,50$$

L'analyse modale réalisée au chapitre précédent a montré que cette variante présente des périodes fondamentales relativement élevées. Les périodes retenues sont :

$$T_x = 0,900 \text{ s}$$

$$T_y = 0,893 \text{ s}$$

La période empirique calculée précédemment est :

$$T_{\text{emp}} = 0,595 \text{ s}$$

d'où :

$$1,3 T_{\text{emp}} = 0,775 \text{ s}$$

On remarque donc que :

$$T_x > 1,3 T_{\text{emp}}$$

$$T_y > 1,3 T_{\text{emp}}$$

les periode choisissent 0,775

Ce constat traduit une souplesse globale importante de la structure dans sa configuration initiale. Toutefois, l'analyse modale seule ne permet pas de juger complètement la qualité d'une variante structurale. Il est donc nécessaire de poursuivre l'étude par les vérifications sismiques détaillées.

Ce chapitre a pour objectif de vérifier la variante 1 vis-à-vis de l'effort tranchant à la base, des déplacements horizontaux, des déplacements inter-étages, de l'effet ($P - \Delta$), de la rigidité du diaphragme, de la résistance des planchers, de la participation des voiles au contreventement et de la stabilité globale au renversement.

Les résultats obtenus serviront ensuite de base de comparaison avec la variante 2. Le choix final du système de contreventement ne sera donc pas effectué dans ce chapitre, mais après l'étude complète des deux variantes.

V.2. Méthode de calcul

L'étude sismique est menée par la méthode dynamique modale spectrale, à partir du modèle numérique élaboré sous ETABS. Cette méthode permet de tenir compte des modes propres de vibration de la structure, de la distribution des masses et de la rigidité réelle des éléments structuraux.

La méthode statique équivalente est également utilisée afin de déterminer l'effort tranchant de référence à la base. Cette valeur permet de vérifier la résultante des forces sismiques obtenue par l'analyse dynamique.

L'effort tranchant sismique total de référence est donné par :

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

avec :

$$W = \sum W_i$$

et :

$$W_i = W_{G_i} + \psi W_{Q_i}$$

où W_{G_i} représente le poids dû aux charges permanentes du niveau i , W_{Q_i} le poids dû aux charges d'exploitation du même niveau, et ψ le coefficient d'accompagnement des charges d'exploitation.

La condition de vérification entre la méthode dynamique et la méthode statique équivalente est :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0,8 V_{\text{stat}}$$

Lorsque cette condition n'est pas vérifiée, les résultats dynamiques doivent être corrigés par :

$$C = \frac{0,8 V_{\text{stat}}}{V_{\text{dyn}}}$$

Dans le cas où :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0,8 V_{\text{stat}}$$

on prend :

$$C = 1$$

et aucune majoration supplémentaire n'est nécessaire.

V.3. Paramètres sismiques de la variante 1

Tableau V.1 : Paramètres sismiques et paramètres du spectre — variante 1

Paramètre	Symbole	Valeur
Zone sismique	—	VI
Groupe d'usage	—	1B
Catégorie de site	—	S3
Coefficient d'accélération de zone	A	0,30
Coefficient d'importance	I	1,20
Coefficient de site	S	1,30
Coefficient de comportement suivant X	R_x	3,50
Coefficient de comportement suivant Y	R_y	3,50
Facteur de qualité	Q_F	1,05
Coefficient de correction suivant X	λ_x	0,85
Coefficient de correction suivant Y	λ_y	0,85
Pourcentage d'amortissement critique	ξ	10 %
Coefficient de correction d'amortissement	η	0,7637
Période caractéristique du site	T_1	0,15 s
Période caractéristique du site	T_2	0,60 s
Période caractéristique du site	T_3	2,00 s

Le coefficient de correction d'amortissement est défini par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Pour :

$$\xi = 10 \%$$

on obtient :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,7637$$

La variante 1 est donc étudiée avec :

$$R_x = R_y = 3,50$$

Ce coefficient correspond à la configuration initiale du système de contreventement. Son comportement sera ensuite comparé à celui de la deuxième variante.

V.4. Spectre de calcul horizontal

Le spectre de calcul horizontal est défini à partir des paramètres sismiques précédents. Pour la variante 1, les paramètres introduits dans le spectre sont :

$$A = 0,30$$

$$I = 1,20$$

$$S = 1,30$$

$$Q_F = 1,05$$

$$R = 3,50$$

Les périodes caractéristiques du site S3 sont :

$$T_1 = 0,15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,60 \text{ s}$$

$$T_3 = 2,00 \text{ s}$$

Le spectre obtenu est utilisé pour l'analyse dynamique modale spectrale de la variante 1.

V.5. Poids sismique total de la structure

Le poids sismique total est obtenu à partir des charges permanentes et d'une partie des charges d'exploitation.

Pour chaque niveau :

$$W_i = W_{G_i} + \psi W_{Q_i}$$

Le poids total de la structure est :

$$W = \sum W_i$$

Tableau V.2 : Poids sismique par niveau — variante 1

Niveau	W_i (kN)	$\sum W_i$ (kN)
Haut	2469,01	2469,08
Attique	5709,26	8178,26
6e étage	5948,21	14126,48
5e étage	5855,58	19982,05
4e étage	5882,83	25864,88
3e étage	6138,68	32003,55
2e étage	6166,97	38170,53
1er étage	7330,77	45501,30

Ainsi :

$$W = 45501,30 \text{ kN}$$

Cette valeur sera utilisée pour les vérifications globales de la structure.

V.6. Calcul et vérification de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant sismique total de référence est calculé par :

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

Pour la variante 1, les efforts tranchants statiques équivalents obtenus sont :

$$V_{\text{stat},x} = 10442,55 \text{ kN}$$

$$V_{\text{stat},y} = 10442,55 \text{ kN}$$

Les efforts tranchants dynamiques obtenus par l'analyse modale spectrale sont :

$$V_{\text{dyn},x} = 13323,21 \text{ kN}$$

$$V_{\text{dyn},y} = 13319,04 \text{ kN}$$

La vérification réglementaire est :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0,8 V_{\text{stat}}$$

On calcule :

$$0,8 V_{\text{stat},x} = 0,8 \times 10442,55 = 8354,04 \text{ kN}$$

$$0,8 V_{\text{stat},y} = 0,8 \times 10442,55 = 8354,04 \text{ kN}$$

Tableau V.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Direction	$0,8V_{\text{stat}}$ (kN)	V_{dyn} (kN)	Coefficient	Condition
X	5829,37	10556,6	1,00	Vérifiée
Y	5829,37	10709,2	1,00	Vérifiée

Suivant X :

$$10556,6 > 5829,37$$

Suivant Y :

$$10709,2 > 5829,37$$

La condition est donc vérifiée dans les deux directions. Aucune majoration supplémentaire n'est nécessaire.

V.7. Déplacements horizontaux élastiques

Les déplacements horizontaux élastiques obtenus par l'analyse dynamique sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau V.4 : Déplacements horizontaux élastiques — variante 1

Niveau	$\delta_{e,x}$ (cm)	$\delta_{e,y}$ (cm)
Haut	5,423	5,572
Attique	5,067	5,206
6e étage	4,585	4,745
5e étage	3,999	4,159
4e étage	3,285	3,424
3e étage	2,458	2,557
2e étage	1,435	1,471
1er étage	0,449	0,443

Le déplacement maximal est obtenu au niveau supérieur :

$$\delta_{e,x,\max} = 5,423 \text{ cm}$$

$$\delta_{e,y,\max} = 5,572 \text{ cm}$$

Les déplacements sont légèrement plus élevés suivant Y, ce qui traduit une souplesse un peu plus importante dans cette direction.

V.8. Vérification des déplacements inter-étages — non-effondrement

Le déplacement horizontal de calcul est obtenu par :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{e,k}$$

Pour la variante 1 :

$$\frac{R}{Q_F} = \frac{3,50}{1,05} = 3,33$$

Le déplacement relatif entre deux niveaux successifs est :

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

ou encore :

$$\Delta_k = \frac{R}{Q_F} (\delta_{e,k} - \delta_{e,k-1})$$

La condition de non-effondrement est :

$$\Delta_k \leq 0,015 h_k$$

Par exemple, pour :

$$h_k = 3,15 \text{ m}$$

on obtient :

$$\Delta_{\text{adm}} = 0,015 \times 3,15 = 0,04725 \text{ m}$$

$$\Delta_{\text{adm}} = 4,725 \text{ cm}$$

V.8.1. Vérification suivant X

Tableau V.5-a : Déplacements inter-étages suivant X — non-effondrement

Niveau	H (m)	Δ_x (cm)	Δ_{adm} (cm)	Condition X
Haut	3,15	1,187	4,725	OK
Attique	3,15	1,606	4,725	OK
6e étage	3,15	1,952	4,725	OK
5e étage	3,20	2,382	4,800	OK
4e étage	3,25	2,757	4,875	OK
3e étage	3,67	3,410	5,505	OK
2e étage	3,80	3,286	5,700	OK
1er étage	3,80	1,497	5,700	OK

Le déplacement relatif maximal suivant X est :

$$\Delta_{x,\text{max}} = 3,410 \text{ cm}$$

Il est inférieur à la limite admissible :

$$3,410 < 5,505$$

La condition de non-effondrement est donc vérifiée suivant X.

V.8.2. Vérification suivant Y

Tableau V.5-b : Déplacements inter-étages suivant Y — non-effondrement

Niveau	H (m)	Δ_y (cm)	Δ_{adm} (cm)	Condition Y
Haut	3,15	1,220	4,725	OK
Attique	3,15	1,535	4,725	OK
6e étage	3,15	1,955	4,725	OK
5e étage	3,20	2,450	4,800	OK
4e étage	3,25	2,889	4,875	OK
3e étage	3,67	3,620	5,505	OK
2e étage	3,80	3,426	5,700	OK
1er étage	3,80	1,477	5,700	OK

Le déplacement relatif maximal suivant Y est :

$$\Delta_{y,max} = 3,620 \text{ cm}$$

Il est inférieur à la limite admissible :

$$3,620 < 5,505$$

La condition de non-effondrement est donc vérifiée suivant Y.

V.9. Vérification de la limitation des dommages

Le déplacement relatif utilisé pour la limitation des dommages est noté :

$$\Delta_{A,k}$$

Il est obtenu par :

$$\Delta_{A,k} = v_A \Delta_k$$

Dans le présent cas, le coefficient réducteur est :

$$v_A = 0,50$$

La condition à vérifier est :

$$\Delta_{A,k} \leq 0,005 h_k$$

Tableau V.6 : Vérification de la limitation des dommages

Niveau	$\Delta_{A,x}$ (cm)	Limite X (cm)	Condition X	$\Delta_{A,y}$ (cm)	Limite Y (cm)	Condition Y
Haut	0,593	2,363	OK	0,610	2,363	OK
Attique	0,803	2,363	OK	0,767	2,363	OK
6 étage	0,976	2,363	OK	0,978	2,363	OK
5e étage	1,191	2,400	OK	1,225	2,400	OK
4e étage	1,378	2,438	OK	1,445	2,438	OK
3e étage	1,705	2,753	OK	1,810	2,753	OK
2e étage	1,643	2,850	OK	1,713	2,850	OK
1er étage	0,749	2,850	OK	0,738	2,850	OK

Toutes les valeurs sont inférieures aux limites admissibles. La condition de limitation des dommages est donc vérifiée dans les deux directions.

V.10. Vérification de l'effet ($P - \Delta$)

L'effet ($P - \Delta$) correspond à l'effet du second ordre dû à l'action des charges verticales sur une structure déplacée horizontalement. Il est évalué par le coefficient :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

avec P_k la somme des charges verticales au-dessus du niveau considéré, Δ_k le déplacement relatif de l'étage, V_k l'effort tranchant au niveau considéré et h_k la hauteur de l'étage.

La condition permettant de négliger l'effet du second ordre est :

$$\theta_k \leq 0,10$$

V.10.1. Vérification suivant X

Tableau V.7-a : Vérification de l'effet ($P - \Delta$) suivant X

Niveau	Δ_x (cm)	θ_x	Condition X
Haut	1,187	0,0066	OK
Attique	1,606	0,0103	OK
6e étage	1,952	0,0136	OK
5e étage	2,382	0,0173	OK
4e étage	2,757	0,0211	OK
3e étage	3,410	0,0251	OK
2e étage	3,286	0,0256	OK
1er étage	1,497	0,0135	OK

La valeur maximale obtenue suivant X est :

$$\theta_{\max,x} = 0,0256$$

$$0,0256 < 0,10$$

L'effet ($P - \Delta$) peut donc être négligé suivant X.

V.10.2. Vérification suivant Y

Tableau V.7-b : Vérification de l'effet ($P - \Delta$) suivant Y

Niveau	Δ_y (cm)	θ_y	Condition Y
Haut	1,220	0,0068	OK
Attique	1,535	0,0099	OK
6e étage	1,955	0,0137	OK
5e étage	2,450	0,0179	OK
4e étage	2,889	0,0222	OK
3e étage	3,620	0,0266	OK
2e étage	3,426	0,0267	OK
1er étage	1,477	0,0133	OK

La valeur maximale obtenue suivant Y est :

$$\theta_{\max,y} = 0,0267$$

$$0,0267 < 0,10$$

L'effet ($P - \Delta$) peut donc être négligé suivant Y.

V.11. Vérification de la rigidité du diaphragme

La vérification de la rigidité du diaphragme permet d'apprécier si les planchers peuvent être considérés comme rigides dans leur plan. Cette hypothèse est importante, car elle permet de considérer que les efforts horizontaux sont correctement transmis vers les éléments verticaux résistants.

La vérification est effectuée en comparant les déplacements obtenus dans deux modèles :

Modèle avec diaphragme

et :

Modèle sans diaphragme

L'écart relatif est calculé par :

$$\Delta U = \frac{|U_{\text{sans diaphragme}} - U_{\text{avec diaphragme}}|}{U_{\text{avec diaphragme}}} \times 100$$

Lorsque cet écart reste faible, le plancher peut être considéré comme rigide dans son plan.

V.11.1. Vérification suivant X

Tableau V.8-a : Vérification de la rigidité du diaphragme suivant X

Niveau	U_x avec (cm)	U_x sans (cm)	ΔU_x (%)	Nature
Haut	5,423	5,483	1,10	Rigide
Attique	5,067	5,135	1,34	Rigide
6e étage	4,585	4,645	1,30	Rigide
5e étage	3,999	4,054	1,37	Rigide
4e étage	3,285	3,332	1,43	Rigide
3e étage	2,458	2,494	1,47	Rigide
2e étage	1,435	1,456	1,48	Rigide
1er étage	0,449	0,477	6,15	Rigide

L'écart maximal suivant X est obtenu au 1er étage :

$$\Delta U_{x,\max} = 6,15 \%$$

Cet écart reste faible. Le diaphragme peut donc être considéré comme rigide suivant X.

V.11.2. Vérification suivant Y

Tableau V.8-b : Vérification de la rigidité du diaphragme suivant Y

Niveau	U_y avec (cm)	U_y sans (cm)	ΔU_y (%)	Nature
Haut	5,572	6,012	7,89	Rigide
Attique	5,206	5,612	7,79	Rigide
6e étage	4,745	5,107	7,63	Rigide
5e étage	4,159	4,468	7,42	Rigide
4e étage	3,424	3,670	7,19	Rigide
3e étage	2,557	2,735	6,96	Rigide
2e étage	1,471	1,567	6,55	Rigide
1er étage	0,443	0,468	5,66	Rigide

L'écart maximal suivant Y est obtenu au niveau supérieur :

$$\Delta U_{y,\max} = 7,89 \%$$

Cet écart reste également faible. Le diaphragme peut donc être considéré comme rigide suivant Y.

V.11.3. Interprétation

Les résultats obtenus montrent que les écarts entre le modèle avec diaphragme et le modèle sans diaphragme restent limités dans les deux directions principales.

Suivant X :

$$\Delta U_{x,\max} = 6,15 \%$$

Suivant Y :

$$\Delta U_{y,\max} = 7,89 \%$$

Ces valeurs confirment que les planchers présentent une rigidité suffisante dans leur plan. L'hypothèse de diaphragme rigide adoptée dans le modèle numérique est donc acceptable pour la variante 1.

Cette conclusion est cohérente avec la nature des planchers adoptés dans le projet, constitués de dalles pleines en béton armé de 20 cm d'épaisseur.

V.12. Justification vis-à-vis de la résistance des planchers

La résistance des planchers est vérifiée vis-à-vis des efforts horizontaux transmis aux diaphragmes. Cette vérification permet de s'assurer que les planchers peuvent reprendre les efforts sismiques et les transmettre correctement vers les éléments verticaux résistants, notamment les voiles et les portiques.

L'effort horizontal appliqué au diaphragme du niveau k est noté :

$$F_{pk}$$

Les limites de vérification sont données par :

$$F_{pk,\min} = 0,35 A I S W_{pk}$$

$$F_{pk,\max} = 0,70 A I S W_{pk}$$

avec :

$$A = 0,30$$

$$I = 1,20$$

$$S = 1,30$$

On obtient :

$$A I S = 0,30 \times 1,20 \times 1,30$$

$$A I S = 0,468$$

Donc :

$$F_{pk,\min} = 0,35 \times 0,468 \times W_{pk}$$

$$F_{pk,\min} = 0,1638 W_{pk}$$

et :

$$F_{pk,\max} = 0,70 \times 0,468 \times W_{pk}$$

$$F_{pk,\max} = 0,3276 W_{pk}$$

La condition de vérification est :

$$F_{pk,\min} \leq F_{pk} \leq F_{pk,\max}$$

Lorsque cette condition est satisfaite, la vérification est notée :

OK

Lorsque cette condition n'est pas satisfaite, la vérification est notée :

C. N. V

avec :

C. N. V = Condition Non Vérifiée

V.12.1. Bornes de vérification par niveau

Tableau V.9-a : Bornes réglementaires de résistance des planchers

Niveau	W_{pk} (kN)	$F_{pk,min}$ (kN)	$F_{pk,max}$ (kN)
Haut	2469,01	404,42	808,85
Attique	5709,26	935,18	1870,35
6e étage	5948,21	974,32	1948,63
5e étage	5855,58	959,14	1918,29
4e étage	5882,83	963,61	1927,22
3e étage	6138,68	1005,52	2011,03
2e étage	6166,97	1010,15	2020,30
1er étage	7330,77	1200,78	2401,56

Ces bornes représentent l'intervalle dans lequel l'effort transmis au diaphragme doit se situer pour que la résistance du plancher soit considérée comme vérifiée.

V.12.2. Vérification suivant X

Tableau V.9-b : Vérification de la résistance des planchers suivant X

Niveau	$F_{pk,min}$ (kN)	$F_{pk,x}$ (kN)	$F_{pk,max}$ (kN)	Condition X
Haut	404,42	1402,55	808,85	C.N.V
Attique	935,18	2818,54	1870,35	C.N.V
6e étage	974,32	2709,73	1948,63	C.N.V
5e étage	959,14	2514,20	1918,29	C.N.V
4e étage	963,61	2361,87	1927,22	C.N.V
3e étage	1005,52	2274,73	2011,03	C.N.V
2e étage	1010,15	2081,27	2020,30	C.N.V
1er étage	1200,78	2146,52	2401,56	OK

D'après les résultats de calcul, la condition n'est pas vérifiée pour les niveaux supérieurs et intermédiaires suivant X. Seul le 1er étage vérifie la condition.

Cette non-vérification indique que les efforts horizontaux transmis aux diaphragmes dépassent, pour plusieurs niveaux, les limites admissibles considérées dans la vérification.

V.12.3. Vérification suivant Y**Tableau V.9-c : Vérification de la résistance des planchers suivant Y**

Niveau	$F_{pk,min}$ (kN)	$F_{pk,y}$ (kN)	$F_{pk,max}$ (kN)	Condition Y
Haut	404,42	1408,23	808,85	C.N.V
Attique	935,18	2798,14	1870,35	C.N.V
6e étage	974,32	2698,38	1948,63	C.N.V
5e étage	959,14	2509,22	1918,29	C.N.V
4e étage	963,61	2360,92	1927,22	C.N.V
3e étage	1005,52	2276,09	2011,03	C.N.V
2e étage	1010,15	2081,97	2020,30	C.N.V
1er étage	1200,78	2145,85	2401,56	OK

D'après les résultats de calcul, la condition n'est pas vérifiée pour plusieurs niveaux suivant Y. Comme suivant X, seul le 1er étage vérifie la condition.

D'après les résultats de calcul, la condition n'est pas vérifiée pour plusieurs niveaux suivant Y. Comme suivant X, seul le 1er étage vérifie la condition.

V.12.4. Interprétation des résultats

Les résultats montrent que la résistance des planchers n'est pas vérifiée pour la majorité des niveaux dans les deux directions principales. Cette observation constitue un point défavorable important pour la variante 1.

En effet, les planchers ne jouent pas seulement un rôle de support des charges verticales. En situation sismique, ils assurent aussi la transmission des efforts horizontaux vers les éléments verticaux de contreventement. Lorsque cette vérification n'est pas satisfaite, cela signifie que le cheminement des efforts horizontaux n'est pas entièrement satisfaisant dans la configuration étudiée.

Cette non-vérification peut être liée à une répartition insuffisamment efficace du contreventement, à une concentration des efforts dans certaines zones ou à une insuffisance de rigidité globale du système initial. Elle confirme donc les limites déjà observées dans l'analyse modale, notamment la souplesse globale de la structure et la faible participation relative des voiles dans la reprise de l'effort tranchant à la base.

La variante 1 ne doit donc pas être rejetée sans analyse, car plusieurs vérifications globales restent satisfaites. Cependant, cette non-vérification des planchers constitue un argument important en faveur de l'étude d'une seconde variante de contreventement.

V.13. Justification du système de contreventement

La répartition de l'effort tranchant à la base entre les voiles et les portiques permet d'évaluer le rôle réel de chaque système dans la reprise des actions horizontales.

Le pourcentage d'effort repris par les voiles est calculé par :

$$\%V_{\text{voiles}} = \frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{total}}} \times 100$$

Pour la variante 1 :

$$V_{x,\text{total}} = 13323,21 \text{ kN}$$

$$V_{y,\text{total}} = 13319,04 \text{ kN}$$

Les voiles reprennent :

$$V_{x,\text{voiles}} = 5380,86 \text{ kN}$$

$$V_{y,\text{voiles}} = 5811,44 \text{ kN}$$

Les portiques reprennent donc :

$$V_{x,\text{portiques}} = 13323,21 - 5380,86 = 7942,35 \text{ kN}$$

$$V_{y,\text{portiques}} = 13319,04 - 5811,44 = 7507,60 \text{ kN}$$

Tableau V.10 : Distribution de l'effort tranchant à la base

Direction	Effort total (kN)	Voiles (kN)	Voiles (%)	Portiques (kN)	Portiques (%)
X	13323,21	5380,86	40 %	7942,35	60 %
Y	13319,04	5811,44	44 %	7507,60	56 %

La variante 1 présente donc une reprise importante des efforts par les portiques. Les voiles ne reprennent pas la majorité de l'effort tranchant à la base.

Tableau V.11 : Vérification qualitative du système de contreventement

Critère	Résultat
Système dominé par les voiles	Non
Système assimilable à un noyau	Non
Effort repris majoritairement par les voiles suivant X	Non
Effort repris majoritairement par les voiles suivant Y	Non
Cohérence avec un coefficient ($R = 3,50$)	Oui

Ce résultat montre que le système initial n'est pas dominé par les voiles. Il confirme également que la variante 1 ne peut pas être assimilée à un système à noyau ou à effet de noyau. Cette observation rend cohérent le choix d'un coefficient de comportement plus faible pour cette variante.

V.14. Vérification de la stabilité au renversement

La stabilité au renversement est vérifiée en comparant le moment stabilisant au moment de renversement.

Le moment de renversement est calculé par :

$$M_r = \sum F_i h_i$$

Le moment stabilisant est dû aux charges verticales :

$$M_s = \sum W_i d_i$$

La condition de stabilité est :

$$M_s > M_r$$

Dans cette étude, le rapport suivant est également contrôlé :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,30$$

Tableau V.12 : Vérification de la stabilité au renversement

Direction	M_r (kN·m)	M_s (kN·m)	M_s/M_r	Condition
X	241714,59	500705,37	2,07	OK
Y	241514,03	464313,43	1,92	OK

Suivant X :

$$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} = \frac{500705,37}{241714,59} = 2,07$$

$$2,07 > 1,30$$

La condition est vérifiée suivant X.

Suivant Y :

$$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} = \frac{464313,43}{241514,03} = 1,92$$

$$1,92 > 1,30$$

La condition est vérifiée suivant Y.

La stabilité globale au renversement est donc assurée dans les deux directions.

V.15. Tableau de synthèse des vérifications

Tableau V.13 : Synthèse des vérifications sismiques — variante 1

Vérification	Résultat
Période fondamentale suivant X	Non vérifiée
Période fondamentale suivant Y	Non vérifiée
Participation massique modale	Vérifiée
Effort tranchant à la base suivant X	Vérifié
Effort tranchant à la base suivant Y	Vérifié
Déplacements inter-étages — non-effondrement suivant X	Vérifiés
Déplacements inter-étages — non-effondrement suivant Y	Vérifiés
Limitation des dommages suivant X	Vérifiée
Limitation des dommages suivant Y	Vérifiée
Effet ($P - \Delta$) suivant X	Négligeable
Effet ($P - \Delta$) suivant Y	Négligeable
Diaphragme suivant X	Rigide
Diaphragme suivant Y	Rigide
Résistance des planchers suivant X	Non vérifiée à plusieurs niveaux
Résistance des planchers suivant Y	Non vérifiée à plusieurs niveaux
Système dominé par les voiles	Non
Système assimilable à un noyau	Non
Stabilité au renversement suivant X	Vérifiée
Stabilité au renversement suivant Y	Vérifiée

V.16. Analyse critique de la variante 1

L'étude sismique de la variante 1 montre un comportement contrasté.

D'un côté, plusieurs vérifications globales sont satisfaites. L'effort tranchant dynamique à la base est supérieur à 80 % de l'effort statique équivalent dans les deux directions :

$$V_{\text{dyn},x} > 0,8 V_{\text{stat},x}$$

$$V_{\text{dyn},y} > 0,8 V_{\text{stat},y}$$

Les déplacements inter-étages sont également vérifiés, aussi bien pour la condition de non-effondrement que pour la condition de limitation des dommages. L'effet ($P - \Delta$) reste faible :

$$\theta_{\text{max},x} = 0,0256 < 0,10$$

$$\theta_{\text{max},y} = 0,0267 < 0,10$$

La stabilité au renversement est également assurée :

$$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} = 2,07 > 1,30$$

$$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} = 1,92 > 1,30$$

Cependant, la variante 1 présente plusieurs points défavorables.

Premièrement, la vérification de la période fondamentale réalisée au chapitre précédent n'est pas satisfaite :

$$T_x = 0,900 \text{ s} > 1,3T_{\text{emp}} = 0,774 \text{ s}$$

$$T_y = 0,893 \text{ s} > 1,3T_{\text{emp}} = 0,774 \text{ s}$$

Cela traduit une souplesse globale importante de la structure.

Deuxièmement, la résistance des planchers vis-à-vis des efforts sismiques horizontaux n'est pas vérifiée pour plusieurs niveaux. Cette non-vérification constitue un point sensible, car les planchers jouent un rôle essentiel dans la transmission des efforts horizontaux vers les éléments verticaux résistants.

Troisièmement, la distribution de l'effort tranchant montre que les voiles ne reprennent que :

40 % suivant X

et :

44 % suivant Y

Les portiques restent donc fortement sollicités. Cette répartition montre que la disposition initiale des voiles ne permet pas encore d'obtenir un système de contreventement dominé par les voiles.

Ces résultats ne conduisent pas encore au choix définitif du système structural, car la variante 2 doit être étudiée de la même manière. Toutefois, ils montrent clairement les limites de la disposition initiale du contreventement.

Cette analyse illustre le rôle de l'ingénieur structure : il ne s'agit pas seulement de vérifier quelques critères isolés, mais de comprendre le comportement global de l'ouvrage, d'identifier les points faibles et de proposer ensuite une solution structurale plus cohérente.

V.17. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude sismique de la variante 1, associée à :

$$R_x = R_y = 3,50$$

L'analyse dynamique modale spectrale a permis d'obtenir les efforts tranchants à la base suivants :

$$V_{\text{dyn},x} = 13323,21 \text{ kN}$$

$$V_{\text{dyn},y} = 13319,04 \text{ kN}$$

La vérification par rapport à 80 % de l'effort statique équivalent est satisfaite dans les deux directions.

Les déplacements inter-étages sont également vérifiés. La condition de non-effondrement est satisfaite, de même que la condition de limitation des dommages. L'effet ($P - \Delta$) reste faible et la stabilité au renversement est assurée.

La rigidité du diaphragme est également vérifiée dans les deux directions. Les écarts maximaux obtenus sont :

$$\Delta U_{x,\text{max}} = 6,15 \%$$

$$\Delta U_{y,\text{max}} = 7,89 \%$$

Ces valeurs permettent de considérer les planchers comme rigides dans leur plan.

Cependant, cette variante présente des insuffisances importantes. Les périodes fondamentales dépassent la limite admissible :

$$T_x > 1,3T_{\text{emp}}$$

$$T_y > 1,3T_{\text{emp}}$$

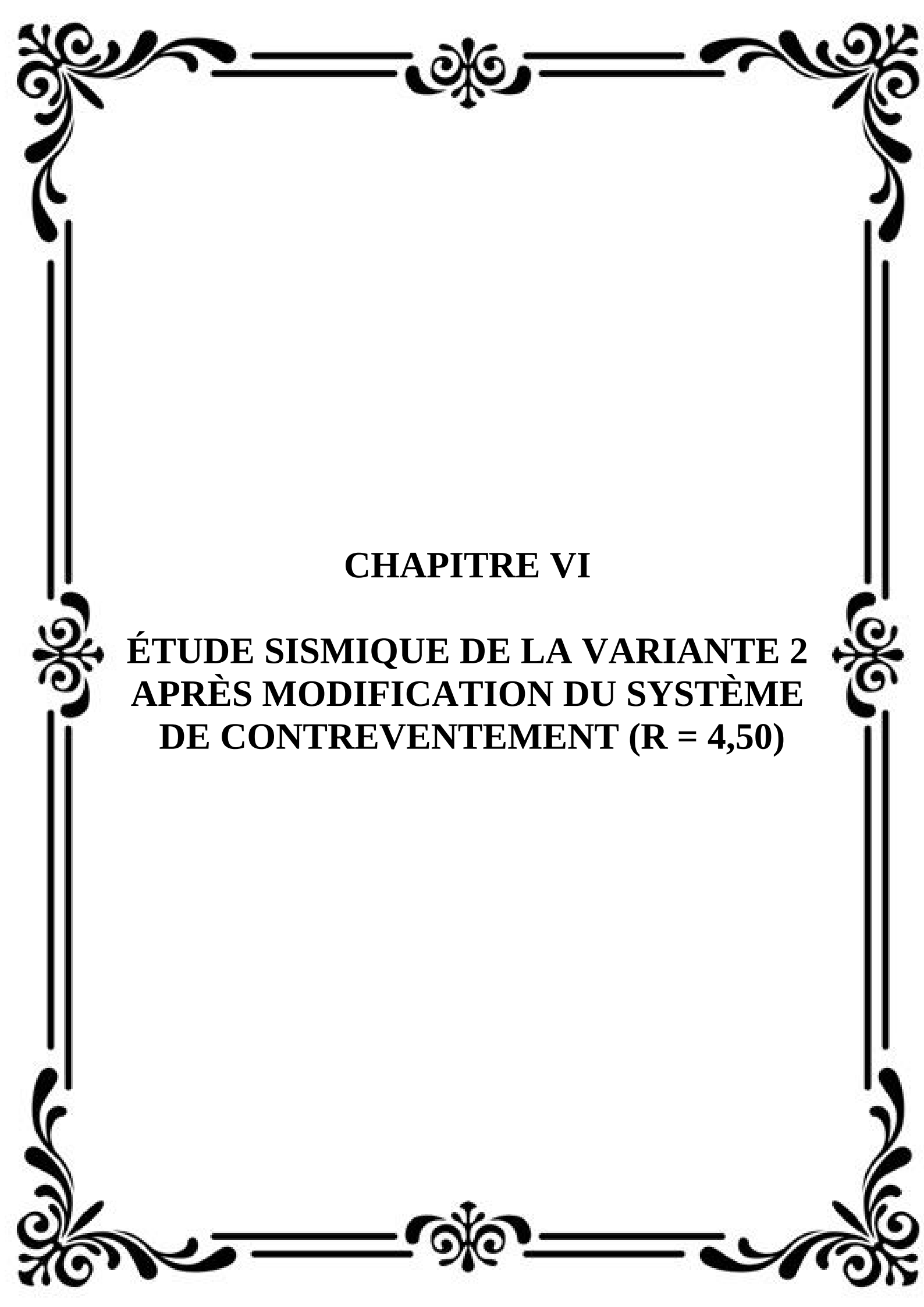
La résistance des planchers n'est pas vérifiée pour plusieurs niveaux. De plus, la part de l'effort tranchant reprise par les voiles reste limitée :

40 % suivant X

44 % suivant Y

La structure ne peut donc pas être considérée comme un système dominé par les voiles ou assimilée à un système à noyau.

La variante 1 présente donc des résultats acceptables sur plusieurs critères globaux, mais elle montre aussi des limites structurelles importantes. Ces résultats seront comparés à ceux de la variante 2 afin de retenir, dans un chapitre ultérieur, la solution de contreventement la plus pertinente.



CHAPITRE VI

ÉTUDE SISMIQUE DE LA VARIANTE 2 APRÈS MODIFICATION DU SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT ($R = 4,50$)

VI.1. Introduction

Après l'étude de la variante initiale associée au coefficient de comportement $R = 3,50$, une deuxième variante de contreventement a été étudiée afin d'améliorer le comportement sismique global de la structure.

Cette variante correspond à une modification de la disposition et de la longueur des voiles. L'objectif principal est d'augmenter la rigidité latérale de l'ouvrage, de réduire les périodes fondamentales et d'améliorer la reprise des efforts horizontaux par les éléments verticaux résistants.

La variante 2 est caractérisée par l'augmentation des longueurs de voiles, avec :

8 voiles de 2,00 m

dont :

4 voiles suivant la direction verticale

4 voiles suivant la direction horizontale

et :

6 voiles de 3,00 m

dont :

4 voiles suivant la direction verticale

2 voiles suivant la direction horizontale

Cette configuration est étudiée avec :

$$R_x = R_y = 4,50$$

Le présent chapitre a pour objectif de vérifier la variante 2 vis-à-vis de l'effort tranchant à la base, des déplacements horizontaux, des déplacements inter-étages, de la limitation des dommages, de l'effet $P - \Delta$, de la rigidité du diaphragme, de la résistance des planchers, de la répartition de l'effort tranchant entre voiles et portiques, du système à noyau ou à effet de noyau, ainsi que de la stabilité globale au renversement.

Le choix final du système de contreventement ne sera pas effectué dans ce chapitre. Il sera établi après comparaison globale entre la variante 1 et la variante 2.

VI.2. Méthode de calcul

L'étude sismique est menée par la méthode dynamique modale spectrale, à partir du modèle numérique élaboré sous ETABS. Cette méthode permet de tenir compte des modes propres de vibration, de la répartition réelle des masses, de la rigidité des éléments structuraux et du comportement global de la structure sous sollicitation sismique.

La méthode statique équivalente est également utilisée afin de déterminer l'effort tranchant de référence à la base. Cette valeur sert à vérifier la cohérence des résultats dynamiques.

L'effort tranchant sismique total de référence est donné par :

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

avec :

$$W = \sum W_i$$

et :

$$W_i = W_{G_i} + \psi W_{Q_i}$$

où W_{G_i} représente le poids dû aux charges permanentes du niveau i , W_{Q_i} le poids dû aux charges d'exploitation du même niveau, et ψ le coefficient d'accompagnement des charges d'exploitation.

La condition de vérification entre la méthode dynamique et la méthode statique équivalente est :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$$

Lorsque cette condition n'est pas vérifiée, les résultats dynamiques doivent être corrigés par :

$$C = \frac{0,8V_{stat}}{V_{dyn}}$$

Dans le cas où :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$$

on prend :

$$C = 1$$

et aucune majoration supplémentaire n'est nécessaire.

VI.3. Paramètres sismiques de la variante 2**VI.3.1. Paramètres réglementaires****Tableau VI.1 : Paramètres sismiques de la variante 2**

Paramètre	Symbole	Valeur
Zone sismique	—	VI
Groupe d'usage	—	1B
Catégorie de site	—	S3
Coefficient d'accélération de zone	A	0,30
Coefficient d'importance	I	1,20
Coefficient de site	S	1,30
Coefficient de correction d'amortissement	η	0,7637
Facteur de qualité	Q_F	1,05
Coefficient de correction suivant X	λ_x	0,85
Coefficient de correction suivant Y	λ_y	0,85
Coefficient de comportement suivant X	R_x	4,50
Coefficient de comportement suivant Y	R_y	4,50
Catégorie de pondération	—	b
Type de système considéré	—	Système de contreventement constitué par des voiles

Le coefficient de correction d'amortissement est donné par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Pour :

$$\xi = 10\%$$

on obtient :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,7637$$

VI.3.2. Données globales du calcul sismique

Tableau VI.2 : Données globales du calcul sismique — variante 2

Paramètre	Valeur
Zone sismique	VI
Groupe d'usage	1B
Site	S3
Facteur de qualité suivant X	1,05
Facteur de qualité suivant Y	1,05
Coefficient C_T	0,050
Amortissement critique ξ	10 %
Nombre d'étages pris en compte	7
Période calculée suivant X	0,774 s
Période calculée suivant Y	0,709 s
Coordonnée du centre de gravité X_g	10,88 m
Coordonnée du centre de gravité Y_g	10,17 m
Remplissage	Maçonnerie rigide
Système à ossature à noyau ou à effet de noyau	Non

La période empirique calculée au chapitre précédent est :

$$T_{emp} = 0,595 \text{ s}$$

D'où :

$$1,3T_{emp} = 1,3 \times 0,595 = 0,774 \text{ s}$$

Les périodes obtenues par l'analyse modale de la variante 2 sont :

$$T_x = 0,774 \text{ s}$$

$$T_y = 0,709 \text{ s}$$

On remarque donc que :

$$T_x = 0,774 \text{ s} \approx 1,3T_{emp} = 0,774 \text{ s}$$

$$T_y = 0,709 \text{ s} < 1,3T_{emp} = 0,774 \text{ s}$$

La condition sur la période fondamentale est donc vérifiée, avec une vérification à la limite suivant X et une vérification plus confortable suivant Y. Cette amélioration traduit un gain réel de rigidité par rapport à la variante initiale.

VI.4. Spectre de calcul horizontal

Les paramètres introduits dans le spectre de calcul horizontal sont regroupés ci-dessous.

Tableau VI.3 : Paramètres du spectre de calcul horizontal

Paramètre	Valeur
A	0,30
I	1,20
S	1,30
Q_F	1,05
R	4,50
T_1	0,15 s
T_2	0,60 s
T_3	2,00 s
(0,2AI)	0,072

L'ordonnée du spectre de calcul retenue pour les périodes dominantes est :

$$\frac{S_{ad}(T_{0x})}{g} = 0,197$$

$$\frac{S_{ad}(T_{0y})}{g} = 0,197$$

VI.5. Poids sismique total de la structure

Le poids sismique total est obtenu par sommation des poids sismiques de chaque niveau :

$$W = \sum W_i$$

Tableau VI.4 : Poids sismique par niveau — variante 2

Niveau	W_i kN	$\sum W_i$ kN
Haut	2563,47	2563,47
Attique	5824,43	8387,91
6e étage	5636,79	14024,70
5e étage	5542,37	19567,07
4e étage	5565,12	25132,19
3e étage	5756,71	30888,91
2e étage	5815,97	36704,88
1er étage	5940,87	42645,75

Ainsi :

$$W = 42645,75 \text{ kN}$$

VI.6. Tableau général des données sismiques par niveau

Ce tableau regroupe les principales grandeurs issues du modèle numérique : poids sismique, déplacements, hauteur d'étage, poids cumulé, déplacements élastiques et efforts tranchants par niveau.

Tableau VI.5 : Données sismiques globales par niveau — variante 2

Niveau	W_i kN	$\delta_{i,x}$ cm	$\delta_{i,y}$ cm	H m	P_i kN	$\delta_{e,x}$ cm	$\delta_{e,y}$ cm	V_x kN	V_y kN
Haut	2563,47	0,436	0,406	3,15	2563,47	5,1445	4,4011	1455,42	1576,01
Attique	5824,43	0,528	0,465	3,15	8387,91	4,7086	3,9956	4062,86	4444,30
6e étage	5636,79	0,608	0,532	3,15	14024,70	4,1806	3,5304	6364,57	6989,06
5e étage	5542,37	0,697	0,605	3,20	19567,07	3,5729	2,9982	8263,33	9088,64
4e étage	5565,12	0,766	0,658	3,25	25132,19	2,8764	2,3936	9841,07	10819,97
3e étage	5756,71	0,885	0,745	3,67	30888,91	2,1101	1,7358	11118,22	12199,58
2e étage	5815,97	0,799	0,654	3,80	36704,88	1,2252	0,9911	12003,53	13133,23
1er étage	5940,87	0,427	0,337	3,80	42645,75	0,4265	0,3367	12424,75	13559,60

Ce tableau permet de suivre l'évolution des efforts et des déplacements sur toute la hauteur de la structure.

VI.7. Vérification de l'effort tranchant à la base

Les valeurs utilisées pour la vérification de l'effort tranchant sont les suivantes.

Tableau VI.6 : Résumé des paramètres de l'effort tranchant

Grandeur	Valeur
Période empirique T_{emp}	0,595 s
$1,3T_{emp}$	0,774 s
Période calculée T_{0x}	0,774 s
Période calculée T_{0y}	0,709 s
Ordonnée du spectre de calcul "Sad/g (T0x)"	0,197
Ordonnée du spectre de calcul "Sad/g (T0y)"	0,197
Force sismique statique V_x	7829,76 kN
Force sismique statique V_y	8482,24 kN
Force sismique dynamique V_{xd}	12424,75 kN
Force sismique dynamique V_{yd}	13559,60 kN

La condition réglementaire à vérifier est :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$$

Suivant X :

$$0,8V_{stat,x} = 0,8 \times 7829,76 = 6263,81 \text{ kN}$$

$$V_{dyn,x} = 12424,75 \text{ kN}$$

Donc :

$$12424,75 > 6263,81$$

Suivant Y :

$$0,8V_{stat,y} = 0,8 \times 8482,24 = 6785,79 \text{ kN}$$

$$V_{dyn,y} = 13559,60 \text{ kN}$$

Donc :

$$13559,60 > 6785,79$$

Tableau VI.7 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Direction	V_{stat} kN	$0,8V_{stat}$ kN	V_{dyn} kN	Coefficient ajouté	Condition
X	7829,76	6263,81	12424,75	0,000	Vérifiée
Y	8482,24	6785,79	13559,60	0,000	Vérifiée

La condition est vérifiée dans les deux directions. Aucun coefficient de majoration supplémentaire n'est nécessaire.

VI.8. Déplacements horizontaux élastiques

Les déplacements horizontaux élastiques issus de l'analyse dynamique sont présentés ci-dessous.

Tableau VI.8 : Déplacements horizontaux élastiques

Niveau	$\delta_{e,x}$ cm	$\delta_{e,y}$ cm
Haut	5,1445	4,4011
Attique	4,7086	3,9956
6e étage	4,1806	3,5304
5e étage	3,5729	2,9982
4e étage	2,8764	2,3936
3e étage	2,1101	1,7358
2e étage	1,2252	0,9911
1er étage	0,4265	0,3367

Le déplacement maximal est obtenu au niveau supérieur :

$$\delta_{e,x,max} = 5,1445 \text{ cm}$$

$$\delta_{e,y,max} = 4,4011 \text{ cm}$$

VI.9. Vérification des déplacements inter-étages — non-effondrement

Le déplacement horizontal de calcul est obtenu par :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{e,k}$$

Pour la variante 2 :

$$\frac{R}{Q_F} = \frac{4,50}{1,05} = 4,29$$

Le déplacement relatif inter-étage est donné par :

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

ou encore :

$$\Delta_k = \frac{R}{Q_F} (\delta_{e,k} - \delta_{e,k-1})$$

La condition de non-effondrement est :

$$\Delta_k \leq 0,015h_k$$

VI.9.1. Vérification suivant X

Tableau VI.9-a : Déplacements inter-étages suivant X — non-effondrement

Niveau	H m	R/Q _F	$\delta_{e,x}$ cm	$\delta_{i,x}$ cm	Δ_x cm	Δ_{adm} cm	Condition X
Haut	3,15	4,29	5,145	0,436	1,868	4,725	OK
Attique	3,15	4,29	4,709	0,528	2,263	4,725	OK
6e étage	3,15	4,29	4,181	0,608	2,604	4,725	OK
5e étage	3,20	4,29	3,573	0,697	2,985	4,800	OK
4e étage	3,25	4,29	2,876	0,766	3,284	4,875	OK
3e étage	3,67	4,29	2,110	0,885	3,792	5,505	OK
2e étage	3,80	4,29	1,225	0,799	3,423	5,700	OK
1er étage	3,80	4,29	0,427	0,427	1,828	5,700	OK

Le déplacement relatif maximal suivant X est :

$$\Delta_{x,max} = 3,792 \text{ cm}$$

Il est inférieur à la limite admissible correspondante :

$$3,792 < 5,505$$

La condition de non-effondrement est donc vérifiée suivant X.

VI.9.2. Vérification suivant Y

Tableau VI.9-b : Déplacements inter-étages suivant Y — non-effondrement

Niveau	H m	R/Q _F	$\delta_{e,y}$ cm	$\delta_{i,y}$ cm	Δ_y cm	Δ_{adm} cm	Condition Y
Haut	3,15	4,29	4,401	0,406	1,738	4,725	OK
Attique	3,15	4,29	3,996	0,465	1,994	4,725	OK
6e étage	3,15	4,29	3,530	0,532	2,281	4,725	OK
5e étage	3,20	4,29	2,998	0,605	2,591	4,800	OK
4e étage	3,25	4,29	2,394	0,658	2,819	4,875	OK
3e étage	3,67	4,29	1,736	0,745	3,192	5,505	OK
2e étage	3,80	4,29	0,991	0,654	2,805	5,700	OK
1er étage	3,80	4,29	0,337	0,337	1,443	5,700	OK

Le déplacement relatif maximal suivant Y est :

$$\Delta_{y,max} = 3,192 \text{ cm}$$

Il est inférieur à la limite admissible correspondante :

$$3,192 < 5,505$$

La condition de non-effondrement est donc vérifiée suivant Y.

VI.10. Vérification de la limitation des dommages

Le déplacement relatif utilisé pour la limitation des dommages est obtenu par :

$$\Delta_{A,k} = v_A \Delta_k$$

avec :

$$v_A = 0,50$$

La condition de limitation des dommages est donnée par :

$$\Delta_{A,k} \leq \bar{\Delta}$$

avec :

$$\bar{\Delta} = 0,0075h_k$$

où h_k représente la hauteur de l'étage considéré.

Par exemple, pour un étage de hauteur :

$$h_k = 3,15 \text{ m}$$

on obtient :

$$\bar{\Delta} = 0,0075 \times 3,15 = 0,023625 \text{ m}$$

soit :

$$\bar{\Delta} = 2,363 \text{ cm}$$

Tableau VI.10 : Vérification de la limitation des dommages

Niveau	$v_A \Delta_x$ cm	$\bar{\Delta}$ cm	Condition X	$v_A \Delta_y$ cm	$\bar{\Delta}$ cm	Condition Y
Haut	0,934	2,363	OK	0,869	2,363	OK
Attique	1,131	2,363	OK	0,997	2,363	OK
6e étage	1,302	2,363	OK	1,140	2,363	OK
5e étage	1,493	2,400	OK	1,296	2,400	OK
4e étage	1,642	2,438	OK	1,410	2,438	OK
3e étage	1,896	2,753	OK	1,596	2,753	OK
2e étage	1,712	2,850	OK	1,402	2,850	OK
1er étage	0,914	2,850	OK	0,722	2,850	OK

Toutes les valeurs de $v_A \Delta_x$ et $v_A \Delta_y$ restent inférieures aux limites admissibles $\bar{\Delta} = 0,0075h_k$.
La condition de limitation des dommages est donc vérifiée dans les deux directions.

VI.11. Vérification de l'effet $P - \Delta$

L'effet du second ordre est évalué par :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

avec P_k le poids cumulé au-dessus du niveau considéré, Δ_k le déplacement relatif de l'étage, V_k l'effort tranchant au niveau considéré et h_k la hauteur de l'étage.

La condition permettant de négliger l'effet du second ordre est :

$$\theta_k \leq 0,10$$

Le coefficient de majoration associé peut s'écrire :

$$\frac{1}{1 - \theta_k}$$

Lorsque $\theta_k \leq 0,10$, l'effet $P - \Delta$ est considéré comme négligeable.

Tableau VI.11 : Vérification de l'effet $P - \Delta$

Niveau	P_k kN	H m	R/Q_F
Haut	2563,47	3,15	4,29
Attique	8387,91	3,15	4,29
6e étage	14024,70	3,15	4,29
5e étage	19567,07	3,20	4,29
4e étage	25132,19	3,25	4,29
3e étage	30888,91	3,67	4,29
2e étage	36704,88	3,80	4,29

Niveau	P_k kN	H m	R/Q_F
1er étage	42645,75	3,80	4,29

Niveau	Δ_x cm	V_x kN	θ_x	Condition X
Haut	1,868	1455,42	0,0104	OK
Attique	4,290	4062,86	0,0281	OK
6e étage	2,604	6364,57	0,0182	OK
5e étage	2,985	8263,33	0,0221	OK
4e étage	3,284	9841,07	0,0258	OK
3e étage	3,792	11118,22	0,0287	OK
2e étage	3,423	12003,53	0,0275	OK
1er étage	1,828	12424,75	0,0165	OK

Niveau	Δ_y cm	V_y kN	θ_y	Condition Y
Haut	1,738	1576,01	0,0090	OK
Attique	1,994	4444,30	0,0119	OK
6e étage	2,281	6989,06	0,0145	OK
5e étage	2,591	9088,64	0,0174	OK
4e étage	2,819	10819,97	0,0201	OK
3e étage	3,192	12199,58	0,0220	OK
2e étage	2,805	13133,23	0,0206	OK

Niveau	Δ_y cm	V_y kN	θ_y	Condition Y
1er étage	1,443	13559,60	0,0119	OK

La valeur maximale suivant X est :

$$\theta_{x,max} = 0,0287$$

La valeur maximale suivant Y est :

$$\theta_{y,max} = 0,0220$$

Ces valeurs sont largement inférieures à :

$$0,10$$

L'effet $P - \Delta$ est donc négligeable dans les deux directions.

VI.12. Vérification de la rigidité du diaphragme

La vérification du diaphragme consiste à comparer les déplacements obtenus avec diaphragme et sans diaphragme.

L'écart relatif est calculé par :

$$\Delta U = \frac{|U_{\text{sans diaphragme}} - U_{\text{avec diaphragme}}|}{U_{\text{avec diaphragme}}} \times 100$$

Lorsque cet écart reste faible, le plancher peut être considéré comme rigide dans son plan.

Tableau VI.12 : Vérification de la rigidité du diaphragme

Niveau	H m	$U_{x,avec}$ cm	$U_{y,avec}$ cm	$U_{x,sans}$ cm	$U_{y,sans}$ cm
Haut	3,15	5,1445	4,6732	5,1856	4,6509
Attique	3,15	4,7086	4,2413	4,7685	4,2215
6e étage	3,15	4,1806	3,7455	4,2282	3,7283
5e étage	3,20	3,5729	3,1778	3,6137	3,1736

Niveau	H m	$U_{x,avec}$ cm	$U_{y,avec}$ cm	$U_{x,sans}$ cm	$U_{y,sans}$ cm
4e étage	3,25	2,8764	2,5340	2,9099	2,5483
3e étage	3,67	2,1101	1,8354	2,1382	1,8611
2e étage	3,80	1,2252	1,0478	1,2447	1,0692
1er étage	3,80	0,4265	0,3567	0,4398	0,3657

Niveau	ΔU_x %	ΔU_y %	Nature du diaphragme
Haut	0,80	0,48	Diaphragme rigide
Attique	1,27	0,47	Diaphragme rigide
6e étage	1,14	0,46	Diaphragme rigide
5e étage	1,14	0,13	Diaphragme rigide
4e étage	1,16	0,56	Diaphragme rigide
3e étage	1,33	1,40	Diaphragme rigide
2e étage	1,59	2,04	Diaphragme rigide
1er étage	3,12	2,52	Diaphragme rigide

Les écarts maximaux sont :

$$\Delta U_{x,max} = 3,12\%$$

$$\Delta U_{y,max} = 2,52\%$$

Les planchers peuvent donc être considérés comme des diaphragmes rigides dans leur plan.

VI.13. Justification vis-à-vis de la résistance des planchers

La résistance des planchers est vérifiée vis-à-vis des efforts horizontaux transmis aux diaphragmes.

L'effort horizontal appliqué au diaphragme du niveau k est noté :

$$F_{pk}$$

Les limites réglementaires sont :

$$F_{pk,\min} = 0,35AISW_{pk}$$

$$F_{pk,\max} = 0,70AISW_{pk}$$

Avec :

$$A = 0,30$$

$$I = 1,20$$

$$S = 1,30$$

On obtient :

$$AIS = 0,30 \times 1,20 \times 1,30 = 0,468$$

Donc :

$$F_{pk,\min} = 0,35 \times 0,468W_{pk} = 0,1638W_{pk}$$

$$F_{pk,\max} = 0,70 \times 0,468W_{pk} = 0,3276W_{pk}$$

La condition de vérification est :

$$F_{pk,\min} \leq F_{pk} \leq F_{pk,\max}$$

Lorsque la condition n'est pas vérifiée, elle est notée :

$$C.N.V = \text{Condition Non Vérifiée}$$

Tableau VI.13 : Vérification de la résistance des planchers

Niveau	W_{pk} kN	ΣW_{pk} kN	$F_{pk,\min}$ kN	$F_{pk,\max}$ kN
Haut	2563,47	2563,47	419,90	839,79
Attique	5824,43	8387,91	954,04	1908,08
6e étage	5636,79	14024,70	923,31	1846,61
5e étage	5542,37	19567,07	907,84	1815,68

Niveau	W_{pk} kN	ΣW_{pk} kN	$F_{pk,min}$ kN	$F_{pk,max}$ kN
4e étage	5565,12	25132,19	911,57	1823,13
3e étage	5756,71	30888,91	942,95	1885,90
2e étage	5815,97	36704,88	952,66	1905,31
1er étage	5940,87	42645,75	973,11	1946,23

Niveau	ΣF_{ix} kN	F_{pkx} kN	D.Design F_{pkx}	Condition X
Haut	1455,42	1455,42	1455,4159	C.N.V
Attique	4062,86	2821,19	2821,1854	C.N.V
6e étage	6364,57	2558,04	2558,0410	C.N.V
5e étage	8263,33	2340,59	2340,5881	C.N.V
4e étage	9841,07	2179,15	2179,1471	C.N.V
3e étage	11118,22	2072,08	2072,0844	C.N.V
2e étage	12003,53	1901,99	1901,9863	OK
1er étage	12424,75	1730,86	1730,8603	OK

Niveau	ΣF_{iy} kN	F_{pky} kN	D.Design F_{pky}	Condition Y
Haut	1576,01	1576,01	1576,0054	C.N.V
Attique	4444,30	3086,05	3086,0506	C.N.V
6e étage	6989,06	2809,04	2809,0360	C.N.V

Niveau	ΣF_{iy} kN	F_{pky} kN	D.Design F_{pky}	Condition Y
5e étage	9088,64	2574,36	2574,3562	C.N.V
4e étage	10819,97	2395,91	2395,9098	C.N.V
3e étage	12199,58	2273,61	2273,6146	C.N.V
2e étage	13133,23	2080,99	2080,9907	C.N.V
1er étage	13559,60	1888,95	1888,9532	OK

Les résultats montrent que la résistance des planchers est vérifiée suivant X uniquement au 2e étage et au 1er étage. Suivant Y, elle est vérifiée uniquement au 1er étage. Ce résultat constitue donc un point de vigilance important pour la variante 2.

VI.14. Répartition de l'effort tranchant entre voiles et portiques

La répartition de l'effort tranchant permet d'évaluer le rôle réel des voiles et des portiques dans la reprise des efforts horizontaux.

Le pourcentage d'effort repris par les voiles est calculé par :

$$\%V_{\text{voiles}} = \frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{total}}} \times 100$$

Les efforts repris par les portiques sont obtenus par :

$$V_{\text{portiques}} = V_{\text{total}} - V_{\text{voiles}}$$

Tableau VI.14 : Répartition de l'effort tranchant à la base entre voiles et portiques

Direction	V_{total} kN	V_{voiles} kN	Voiles %	$V_{\text{portiques}}$ kN	Portiques %
X	12424,75	8705,97	70 %	3718,78	30 %
Y	13559,60	10447,28	77 %	3112,32	23 %

La variante 2 présente une reprise majoritaire des efforts sismiques par les voiles. Ce résultat montre l'efficacité de l'augmentation des longueurs des voiles et confirme l'amélioration du comportement global de la structure par rapport à la variante 1.

VI.15. Vérification du système à ossature à noyau ou à effet de noyau

La vérification de l'appartenance à un système à ossature à noyau ou à effet de noyau est effectuée à partir des rigidités en translation et en torsion.

Les rayons caractéristiques sont évalués par :

$$r_x = \sqrt{\frac{K_{MT}}{K_{FY}}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_{MT}}{K_{FX}}}$$

La condition vérifiée dans le tableau est :

$$r_x, r_y \leq l_s$$

Tableau VI.15 : Vérification du système à ossature à noyau ou à effet de noyau

Niveau	H m	U_x m	U_y m	R_z rad	Masse kg	I_z kg/m ²
Haut	3,15	0,0204	0,017417	0,000176	40178,17	40178,17
Attique	3,15	0,0184	0,015963	0,000162	96837,65	96837,65
6e étage	3,15	0,0166	0,014316	0,000146	103186,66	103186,66
5e étage	3,20	0,0144	0,012400	0,000127	102513,62	102513,62
4e étage	3,25	0,0119	0,010143	0,000105	102989,74	102989,74
3e étage	3,67	0,0090	0,007571	0,000079	105296,32	105296,32
2e étage	3,80	0,0054	0,004486	0,000047	107632,31	107632,31

Niveau	H m	U_x m	U_y m	R_z rad	Masse kg	I_z kg/m ²
1er étage	3,80	0,0020	0,001598	0,000017	109963,14	109963,14

Niveau	K_{FX} kN/m	K_{FY} kN/m	K_{MT} kN/rad
Haut	48911714,36	57415169,09	5681818181,82
Attique	54327158,15	62644866,25	6172839506,17
6e étage	60382827,12	69851913,94	6849315068,49
5e étage	69319284,62	80645161,29	7874015748,03
4e étage	84097216,38	98590160,70	9523809523,81
3e étage	111420612,81	132082948,09	12658227848,10
2e étage	184638109,31	222915737,85	21276595744,68
1er étage	503524672,71	625782227,78	58823529411,76

Niveau	r_x m	r_y m	l_s m	Vérif. X	Vérif. Y
Haut	9,95	10,78	1,00	C.N.V	C.N.V
Attique	9,93	10,66	1,00	C.N.V	C.N.V
6e étage	9,90	10,65	1,00	C.N.V	C.N.V
5e étage	9,88	10,66	1,00	C.N.V	C.N.V
4e étage	9,83	10,64	1,00	C.N.V	C.N.V
3e étage	9,79	10,66	1,00	C.N.V	C.N.V
2e étage	9,77	10,73	1,00	C.N.V	C.N.V
1er étage	9,70	10,81	1,00	C.N.V	C.N.V

La vérification donne :

Système à ossature à noyau ou à effet de noyau : Non

La structure ne doit donc pas être présentée comme un système à noyau. Elle est étudiée comme un système de contreventement constitué par des voiles.

VI.16. Vérification de l'équilibre d'ensemble et de la stabilité au renversement

La stabilité au renversement est vérifiée en comparant le moment stabilisant au moment de renversement.

Le moment de renversement est calculé par :

$$M_r = \sum F_i h_i$$

Le moment stabilisant est donné par :

$$M_s = W \times X_g$$

pour le sens X, et :

$$M_s = W \times Y_g$$

pour le sens Y :

La condition de stabilité est :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,30$$

VI.16.1. Vérification suivant X

Tableau VI.16-a : Équilibre d'ensemble suivant X

Niveau	Hauteur H m	V_x kN	M_{rx} kN.m
Haut	27,17	1455,42	39543,65
Attique	24,02	4062,86	62630,74
6e étage	20,87	6364,57	48036,75
5e étage	17,72	8263,33	33646,00
4e étage	14,52	9841,07	22908,73

Niveau	Hauteur H m	V_x kN	M_{rx} kN.m
3e étage	11,27	11118,22	14393,55
2e étage	7,60	12003,53	6728,33
1er étage	3,80	12424,75	1600,63
Total	—	—	229488,38

Les données globales sont :

$$W = 42645,75 \text{ kN}$$

$$X_g = 10,88 \text{ m}$$

$$M_{sx} = 463985,75 \text{ kN.m}$$

Le rapport de stabilité vaut :

$$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} = \frac{463985,75}{229488,38} = 2,02$$

Donc :

$$2,02 > 1,30$$

La stabilité au renversement est vérifiée suivant X.

VI.16.2. Vérification suivant Y

Tableau VI.16-b : Équilibre d'ensemble suivant Y

Niveau	Hauteur H m	V_y kN	M_{ry} kN.m
Haut	27,17	1576,01	42820,07
Attique	24,02	4444,30	68896,33
6e étage	20,87	6989,06	53109,27
5e étage	17,72	9088,64	37204,45
4e étage	14,52	10819,97	25138,97
3e étage	11,27	12199,58	15548,16

Niveau	Hauteur H m	V_y kN	M_{ry} kN.m
2e étage	7,60	13133,23	7095,80
1er étage	3,80	13559,60	1620,18
Total	—	—	251433,23

Les données globales sont :

$$W = 42645,75 \text{ kN}$$

$$Y_g = 10,17 \text{ m}$$

$$M_{sy} = 433707,27 \text{ kN.m}$$

Le rapport de stabilité vaut :

$$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} = \frac{433707,27}{251433,23} = 1,72$$

Donc :

$$1,72 > 1,30$$

La stabilité au renversement est vérifiée suivant Y.

Tableau VI.16-c : Synthèse de la stabilité au renversement

Direction	M_r kN.m	M_s kN.m	M_s/M_r	Condition
X	229488,38	463985,75	2,02	OK
Y	251433,23	433707,27	1,72	OK

VI.17. Synthèse des vérifications sismiques

Tableau VI.17 : Synthèse des vérifications sismiques de la variante 2

Vérification	Résultat
Période fondamentale suivant X	Vérifiée à la limite
Période fondamentale suivant Y	Vérifiée

Vérification	Résultat
Effort tranchant à la base suivant X	Vérifié
Effort tranchant à la base suivant Y	Vérifié
Déplacements inter-étages — non-effondrement suivant X	Vérifiés
Déplacements inter-étages — non-effondrement suivant Y	Vérifiés
Limitation des dommages suivant X	Vérifiée
Limitation des dommages suivant Y	Vérifiée
Effet $P - \Delta$ suivant X	Négligeable
Effet $P - \Delta$ suivant Y	Négligeable
Rigidité du diaphragme	Vérifiée
Résistance des planchers suivant X	Partiellement vérifiée
Résistance des planchers suivant Y	Partiellement vérifiée
Reprise majoritaire des efforts par les voiles suivant X	Vérifiée
Reprise majoritaire des efforts par les voiles suivant Y	Vérifiée
Système à ossature à noyau ou effet de noyau	Non
Stabilité au renversement suivant X	Vérifiée
Stabilité au renversement suivant Y	Vérifiée

VI.18. Analyse critique de la variante 2

L'étude de la variante 2 met en évidence une amélioration nette du comportement global de la structure par rapport à la variante initiale.

Premièrement, les périodes fondamentales sont réduites et deviennent compatibles avec la limite réglementaire :

$$T_x = 0,774 \text{ s} \approx 1,3T_{emp} = 0,774 \text{ s}$$

$$T_y = 0,709 \text{ s} < 1,3T_{emp} = 0,774 \text{ s}$$

La vérification est donc obtenue à la limite suivant X et de manière plus favorable suivant Y. Ce résultat traduit un gain de rigidité latérale dû à l'augmentation de la longueur des voiles.

Deuxièmement, la répartition de l'effort tranchant montre que les voiles reprennent désormais la majorité des efforts horizontaux :

70% suivant X

77% suivant Y

Cette répartition est beaucoup plus favorable que celle obtenue dans la variante initiale. Elle confirme que la modification du système de contreventement améliore le comportement global de l'ouvrage et rend l'utilisation d'un coefficient de comportement plus élevé plus cohérente.

Troisièmement, plusieurs vérifications importantes sont satisfaites : l'effort tranchant à la base, les déplacements inter-étages en condition de non-effondrement, la limitation des dommages, l'effet $P - \Delta$, la rigidité du diaphragme et la stabilité au renversement.

La limitation des dommages est vérifiée dans les deux directions principales. Les valeurs maximales obtenues sont :

$$v_A \Delta_{x,\max} = 1,896 \text{ cm}$$

et :

$$v_A \Delta_{y,\max} = 1,596 \text{ cm}$$

Ces valeurs restent inférieures aux limites admissibles correspondantes :

$$1,896 < 2,753$$

$$1,596 < 2,753$$

La variante 2 satisfait donc le critère de limitation des dommages, ce qui confirme l'amélioration du comportement global après augmentation des longueurs des voiles.

Cependant, un point de vigilance subsiste : la résistance des planchers reste non vérifiée pour plusieurs niveaux, notamment dans les niveaux supérieurs et intermédiaires. Cette observation montre que la variante 2 est globalement plus performante que la variante 1, mais qu'elle ne doit pas être considérée comme parfaite sans analyse.

Le rôle de l'ingénieur est justement de distinguer les améliorations globales des points encore sensibles, afin de proposer une solution cohérente et justifiée.

Le choix définitif du système de contreventement sera donc effectué après comparaison globale des deux variantes.

VI.19. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude sismique de la variante 2, associée à :

$$R_x = R_y = 4,50$$

Cette variante correspond à une amélioration du système de contreventement par augmentation des longueurs de voiles.

Les résultats obtenus montrent que cette modification améliore significativement le comportement global de la structure. Les périodes fondamentales sont vérifiées, avec une vérification à la limite suivant X :

$$T_x = 0,774 \text{ s} \approx 1,3T_{emp} = 0,774 \text{ s}$$

et une vérification plus favorable suivant Y :

$$T_y = 0,709 \text{ s} < 1,3T_{emp} = 0,774 \text{ s}$$

L'effort tranchant dynamique à la base satisfait la condition réglementaire dans les deux directions :

$$V_{dyn,x} > 0,8V_{stat,x}$$

$$V_{dyn,y} > 0,8V_{stat,y}$$

Les déplacements inter-étages en condition de non-effondrement sont conformes. La limitation des dommages est également vérifiée dans les deux directions principales, avec :

$$v_A \Delta_{x,max} = 1,896 \text{ cm} < 2,753 \text{ cm}$$

$$v_A \Delta_{y,max} = 1,596 \text{ cm} < 2,753 \text{ cm}$$

L'effet $P - \Delta$ est négligeable, les diaphragmes sont rigides et la stabilité au renversement est assurée.

La répartition de l'effort tranchant confirme également l'efficacité de la nouvelle disposition des voiles, avec :

70% de l'effort repris par les voiles suivant X

77% de l'effort repris par les voiles suivant Y

Cependant, certaines insuffisances subsistent. La résistance des planchers reste non vérifiée pour plusieurs niveaux. Ce point devra être pris en compte dans l'analyse comparative et dans les recommandations finales.

La variante 2 présente donc une amélioration structurelle importante par rapport à la variante 1. Elle sera comparée à cette dernière dans le chapitre suivant afin de retenir la solution de contreventement la plus cohérente sur le plan réglementaire, structural et technique.

CHAPITRE VII
ANALYSE COMPARATIVE DES VARIANTES
DE CONTREVENTEMENT ET CHOIX
DE LA SOLUTION RETENUE

VII.1. Introduction

Après l'étude sismique détaillée de la variante 1 associée à :

$$R_x = R_y = 3,50$$

et de la variante 2 associée à :

$$R_x = R_y = 4,50$$

il est nécessaire de comparer les deux solutions afin de retenir la configuration de contreventement la plus cohérente pour la suite du projet.

La variante 1 correspond à la disposition initiale des voiles. Elle a permis d'obtenir un premier comportement de référence de l'ouvrage. Cependant, cette configuration a montré certaines limites, notamment au niveau des périodes fondamentales, de la répartition des efforts entre voiles et portiques, et de la résistance des planchers.

La variante 2 correspond à une amélioration du système de contreventement par augmentation des longueurs des voiles. Cette modification a été proposée dans le but d'augmenter la rigidité latérale, de réduire les périodes propres et d'améliorer la participation des voiles dans la reprise des efforts sismiques.

Le présent chapitre a pour objectif de comparer les deux variantes selon les critères suivants :

- périodes fondamentales
- effort tranchant à la base
- déplacements horizontaux
- déplacements inter-étages
- limitation des dommages
- effet $P - \Delta$
- rigidité du diaphragme
- résistance des planchers
- répartition des efforts entre voiles et portiques
- système à noyau ou à effet de noyau
- stabilité au renversement

Cette comparaison permettra de retenir la variante la plus adaptée pour le dimensionnement final des éléments structuraux.

VII.2. Rappel des deux variantes étudiées

Les deux variantes étudiées se distinguent principalement par la disposition et la longueur des voiles de contreventement.

Tableau VII.1 : Présentation générale des variantes étudiées

Critère	Variante 1	Variante 2
Coefficient de comportement	(R=3,50)	(R=4,50)
Nature de la variante	Disposition initiale	Disposition améliorée
Longueur des voiles	Voiles initiaux de longueur réduite	Voiles augmentés à 2,00 m et 3,00 m
Objectif de la variante	Vérifier le comportement initial	Améliorer la rigidité et la reprise sismique
Système structural visé	Portiques avec voiles	Système de contreventement par voiles
Étude effectuée	Chapitre V	Chapitre VI

Il est important de préciser que la variante 2 ne correspond pas seulement à un changement du coefficient (R). Elle correspond à une modification réelle du système structural.

Le coefficient (R) ne modifie pas directement les périodes propres de la structure.

Les différences observées entre les deux variantes proviennent principalement de la modification de la rigidité latérale de l'ouvrage, due à l'augmentation des longueurs des voiles.

VII.3. Comparaison des paramètres sismiques

Les deux variantes sont étudiées pour le même ouvrage, implanté dans la même zone sismique et sur le même type de site. Les paramètres réglementaires principaux restent donc identiques, sauf le coefficient de comportement.

Tableau VII.2 : Comparaison des paramètres sismiques

Paramètre	Symbole	Variante 1	Variante 2
Zone sismique	—	VI	VI
Groupe d'usage	—	1B	1B
Site	—	S3	S3
Accélération de zone	(A)	0,30	0,30
Coefficient d'importance	I	1,20	1,20
Coefficient de site	S	1,30	1,30
Facteur de qualité	QF	1,05	1,05
Amortissement	ξ (%)	10 %	10 %
Correction d'amortissement	η	0,7637	0,7637
Coefficient de comportement suivant X	R _x	3,50	4,50
Coefficient de comportement suivant Y	R _y	3,50	4,50
Coefficient de correction " λ_x "	λ_x	0,85	0,85
Coefficient de correction " λ_y "	λ_y	0,85	0,85

La différence principale entre les deux variantes réside donc dans le coefficient de comportement :

$$R = 3,50$$

pour la variante initiale, et :

$$R = 4,50$$

pour la variante améliorée.

Cependant, l'utilisation de :

$$R = 4,50$$

n'est acceptable que si le comportement réel de la structure est compatible avec un système où les voiles jouent un rôle dominant dans la reprise des efforts horizontaux. Cette condition sera vérifiée à travers la répartition de l'effort tranchant entre les voiles et les portiques.

VII.4. Comparaison des périodes fondamentales

La vérification de la période fondamentale est effectuée par rapport à la limite :

$$T \leq 1,3T_{emp}$$

La période empirique calculée est :

$$T_{emp} = 0,595, s$$

Donc :

$$1,3T_{emp} = 1,3 \times 0,595 = 0,774, s$$

Tableau VII.3 : Comparaison des périodes fondamentales

Direction	Variante 1 (R=3,50)	Condition V1	Variante 2 (R=4,50)	Condition V2
X	$T_x=0,900, s$	Non vérifiée	$T_x=0,774 s$	Vérifiée à la limite
Y	$T_y=0,893, s$	Non vérifiée	$T_y=0,709 s$	Vérifiée

Pour la variante 1 :

$$T_x = 0,900, s > 0,774, s$$

$$T_y = 0,893, s > 0,774, s$$

La condition sur la période fondamentale n'est donc pas vérifiée.

Pour la variante 2 :

$$T_x = 0,774, s \approx 1,3T_{emp} = 0,774, s$$

$$T_y = 0,709, s < 1,3T_{emp} = 0,774, s$$

La condition est vérifiée, avec une vérification à la limite suivant X et une vérification plus confortable suivant Y.

La réduction des périodes entre les deux variantes est donnée par :

$$\text{Réduction suivant X} = \frac{0,900 - 0,774}{0,900} \times 100 = 14,0\%$$

$$\text{Réduction suivant Y} = \frac{0,893 - 0,709}{0,893} \times 100 = 20,6\%$$

Cette réduction traduit clairement l'augmentation de la rigidité globale de la structure après modification des longueurs des voiles.

VII.5. Comparaison du poids sismique total

Le poids sismique total est obtenu par :

$$W = \sum W_i$$

Tableau VII.4 : Comparaison du poids sismique total

Variante	Poids sismique total (W) kN
Variante 1 — (R=3,50)	45501,30
Variante 2 — (R=4,50)	42645,75

Les poids sismiques utilisés proviennent des modèles numériques respectifs des deux variantes. Le poids sismique intervient directement dans le calcul de l'effort tranchant statique équivalent :

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

Il est donc important de comparer les efforts sismiques obtenus pour chaque variante.

VII.6. Comparaison de l'effort tranchant à la base

La vérification de l'effort tranchant à la base est effectuée par la condition :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$$

Tableau VII.5 : Comparaison de l'effort tranchant à la base

Direction	Variante	(0,8V _{stat}) kN	(V _{dyn}) kN	Condition
X	(R=3,50)	5829,37	10556,6	Vérifiée
Y	(R=3,50)	5829,37	10709,2	Vérifiée
X	(R=4,50)	6263,81	12424,75	Vérifiée
Y	(R=4,50)	6785,79	13559,60	Vérifiée

Les deux variantes vérifient la condition réglementaire :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$$

Pour la variante 1 :

$$10556,6 > 5829,37$$

$$10709,2 > 5829,37$$

Pour la variante 2 :

$$12424,75 > 6263,81$$

$$13559,60 > 6785,79$$

Les deux variantes sont donc acceptables vis-à-vis de la résultante dynamique à la base. Cependant, cette vérification seule ne permet pas de choisir la meilleure variante, car elle ne renseigne pas directement sur la qualité de la répartition des efforts ni sur la rigidité réelle de la structure.

VII.7. Comparaison des déplacements horizontaux élastiques

Les déplacements horizontaux élastiques maximaux sont comparés dans le tableau suivant.

Tableau VII.6 : Comparaison des déplacements horizontaux élastiques maximaux

Direction	Variante 1 (R=3,50)	Variante 2 (R=4,50)	Évolution
X	5,423 cm	5,1445 cm	Réduction de 5,1 %
Y	5,572 cm	4,4011 cm	Réduction de 21,0 %

La variante 2 présente des déplacements élastiques plus faibles dans les deux directions, particulièrement suivant Y.

La réduction suivant X est :

$$\frac{5,423 - 5,1445}{5,423} \times 100 = 5,1\%$$

La réduction suivant Y est :

$$\frac{5,572 - 4,4011}{5,572} \times 100 = 21,0\%$$

Cette amélioration confirme que l'augmentation de la longueur des voiles a permis de réduire la souplesse globale de la structure.

VII.8. Comparaison des déplacements inter-étages — non-effondrement

Le déplacement horizontal de calcul est donné par :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{e,k}$$

Le déplacement relatif inter-étage est :

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

La condition de non-effondrement est :

$$\Delta_k \leq 0,015h_k$$

Tableau VII.7 : Comparaison des déplacements inter-étages maximaux

Direction	Variante 1 (R=3,50)	Variante 2 (R=4,50)	Condition
X	($\Delta_{kx,max}$ = 3,410 cm)	($\Delta_{kx,max}$ = 3,792 cm)	Vérifiée dans les deux variantes
Y	($\Delta_{ky,max}$ = 3,620 cm)	($\Delta_{ky,max}$ = 3,192 cm)	Vérifiée dans les deux variantes

Les deux variantes vérifient la condition de non-effondrement.

On remarque que, suivant X, le déplacement relatif maximal de la variante 2 est légèrement supérieur à celui de la variante 1. Cela s'explique par le fait que le déplacement réglementaire dépend du rapport :

$$\frac{R}{Q_F}$$

Pour la variante 1 :

$$\frac{R}{Q_F} = \frac{3,50}{1,05} = 3,33$$

Pour la variante 2 :

$$\frac{R}{Q_F} = \frac{4,50}{1,05} = 4,29$$

Même si la structure est plus rigide en déplacement élastique, le coefficient de comportement plus élevé augmente le déplacement de calcul utilisé pour la vérification réglementaire. Cette observation montre l'importance de ne pas se limiter à la lecture des déplacements élastiques, mais d'analyser les déplacements réglementaires.

VII.9. Comparaison de la limitation des dommages

La limitation des dommages est vérifiée à partir du déplacement relatif réduit :

$$\Delta_{A,k} = v_A \Delta_k$$

La condition utilisée pour les deux variantes est :

$$\Delta_{A,k} \leq \bar{\Delta}$$

avec :

$$\bar{\Delta} = 0,0075 h_k$$

où (h_k) représente la hauteur de l'étage considéré.

Tableau VII.8 : Comparaison de la limitation des dommages

Direction	Variante 1 (R=3,50)	Résultat V1	Variante 2 (R=4,50)	Résultat V2
X	$v_{Ax,max} = 1,705, \text{cm}$	Vérifiée	$v_{Ax,max} = 1,896 \text{ cm}$	Vérifiée
Y	$v_{Ay,max} = 1,810, \text{cm}$	Vérifiée	$v_{Ay,max} = 1,596 \text{ cm}$	Vérifiée

Pour la variante 1 :

$$1,705 < 2,753$$

$$1,810 < 2,753$$

Pour la variante 2 :

$$1,896 < 2,753$$

$$1,596 < 2,753$$

Les deux variantes vérifient donc la limitation des dommages. Ce critère n'est pas décisif pour le choix final, puisque les deux solutions sont conformes.

VII.10. Comparaison de l'effet (P- Δ)

L'effet du second ordre est évalué par le coefficient :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

La condition permettant de négliger l'effet (P- Δ) est :

$$\theta_k \leq 0,10$$

Tableau VII.9 : Comparaison de l'effet (P- Δ)

Direction	Variante 1 (R=3,50)	Variante 2 (R=4,50)	Condition
X	$\Delta^-(x, \max) = 0,0256$	$\Delta^-(x, \max) = 0,0287$	Négligeable
Y	$\Delta^-\{y, \max\} = 0,0267$	$\Delta^-(y, \max) = 0,0220$	Négligeable

Les valeurs maximales restent largement inférieures à :

$$0,10$$

L'effet (P- Δ) peut donc être négligé pour les deux variantes.

La variante 2 présente une valeur légèrement plus élevée suivant X, mais celle-ci reste très faible. Suivant Y, la variante 2 est plus favorable.

VII.11. Comparaison de la rigidité du diaphragme

La rigidité du diaphragme est vérifiée en comparant les déplacements obtenus avec et sans diaphragme.

L'écart relatif est calculé par :

$$\Delta U = \frac{|U_{\text{sans diaphragme}} - U_{\text{avec diaphragme}}|}{U_{\text{avec diaphragme}}} \times 100$$

Tableau VII.10 : Comparaison de la rigidité du diaphragme

Direction	Variante 1 (R=3,50)	Variante 2 (R=4,50)	Interprétation
X	$U_{x,max}=6,15\%$	$U_{x,max}=3,12\%$	Amélioration avec la variante 2
Y	$U_{y,max}=7,89\%$	$U_{y,max}=2,52\%$	Amélioration avec la variante 2

Les deux variantes permettent de considérer les planchers comme des diaphragmes rigides. Cependant, la variante 2 présente des écarts nettement plus faibles.

Cela signifie que la transmission des efforts horizontaux vers les éléments verticaux résistants est plus régulière dans la variante 2. Cette amélioration est cohérente avec l'augmentation de la rigidité globale du système de contreventement.

VII.12. Comparaison de la résistance des planchers

La résistance des planchers est vérifiée à partir des bornes :

$$F_{pk,min} = 0,35AISW_{pk}$$

$$F_{pk,max} = 0,70AISW_{pk}$$

avec :

$$AIS = 0,30 \times 1,20 \times 1,30 = 0,468$$

Donc :

$$F_{pk,min} = 0,1638W_{pk}$$

$$F_{pk,max} = 0,3276W_{pk}$$

La condition de vérification est :

$$F_{pk,min} \leq F_{pk} \leq F_{pk,max}$$

Tableau VII.11 : Comparaison de la résistance des planchers

Direction	Variante 1 (R=3,50)	Variante 2 (R=4,50)	Interprétation
X	Vérifiée uniquement au 1er étage	Vérifiée au 2e étage et au 1er étage	Amélioration partielle avec la variante 2
Y	Vérifiée uniquement au 1er étage	Vérifiée uniquement au 1er étage	Point sensible maintenu

Direction	Variante 1 (R=3,50)	Variante 2 (R=4,50)	Interprétation
Appréciation globale	Non vérifiée à plusieurs niveaux	Non vérifiée à plusieurs niveaux	Vérification à traiter avec attention

La résistance des planchers constitue le point le plus sensible des deux variantes. La variante 2 améliore légèrement la situation suivant X, puisque deux niveaux sont vérifiés au lieu d'un seul. Cependant, plusieurs niveaux restent non vérifiés dans les deux directions.

Ce résultat ne remet pas en cause l'amélioration globale de la variante 2, mais il impose une vigilance particulière. Les diaphragmes devront être vérifiés et éventuellement renforcés localement, notamment au niveau des zones de transfert des efforts horizontaux vers les voiles.

VII.13. Comparaison de la répartition des efforts entre voiles et portiques

La part d'effort reprise par les voiles est déterminée par :

$$\%V_{\text{voiles}} = \frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{total}}} \times 100$$

La part reprise par les portiques est :

$$\%V_{\text{portiques}} = 100 - \%V_{\text{voiles}}$$

Tableau VII.12 : Comparaison de la répartition voiles / portiques

Direction	Variante	(Vtotal) kN	(Vvoiles) kN	Voiles %	Portiques %
X	(R=3,50)	13323,21	5380,86	40 %	60 %
Y	(R=3,50)	13319,04	5811,44	44 %	56 %
X	(R=4,50)	12424,75	8705,97	70 %	30 %
Y	(R=4,50)	13559,60	10447,28	77 %	23 %

Cette comparaison est l'un des critères les plus importants pour le choix final.

Dans la variante 1, les portiques reprennent la majorité de l'effort sismique :

60% suivant X

56% suivant Y

Les voiles ne jouent donc pas un rôle dominant dans la reprise des efforts horizontaux.

Dans la variante 2, les voiles reprennent :

70% suivant X

77% suivant Y

La reprise des efforts devient donc majoritairement assurée par les voiles. Cette évolution confirme que la modification des longueurs des voiles a permis d'obtenir un système de contreventement plus efficace et plus cohérent avec l'utilisation d'un coefficient de comportement :

$$R = 4,50$$

VII.14. Comparaison vis-à-vis du système à noyau ou à effet de noyau

Les deux variantes ont été vérifiées vis-à-vis de l'éventuelle assimilation à un système à noyau ou à effet de noyau.

Tableau VII.13 : Comparaison vis-à-vis du système à noyau

Critère	Variante 1	Variante 2
Système assimilable à un noyau	Non	Non
Système à effet de noyau	Non	Non
Système dominé par les voiles	Non	Oui
Interprétation	Les portiques restent dominants	Les voiles deviennent majoritaires

La variante 2 ne doit pas être présentée comme un système à noyau. Cependant, elle devient bien un système où les voiles jouent un rôle majoritaire dans le contreventement.

Cette nuance est importante. Le système retenu ne sera pas justifié comme un noyau central, mais comme un système de contreventement par voiles répartis, avec une reprise majoritaire des efforts horizontaux par ces voiles.

VII.15. Comparaison de la stabilité au renversement

La stabilité au renversement est vérifiée par :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,30$$

avec :

$$M_r = \sum F_i h_i$$

et :

$$M_s = W \times d$$

Tableau VII.14 : Comparaison de la stabilité au renversement

Direction	Variante 1 (R=3,50)	Variante 2 (R=4,50)	Condition
X	(Ms/Mr=2,07)	(Ms/Mr=2,02)	Vérifiée dans les deux variantes
Y	(Ms/Mr=1,92)	(Ms/Mr=1,72)	Vérifiée dans les deux variantes

Les deux variantes vérifient largement la stabilité au renversement :

$$2,07 > 1,30$$

$$1,92 > 1,30$$

$$2,02 > 1,30$$

$$1,72 > 1,30$$

La variante 1 présente des rapports légèrement plus élevés, mais les deux solutions restent suffisamment stables. Ce critère n'est donc pas décisif pour le choix final, puisque les deux variantes sont conformes.

VII.16. Tableau global de synthèse comparative

Tableau VII.15 : Synthèse comparative des deux variantes

Critère	Variante 1 (R=3,50)	Variante 2 (R=4,50)	Variante la plus favorable
Période fondamentale suivant X	Non vérifiée	Vérifiée à la limite	Variante 2
Période fondamentale suivant Y	Non vérifiée	Vérifiée	Variante 2
Effort tranchant à la base suivant X	Vérifié	Vérifié	Équivalent
Effort tranchant à la base suivant Y	Vérifié	Vérifié	Équivalent

Critère	Variante 1 (R=3,50)	Variante 2 (R=4,50)	Variante la plus favorable
Déplacement élastique suivant X	5,423 cm	5,1445 cm	Variante 2
Déplacement élastique suivant Y	5,572 cm	4,4011 cm	Variante 2
Non-effondrement suivant X	Vérifié	Vérifié	Équivalent
Non-effondrement suivant Y	Vérifié	Vérifié	Équivalent
Limitation des dommages suivant X	Vérifiée	Vérifiée	Équivalent
Limitation des dommages suivant Y	Vérifiée	Vérifiée	Équivalent
Effet (P-)	Négligeable	Négligeable	Équivalent
Rigidité du diaphragme suivant X	Vérifiée	Vérifiée avec écart plus faible	Variante 2
Rigidité du diaphragme suivant Y	Vérifiée	Vérifiée avec écart plus faible	Variante 2
Résistance des planchers suivant X	Partiellement vérifiée	Partiellement vérifiée avec amélioration	Variante 2
Résistance des planchers suivant Y	Partiellement vérifiée	Partiellement vérifiée	Équivalent
Reprise des efforts par les voiles suivant X	40 %	70 %	Variante 2
Reprise des efforts par les voiles suivant Y	44 %	77 %	Variante 2
Système à noyau	Non	Non	Équivalent
Stabilité au renversement suivant X	Vérifiée	Vérifiée	Équivalent

Critère	Variante 1 (R=3,50)	Variante 2 (R=4,50)	Variante la plus favorable
Stabilité au renversement suivant Y	Vérifiée	Vérifiée	Équivalent
Cohérence globale du contreventement	Moyenne	Bonne	Variante 2

La variante 2 est donc globalement plus favorable. Elle améliore les périodes, réduit les déplacements élastiques, améliore la rigidité du diaphragme et permet aux voiles de reprendre la majorité de l'effort sismique.

VII.17. Choix de la variante retenue

À partir de l'ensemble des vérifications réalisées, la variante retenue pour la suite du projet est :

$$\boxed{\text{Variante 2 : } R_x = R_y = 4,50}$$

Ce choix est justifié par plusieurs points essentiels.

Premièrement, la variante 2 permet de vérifier la condition sur les périodes fondamentales :

$$T_x = 0,774, s \approx 1,3T_{emp} = 0,774, s$$

$$T_y = 0,709, s < 1,3T_{emp} = 0,774, s$$

alors que la variante 1 ne vérifie pas cette condition :

$$T_x = 0,900, s > 0,774, s$$

$$T_y = 0,893, s > 0,774, s$$

Deuxièmement, la variante 2 améliore fortement la reprise des efforts horizontaux par les voiles :

70% suivant X

77% suivant Y

contre seulement :

40% suivant X

44% suivant Y

pour la variante 1.

Troisièmement, la variante 2 présente des déplacements élastiques plus faibles, notamment suivant Y :

$$5,572, cm \rightarrow 4,4011, cm$$

Cette réduction montre que la structure devient plus rigide et plus stable latéralement.

Quatrièmement, les vérifications globales restent satisfaites : effort tranchant à la base, déplacement inter-étage en condition de non-effondrement, limitation des dommages, effet (P-), rigidité du diaphragme et stabilité au renversement.

Le choix de la variante 2 est donc un choix d'ingénieur : il repose sur une amélioration globale du comportement structural, tout en conservant une lecture critique des points encore sensibles.

VII.18. Conséquence sur le dimensionnement et le ferrailage

Le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux seront réalisés à partir de la variante retenue, c'est-à-dire :

$$R_x = R_y = 4,50$$

Ainsi, les efforts utilisés pour le ferrailage des poteaux, poutres, voiles, fondations, chaînages, collecteurs et zones de liaison devront provenir du modèle final correspondant à la variante 2.

Cette décision est importante, car le ferrailage ne doit pas être effectué avec les efforts de la variante initiale ($R=3,50$), puisque celle-ci n'a pas été retenue comme solution finale de contreventement.

La suite du projet sera donc basée sur le modèle amélioré, dans lequel les voiles reprennent la majorité des efforts horizontaux et où la rigidité globale de la structure est plus satisfaisante.

VII.19. Recommandations pour la suite du dimensionnement

Pour la suite du projet, il est recommandé de conserver la disposition de la variante 2, tout en portant une attention particulière aux points suivants.

Les voiles de contreventement doivent être conservés avec les longueurs adoptées dans la variante améliorée, car ils permettent d'obtenir une reprise majoritaire des efforts sismiques.

Les planchers doivent faire l'objet d'une vérification détaillée en tant que diaphragmes. Les zones de transfert des efforts horizontaux vers les voiles doivent être soigneusement étudiées.

Les efforts de membrane dans les planchers doivent être pris en compte, notamment dans les niveaux où la vérification de la résistance des planchers n'est pas satisfaite.

Les chaînages, collecteurs et armatures de liaison entre diaphragmes et voiles doivent être dimensionnés avec attention afin d'assurer un cheminement clair et continu des efforts sismiques.

La variante 2 ne doit pas être présentée comme un système à noyau, puisque cette condition n'est pas vérifiée. Elle doit être présentée comme un système de contreventement par voiles répartis.

VII.20. Analyse critique globale

L'analyse comparative montre que la simple vérification d'un critère isolé ne suffit pas pour choisir une variante structurale. Une structure peut vérifier l'effort tranchant à la base tout en présentant un comportement global moins favorable.

C'est le cas de la variante 1. Elle vérifie plusieurs critères réglementaires, notamment l'effort tranchant, les déplacements inter-étages, la limitation des dommages, l'effet (P- Δ) et la stabilité au renversement. Cependant, ses périodes fondamentales sont trop élevées et les portiques reprennent une part importante des efforts horizontaux. Cette configuration traduit une rigidité latérale insuffisante et une contribution limitée des voiles.

La variante 2 présente une amélioration plus cohérente du comportement structural. Les périodes sont réduites, les déplacements élastiques diminuent, la rigidité du diaphragme s'améliore et les voiles deviennent majoritaires dans la reprise des efforts sismiques.

Cette comparaison montre aussi l'importance du rôle de l'ingénieur structure. Le travail de l'ingénieur ne consiste pas uniquement à reproduire le plan architectural tel qu'il est proposé, ni à accepter une disposition initiale sans vérification. Il consiste à analyser le comportement réel de l'ouvrage, à identifier les insuffisances, puis à proposer des ajustements structuraux compatibles avec l'architecture et les exigences réglementaires.

Dans ce projet, la variante initiale a montré certaines limites, notamment au niveau des périodes fondamentales et de la répartition des efforts sismiques. L'augmentation des longueurs des voiles a permis d'améliorer le comportement global de la structure. Cette démarche traduit une réflexion d'ingénieur : respecter l'architecture autant que possible, mais ne jamais la suivre à l'aveugle lorsque la sécurité et le comportement sismique de l'ouvrage l'exigent.

La variante 2 constitue donc une solution plus rationnelle et plus sécurisante pour la suite de l'étude. Elle n'élimine pas tous les points sensibles, notamment la résistance des planchers, mais elle donne une base structurale plus cohérente pour le dimensionnement final.

VII.21. Conclusion

Ce chapitre a permis de comparer les deux variantes de contreventement étudiées dans les chapitres précédents.

La variante 1, associée à :

$$R = 3,50$$

présente plusieurs vérifications satisfaisantes, mais elle montre aussi des limites importantes. Les périodes fondamentales ne sont pas vérifiées :

$$T_x = 0,900, s > 0,774, s$$

$$T_y = 0,893, s > 0,774, s$$

De plus, les voiles ne reprennent que :

40% de l'effort suivant X

44% de l'effort suivant Y

La variante 2, associée à :

$$R = 4,50$$

présente un comportement global plus favorable. Les périodes sont vérifiées :

$$T_x = 0,774, s \approx 1,3T_{emp} = 0,775, s$$

$$T_y = 0,709, s < 1,3T_{emp} = 0,774, s$$

Les voiles reprennent désormais :

70% de l'effort suivant X

77% de l'effort suivant Y

Les déplacements élastiques sont réduits, les diaphragmes sont plus rigides, l'effet (P- Δ) reste négligeable et la stabilité au renversement est assurée.

Le choix de la variante 2 n'est donc pas un choix automatique, mais le résultat d'une analyse comparative entre deux comportements structuraux. Il traduit une démarche d'ingénieur fondée sur la vérification, la critique et l'optimisation du système de contreventement.

La variante 2 est donc retenue comme solution de contreventement pour la suite du projet :

Solution retenue : Variante 2 avec $R_x = R_y = 4,50$

Par conséquent, le ferrailage des éléments structuraux sera réalisé à partir des efforts issus du modèle final correspondant à :

$$R = 4,50$$

Ce choix reste accompagné d'une recommandation importante : la résistance des planchers doit être vérifiée et traitée avec soin lors du dimensionnement final, car plusieurs niveaux restent sensibles vis-à-vis de la transmission des efforts horizontaux.

Ainsi, le choix final est justifié non seulement par les résultats numériques, mais aussi par une lecture globale et critique du comportement structural de l'ouvrage.

CHAPITRE VIII
FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX

VIII.1. Introduction

Après l'étude sismique et le choix de la variante finale de contreventement, le présent chapitre est consacré au ferrailage des éléments structuraux principaux du bâtiment.

Le dimensionnement est réalisé à partir du modèle ETABS correspondant à la variante retenue :

$$R_x = R_y = 4,50$$

Les éléments étudiés sont :

les poutres suivant X

les poutres suivant Y

les poteaux

les voiles de contreventement

La démarche adoptée consiste à identifier les éléments les plus sollicités à partir des enveloppes ETABS et des feuilles de calcul, puis à choisir un ferrailage réel vérifiant les sections d'armatures demandées, les conditions minimales réglementaires, les vérifications au cisaillement et les dispositions constructives parasismiques.

VIII.2. Règlements et hypothèses de calcul

Le ferrailage est établi conformément aux règles de calcul du béton armé et aux dispositions parasismiques en vigueur, notamment :

RPA 2024

BAEL 91 modifié 99 / CBA 93

Les calculs sont effectués en considérant les efforts issus du modèle final ETABS. Les valeurs d'armatures données par BAEL ou par les feuilles de calcul sont ensuite arrondies au ferrailage réel immédiatement supérieur.

Tableau VIII.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Désignation	Symbole	Valeur
Résistance caractéristique du béton	(f_{c28})	25 MPa
Résistance à la traction du béton	(f_{t28})	2,10 MPa
Limite d'élasticité de l'acier	(f_e)	500 MPa
Module d'élasticité de l'acier	(E_s)	200000 MPa
Contrainte de calcul du béton à l'ELU	(f_{bu})	14,17 MPa
Contrainte de calcul du béton en situation accidentelle	$(f_{bu,acc})$	17,71 MPa
Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU	(f_{yd})	434,78 MPa
Contrainte de calcul de l'acier en situation accidentelle	$(f_{yd,acc})$	500 MPa

Les armatures adoptées sont de type :

HA FeE500

VIII.3. Combinaisons de calcul

Les résultats obtenus à partir d'ETABS montrent que les combinaisons accidentelles sismiques sont gouvernantes pour les poutres et le poteau critique étudié.

Tableau VIII.2 : Combinaisons gouvernantes retenues

Élément	Élément critique	Combinaison gouvernante
Poutre suivant X	B8	$(G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y)$
Poutre suivant Y	B64 / B44	$(G + 0,3Q + 0,3E_x + E_y)$
Poteau	C15	$(G + 0,3Q + 0,3E_x + E_y)$
Voile	V1	Enveloppe de calcul réglementaire des voiles

Les combinaisons ELU et ELS ont été également consultées. Cependant, pour les éléments critiques retenus, les sollicitations sismiques restent plus défavorables. Le ferrailage des poutres et du poteau est donc dimensionné à partir des combinaisons accidentelles.

Pour le voile V1, les efforts de calcul sont issus de la feuille de calcul du ferrailage des voiles. Les efforts (M_{RB}) et (V_d) correspondent aux efforts majorés après application des enveloppes réglementaires.

VIII.4. Ferrailage des poutres

VIII.4.1. Principe de calcul des poutres

Les poutres sont dimensionnées en flexion simple et vérifiées au cisaillement. Les sections adoptées au pré-dimensionnement sont :

Poutres suivant X : $30 \times 50 \text{ cm}^2$

Poutres suivant Y : $30 \times 55 \text{ cm}^2$

La section d'armatures adoptée doit vérifier :

$$A_{s,adoptée} \geq A_{s,ETABS}$$

Les termes ($A_{s,sup}$) et ($A_{s,inf}$) sont repris selon les sorties ETABS. La disposition réelle des barres se fait sur la face tendue correspondante, en tenant compte du signe du moment et du repère local de la poutre.

La vérification de la section minimale est effectuée par :

$$A_{s,min} = 0,23 \frac{bdf_{t28}}{f_e}$$

VIII.4.2. Poutres suivant X

La poutre suivant X la plus défavorable est la poutre :

B8

Elle est gouvernée par la combinaison :

$$\boxed{G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y}$$

Tableau VIII.3 : Résultats ETABS des poutres suivant X

Poutre	Étage	Position	Combinaison	(M_u) kN.m	$(A_{s,sup})$ cm ²	$(A_{s,inf})$ cm ²	(V_2) kN
B8	2	$(x = 0)$	Sismique	-516,84	4,42	28,00	-306,56
B4	3	$(x = L)$	Sismique	-424,68	0,23	23,81	-30,83
B4	6	$(x = L)$	ELU	-51,84	0	2,61	9,30
B4	6	$(x = L)$	ELS	-37,80	—	—	6,78
B8	6	$(x = 0)$	ELU	-41,39	0	2,07	-35,94
B8	6	$(x = 0)$	ELS	-30,41	—	—	-26,19

On retient pour le dimensionnement :

$$M_u = 516,84 \text{ kN.m}$$

$$A_{s,inf} = 28,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,sup} = 4,42 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 306,56 \text{ kN}$$

VIII.4.3. Ferrailage longitudinal de la poutre X

Pour les armatures principales, BaelR donne :

$$A_s = 28,00 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\boxed{9\text{HA}20}$$

avec :

$$A_s = 9 \times 3,14$$

$$A_s = 28,27 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$28,27 \text{ cm}^2 > 28,00 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures complémentaires, BaelR donne :

$$A_{s,sup} = 4,42 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\boxed{3\text{HA}14}$$

avec :

$$A_s = 3 \times 1,54 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$4,62 \text{ cm}^2 > 4,42 \text{ cm}^2$$

La section minimale vaut :

$$A_{s,min} = 0,23 \frac{300 \times 450 \times 2,10}{500}$$

$$A_{s,min} = 130,41 \text{ mm}^2 = 1,30 \text{ cm}^2$$

Les armatures adoptées sont donc supérieures au minimum réglementaire.

Le ferrailage adopté pour la poutre suivant X est :

$$\boxed{9\text{HA}20 + 3\text{HA}14}$$

VIII.4.4. Vérification au cisaillement de la poutre X

La contrainte tangente conventionnelle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

avec :

$$V_u = 306,56 \text{ kN}, \quad b = 300 \text{ mm}, \quad d \simeq 450 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{306,56 \times 10^3}{300 \times 450} = 2,27 \text{ MPa}$$

Par prudence, la contrainte limite est prise égale à :

$$\tau_{lim} = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

On obtient :

$$\tau_u = 2,27 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

La vérification au cisaillement est satisfaite.

VIII.4.5. Armatures transversales de la poutre X

La section d'armatures transversales est vérifiée par :

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{V_u}{0,9df_{yd}}$$

avec :

$$V_u = 306,56 \text{ kN}, \quad d = 450 \text{ mm}, \quad f_{yd} = 500 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{306,56 \times 10^3}{0,9 \times 450 \times 500} = 1,51 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

soit :

$$\frac{A_t}{s} \geq 15,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte :

cadres HA10 avec épingles HA8

Pour un cadre HA10 à deux branches :

$$A_{cadre} = 2 \times 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Pour une épingle HA8 à deux branches :

$$A_{épingle} = 2 \times 0,503 = 1,01 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_t = 1,57 + 1,01 = 2,58 \text{ cm}^2$$

En zone critique :

$$s = 10 \text{ cm}, \quad \frac{A_t}{s} = \frac{2,58}{0,10} = 25,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donc :

$$25,8 > 15,1$$

En zone courante :

$$s = 15 \text{ cm}, \quad \frac{A_t}{s} = \frac{2,58}{0,15} = 17,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donc :

$$17,2 > 15,1$$

La condition est également vérifiée.

VIII.4.6. Poutres suivant Y

Pour les poutres suivant Y, la poutre B64 donne la section d'armatures maximale en flexion, tandis que la poutre B44 donne l'effort tranchant maximal.

La combinaison gouvernante est :

$$G + 0,3Q + 0,3E_x + E_y$$

Tableau VIII.4 : Résultats ETABS des poutres suivant Y

Poutre	Étage	Position	Combinaison	(M_u) kN.m	$(A_{s,sup})$ cm ²	$(A_{s,inf})$ cm ²	(V_2) kN	(V_3) kN
B44	3	$(x = 0)$	Sismique	- 544,23	1,25	27,33	- 367,23	-1,26
B64	3	$(x = L)$	Sismique	- 563,69	2,04	28,13	364,61	1,44
B61	6	$(x = L)$	ELU	-61,73	0	2,81	45,21	0,02
B61	6	$(x = L)$	ELS	-49,92	—	—	—	- 32,93
B41	6	$(x = 0)$	ELU	-57,00	0	2,59	—	9,32
B41	6	$(x = 0)$	ELS	-41,52	—	—	—	- 34,53

On retient pour la flexion :

$$M_u = 563,69 \text{ kN.m}$$

$$A_{s,ETABS} = 28,13 \text{ cm}^2$$

et pour le cisaillement :

$$V_u = 367,23 \text{ kN}$$

VIII.4.7. Ferrailage longitudinal de la poutre Y

Pour la poutre suivant Y, ETABS donne :

$$A_{s,ETABS} = 28,13 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\boxed{9\text{HA}20}$$

avec :

$$A_s = 9 \times 3,14 = 28,27 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$28,27 \text{ cm}^2 > 28,13 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures complémentaires, la valeur maximale donnée par ETABS est :

$$A_{s,sup} = 2,04 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\boxed{2\text{HA}12}$$

avec :

$$A_s = 2 \times 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$2,26 \text{ cm}^2 > 2,04 \text{ cm}^2$$

La section minimale vaut :

$$A_{s,min} = 0,23 \frac{300 \times 500 \times 2,10}{500} = 144,90 \text{ mm}^2 = 1,45 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté pour la poutre suivant Y est :

$$\boxed{9\text{HA}20 + 2\text{HA}12}$$

VIII.4.8. Vérification au cisaillement de la poutre Y

On retient :

$$V_u = 367,23 \text{ kN}$$

Pour la poutre suivant Y :

$$b = 300 \text{ mm}, \quad d \simeq 500 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{367,23 \times 10^3}{300 \times 500} = 2,45 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

on obtient :

$$\tau_u = 2,45 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

La vérification au cisaillement est satisfaite.

VIII.4.9. Armatures transversales de la poutre Y

La vérification des armatures transversales donne :

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{V_u}{0,9df_{yd}}$$

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{367,23 \times 10^3}{0,9 \times 500 \times 500} = 1,63 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

soit :

$$\frac{A_t}{s} \geq 16,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte le même dispositif :

cadres HA10 avec épingles HA8

avec :

$$A_t = 2,58 \text{ cm}^2$$

En zone critique :

$$s = 10 \text{ cm}, \quad \frac{A_t}{s} = 25,8 \text{ cm}^2/\text{m} > 16,3$$

En zone courante :

$$s = 15 \text{ cm}, \quad \frac{A_t}{s} = 17,2 \text{ cm}^2/\text{m} > 16,3$$

La condition est vérifiée dans les deux zones.

VIII.4.10. Dispositions constructives des poutres

Les zones critiques sont prises au voisinage des appuis et des éléments verticaux porteurs. La longueur de la zone critique est prise égale à :

$$l_c = 2h$$

Pour les poutres suivant X :

$$l_c = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

Pour les poutres suivant Y :

$$l_c = 2 \times 55 = 110 \text{ cm}$$

On adopte :

$$s = 10 \text{ cm} \quad \text{en zone critique}$$

$$s = 15 \text{ cm} \quad \text{en zone courante}$$

Pour éviter l'encombrement des armatures, les 9HA20 sont disposés en deux nappes :

$$5\text{HA}20 + 4\text{HA}20$$

Les armatures sont prolongées et ancrées au-delà des appuis. Les recouvrements ne doivent pas être placés dans les zones critiques.

VIII.4.11. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Direction	Élément critique	Section	Combinaison
X	B8	30×50	$(G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y)$
X	B8	30×50	$(G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y)$
Y	B64	30×55	$(G + 0,3Q + 0,3E_x + E_y)$
Y	B64	30×55	$(G + 0,3Q + 0,3E_x + E_y)$

Tableau VIII.5 : Ferrailage adopté pour les poutres

(A_s) ETABS cm^2	Ferrailage adopté	(A_s) adopté cm^2	Cadres
28,00	9HA20	28,27	HA10 + épingles HA8
4,42	3HA14	4,62	HA10 + épingles HA8
28,13	9HA20	28,27	HA10 + épingles HA8
2,04	2HA12	2,26	HA10 + épingles HA8

VIII.5. Ferrailage des poteaux

VIII.5.1. Principe de calcul

Les poteaux sont soumis à un effort normal de compression associé à des moments fléchissants. Ils sont donc vérifiés en flexion composée.

Le poteau critique retenu est :

C15

situé au premier étage.

Sa section est :

$$60 \times 60 \text{ cm}^2$$

Le dimensionnement est gouverné par la combinaison accidentelle :

$$G + 0,3Q + 0,3E_x + E_y$$

VIII.5.2. Sollicitations du poteau C15

Tableau VIII.6 : Sollicitations du poteau C15

Poteau	Étage	Hauteur	Section	Combinaison
C15	1	3,25 m	60×60	$(G + 0,3Q + 0,3E_x + E_y)$

(P_u) kN	(M_u) kN.m	$(A_{s,sup})$ cm ²	$(A_{s,inf})$ cm ²	(V_2) kN	(V_3) kN
2963,79	96,97	26,05	33,23	57,71	129,66

On retient la section maximale demandée par BAEL :

$$A_{s,ETABS} = 33,23 \text{ cm}^2$$

VIII.5.3. Ferrailage longitudinal du poteau C15

La section brute du poteau est :

$$B = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

Le minimum réglementaire adopté est :

$$A_{s,min} = 1\%B = 0,01 \times 3600 = 36,00 \text{ cm}^2$$

La section maximale admissible est prise égale à :

$$A_{s,max} = 4\%B = 0,04 \times 3600 = 144,00 \text{ cm}^2$$

La section adoptée doit donc vérifier :

$$A_s \geq \max(A_{s,ETABS}; A_{s,min})$$

$$A_s \geq \max(33,23; 36,00) = 36,00 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\boxed{12\text{HA}20}$$

avec :

$$A_s = 12 \times 3,14 = 37,70 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$36,00 \text{ cm}^2 < 37,70 \text{ cm}^2 < 144,00 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage longitudinal adopté pour le poteau C15 est donc :

$$\boxed{12\text{HA}20}$$

VIII.5.4. Taux d'armature du poteau

Le taux d'armature est donné par :

$$\rho = \frac{A_s}{B} \times 100$$

$$\rho = \frac{37,70}{3600} \times 100 = 1,05\%$$

Le taux d'armature est acceptable pour un poteau en béton armé en zone sismique.

VIII.5.5. Vérification au cisaillement du poteau

On retient l'effort tranchant maximal :

$$V_u = \max(|V_2|; |V_3|) = \max(57,71; 129,66) = 129,66 \text{ kN}$$

La contrainte tangente est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

avec :

$$b = 600 \text{ mm}, \quad d \simeq 540 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{129,66 \times 10^3}{600 \times 540} = 0,40 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

on obtient :

$$\tau_u = 0,40 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

La vérification au cisaillement est satisfaite.

VIII.5.6. Armatures transversales du poteau

Les cadres assurent :

le confinement du béton
le maintien des armatures longitudinales
l'amélioration de la ductilité en zone sismique

On adopte :

cadres HA10 avec épingles HA8

La section transversale adoptée est :

$$A_t = 2,58 \text{ cm}^2$$

En zone critique :

$$s = 10 \text{ cm}, \quad \frac{A_t}{s} = 25,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En zone courante :

$$s = 15 \text{ cm}, \quad \frac{A_t}{s} = 17,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ces valeurs assurent un confinement correct du poteau.

VIII.5.7. Longueur de la zone critique du poteau

La longueur de la zone critique est prise égale à :

$$l_c = \max(60 \text{ cm}; h_e/6; 45 \text{ cm})$$

avec :

$$h_e = 3,25 \text{ m} = 325 \text{ cm}$$

$$h_e/6 = 54,17 \text{ cm}$$

Donc :

$$l_c = \max(60; 54,17; 45)$$

$$l_c = 60 \text{ cm}$$

On adopte donc une zone critique de :

$$60 \text{ cm}$$

à chaque extrémité du poteau.

VIII.5.8. Disposition des armatures du poteau

Les 12HA20 sont répartis symétriquement sur les quatre faces du poteau afin d'assurer un comportement satisfaisant suivant les deux directions principales.

Les recouvrements des armatures longitudinales doivent être évités dans les zones critiques. Les cadres sont fermés et complétés par des épingles afin de maintenir correctement toutes les barres longitudinales.

VIII.5.9. Tableau récapitulatif du ferrailage du poteau

Poteau	Section	Combinaison
C15	60×60	$(G + 0,3Q + 0,3E_x + E_y)$

(A_s) ETABS cm ²	(A_s) min cm ²	Ferrailage adopté	(A_s) adopté cm ²	Taux (ρ)	Cadres
33,23	36,00	12HA20	37,70	1,05 %	HA10 + épingles HA8

VIII.6. Ferrailage des voiles

VIII.6.1. Introduction

Les voiles constituent les éléments principaux du système de contreventement adopté dans la variante finale. Ils participent fortement à la reprise des efforts horizontaux dus au séisme et assurent la rigidité latérale de l'ouvrage.

Le calcul détaillé est présenté pour le voile critique :

$$\boxed{V1}$$

de longueur :

$$l_w = 3,00 \text{ m}$$

Ce voile a été retenu car il présente les sollicitations les plus défavorables parmi les voiles étudiés. Les autres voiles sont ferrailés suivant la même démarche, en respectant les dispositions minimales réglementaires et les résultats issus du modèle ETABS.

Vérification de la condition de l'effort normal réduit

Afin de limiter le risque de rupture fragile des voiles soumis aux actions sismiques, le **RPA 2024**, article 7.7.3, impose une limitation de l'effort normal réduit. La condition réglementaire s'écrit :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,40$$

Avec :

- N_d : effort normal de compression de calcul ;
- B_c : section brute du voile ;
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours.

D'après les données du mémoire, le voile critique étudié est le **voile V1**. La section critique est située à la base du voile, où l'effort normal est maximal.

Données du voile étudié

La section brute du voile est donnée par :

$$B_c = L \times e$$

D'où :

$$B_c = 3,00 \times 0,20 = 0,60 \text{ m}^2$$

La résistance du béton est convertie comme suit :

$$25 \text{ MPa} = 25\,000 \text{ kN/m}^2$$

L'effort normal réduit est donc :

$$V_d = \frac{2069,66}{0,60 \times 25\,000}$$

$$V_d = \frac{2069,66}{15\,000}$$

$$V_d = 0,138 \approx 0,14$$

Or :

$$0,14 < 0,40$$

Conclusion

La condition imposée par le **RPA 2024** est donc **vérifiée** :

$$V_d = 0,14 \leq 0,40$$

Ce résultat montre que le niveau de compression dans le voile **V1** reste inférieur à la limite réglementaire. Le voile ne présente donc pas un effort normal réduit excessif, ce qui est favorable vis-à-vis de la ductilité et limite le risque de rupture fragile sous chargement sismique.

VIII.6.2. Données de calcul du voile V1

Tableau VIII.8 : Données de calcul du voile critique V1

Désignation	Symbole	Valeur
Nombre d'étages	(<i>N</i>)	7
Hauteur totale du voile	(<i>h_w</i>)	27,17 m
Longueur du voile	(<i>l_w</i>)	3,00 m
Épaisseur du voile	(<i>b_w</i>)	0,20 m
Enrobage adopté	(<i>d_{1,2}</i>)	3,00 cm

Désignation	Symbole	Valeur
Résistance du béton	(f_{c28})	25 MPa
Limite élastique de l'acier	(f_e)	500 MPa
Coefficient béton en situation accidentelle	(γ_b)	1,20
Coefficient acier en situation accidentelle	(γ_s)	1,00
Coefficient de comportement	(R)	4,50
Facteur de qualité	(Q_f)	1,05
Période (T_0)	(T_0)	0,58 s
Période (T_2)	(T_2)	0,60 s

Le système considéré est :

Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles

Le voile étudié est classé comme :

voile élancé

En effet :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{27,17}{3,00} = 9,06$$

La valeur obtenue confirme le comportement élancé du voile.

VIII.6.3. Sollicitations du voile V1 issues du modèle

Tableau VIII.9 : Sollicitations du voile critique V1 par niveau

Niveau	(H_i) m	(N_i) kN	(M_i) kN.m	(T_i) kN
0	0,00	2069,6579	6408,4111	1582,6424
1	3,80	538,5623	3809,1617	1383,6905
2	7,60	-445,6351	1901,377	1064,0466
3	11,27	-477,4819	770,8579	777,4349

Niveau	(H_i) m	(N_i) kN	(M_i) kN.m	(T_i) kN
4	14,52	-198,069	530,8756	588,4218
5	17,72	1,8511	652,3877	395,654
6	20,87	177,9204	763,33	156,62
7	24,02	180,0472	746,41	294,50
8	27,17	139,26	251,05	368,04

La section critique se situe à la base du voile, où les efforts sont les plus importants.

À la base, les efforts issus du calcul de structure sont :

$$N = 2069,66 \text{ kN}$$

$$M_{EB} = 6408,41 \text{ kN.m}$$

$$T = 1582,64 \text{ kN}$$

Après application des enveloppes de calcul réglementaires dans la feuille de ferrailage des voiles, les efforts retenus pour le dimensionnement sont :

$$M_{RB} = 10893,45 \text{ kN.m}$$

$$V_d = 2215,70 \text{ kN}$$

Le moment de calcul est donc amplifié par rapport au moment issu directement du modèle :

$$\frac{M_{RB}}{M_{EB}} = \frac{10893,45}{6408,41} = 1,70$$

L'effort tranchant de calcul est également amplifié :

$$\frac{V_d}{T} = \frac{2215,70}{1582,64} = 1,40$$

Les valeurs (M_{RB}) et (V_d) proviennent de la feuille de calcul du ferrailage des voiles. Elles correspondent aux efforts de calcul après application des enveloppes réglementaires.

VIII.6.4. Données de dimensionnement de la zone critique

Tableau VIII.10 : Efforts de calcul de la zone critique du voile V1

Désignation	Symbole	Valeur
Effort normal	(N)	2069,66 kN

Désignation	Symbole	Valeur
Moment issu du modèle	(M_{EB})	6408,41 kN.m
Effort tranchant de calcul	(V_d)	2215,70 kN
Moment de calcul amplifié	(M_{RB})	10893,45 kN.m
Longueur du voile	(l_w)	3,00 m
Épaisseur du voile	(b_w)	0,20 m
Hauteur critique considérée	(h_{cr})	0,40 m

VIII.6.5. Vérification au cisaillement du voile V1

La contrainte de cisaillement dans le voile est calculée par :

$$\tau_b = \frac{V_d}{b_w d}$$

Pour les voiles, la hauteur utile est prise égale à :

$$d = 0,9l_w$$

Donc :

$$d = 0,9 \times 3,00 = 2,70 \text{ m}$$

La contrainte de cisaillement vaut :

$$\tau_b = \frac{2215,70}{0,20 \times 2,70} = 4103,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\boxed{\tau_b = 4,10 \text{ MPa}}$$

La contrainte admissible donnée par la feuille de calcul est :

$$\tau_{adm} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_b = 4,10 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{ MPa}$$

Même en prenant une valeur plus conservative en situation accidentelle :

$$\tau_{adm} = \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,20} = 4,17 \text{ MPa}$$

on obtient :

$$4,10 \text{ MPa} < 4,17 \text{ MPa}$$

La vérification reste donc satisfaite.

VIII.6.6. Ferrailage de l'âme du voile V1

Le ferrailage de l'âme du voile comprend les armatures verticales et les armatures horizontales réparties sur les deux faces du voile.

a) Armatures verticales de l'âme

La feuille de calcul donne :

$$\varnothing_v = 0,80 \text{ cm}$$

$$S_v = 10 \text{ cm}$$

$$S_{v,max} = 20 \text{ cm}$$

$$A_{v,min} = 0,40 \text{ cm}^2/10\text{cm}$$

Le choix adopté est :

HA8 espacés de 10 cm sur chaque face

La section adoptée est :

$$A_{sv} = 10,05 \text{ cm}^2$$

Les conditions sont vérifiées :

$$\varnothing_v = 0,80 \text{ cm} \geq \varnothing_{min} = 0,80 \text{ cm}$$

$$S_v = 10 \text{ cm} < S_{v,max} = 20 \text{ cm}$$

$$A_{sv} = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{v,min}$$

b) Armatures horizontales de l'âme

La feuille de calcul donne :

$$\varnothing_h = 1,20 \text{ cm}$$

$$S_h = 10 \text{ cm}$$

$$S_{h,max} = 20 \text{ cm}$$

$$A_{h,min} = 2,23 \text{ cm}^2/10\text{cm}$$

Le choix adopté est :

HA12 espacés de 10 cm sur chaque face

La section adoptée est :

$$A_{sh} = 9,05 \text{ cm}^2$$

Les conditions sont vérifiées :

$$\varnothing_h = 1,20 \text{ cm} \geq \varnothing_{min} = 0,80 \text{ cm}$$

$$S_h = 10 \text{ cm} < S_{h,max} = 20 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{h,min}$$

Tableau VIII.11 : Ferrailage adopté de l'âme du voile V1

Direction	Diamètre	Espacement	Espacement max	Section adoptée	Condition
Verticale	HA8	10 cm	20 cm	10,05 cm ²	Vérifiée
Horizontale	HA12	10 cm	20 cm	9,05 cm ²	Vérifiée

Le ferrailage adopté pour l'âme est donc :

Armatures verticales : HA8/10 cm sur chaque face

Armatures horizontales : HA12/10 cm sur chaque face

VIII.6.7. Vérification des conditions de ductilité locale

La ductilité locale est vérifiée au niveau des éléments de rive du voile. Les résultats obtenus sont identiques pour l'élément de rive gauche et pour l'élément de rive droit.

Tableau VIII.12 : Conditions de ductilité locale du voile V1

Paramètre	Élément gauche	Élément droit
(F_{yd}/F_{cd})	24,00	24,00
(ω_v)	0,11	0,11
(λ_u)	93,75	93,75
$(V_{nc}) \text{ cm}^3$	91200,00	91200,00
$(V_{st}) \text{ cm}^3$	2136,28	2136,28
(ε_{cu})	0,0035	0,0035
(μ_ϕ)	4,15	4,15
(α_n)	0,93	0,93
(α_s)	0,82	0,82
(α)	0,76	0,76
$(\varepsilon_{cu,c})$	0,05	0,05

Paramètre	Élément gauche	Élément droit
(ε_{sy})	0,0025	0,0025
(ω_{wd})	0,5622	0,5622
$(\omega_{wd,min})$	0,0816	0,0816
$(l_{c,calculé})$	86,67 cm	86,67 cm
Condition	Vérifiée	Vérifiée

On constate que :

$$\omega_{wd} = 0,5622 > \omega_{wd,min} = 0,0816$$

et :

$$l_{c,choisi} = 95 \text{ cm} > l_{c,calculé} = 86,67 \text{ cm}$$

Les conditions de ductilité locale sont donc vérifiées.

VIII.6.8. Dimensionnement des éléments de rive

Les extrémités du voile sont fortement sollicitées sous l'effet du moment fléchissant. Elles nécessitent donc des éléments de rive confinés.

Les dimensions adoptées sont :

$$l_c = 95 \text{ cm}$$

$$b_c = 30 \text{ cm}$$

Ces valeurs vérifient les limites minimales :

$$l_c = 95 \text{ cm} > l_{c,min} = 45 \text{ cm}$$

$$b_c = 30 \text{ cm} > b_{c,min} = 20 \text{ cm}$$

Tableau VIII.13 : Ferrailage des éléments de rive du voile V1

Paramètre	Élément de rive gauche	Élément de rive droit
$(\varnothing_{min})$	1,20 cm	1,20 cm
$(A_{v,calc})$	57,13 cm ²	57,13 cm ²
$(l_{c,choisi})$	95,00 cm	95,00 cm

Paramètre	Élément de rive gauche	Élément de rive droit
$(b_{c,choisi})$	30,00 cm	30,00 cm
$(l_{c,min})$	45,00 cm	45,00 cm
$(b_{c,min})$	20,00 cm	20,00 cm
(b_0)	24,00 cm	24,00 cm
$(A_{v,min})$	15,15 cm ²	15,15 cm ²
(A_{vj})	48,75 cm ²	48,75 cm ²
(A_{vd})	57,13 cm ²	57,13 cm ²
$(S_{t,max})$	7,00 cm	7,00 cm
(A_g)	3030,00 cm ²	3030,00 cm ²
(A_c)	2280,00 cm ²	2280,00 cm ²
(A_s)	0,83 cm ²	0,83 cm ²

La section d'armatures longitudinales à adopter dans chaque élément de rive doit vérifier :

$$A_s \geq A_{v,calc}$$

$$A_s \geq 57,13 \text{ cm}^2$$

On adopte pour chaque élément de rive :

$$\boxed{12\text{HA}25}$$

avec :

$$A_s = 12 \times 4,91 = 58,92 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée :

$$58,92 \text{ cm}^2 > 57,13 \text{ cm}^2$$

Le même ferrailage est adopté pour l'élément de rive gauche et pour l'élément de rive droit.

VIII.6.9. Armatures transversales des éléments de rive

Les éléments de rive doivent être confinés par des cadres fermés et des épingles, afin d'assurer la ductilité locale du voile et d'éviter l'écrasement prématuré du béton comprimé.

D'après les résultats de calcul :

$$S_{t,max} = 7 \text{ cm}$$

On adopte :

cadres et épingles HA8 espacés de 7 cm

Les armatures transversales sont donc disposées avec :

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée :

$$S_t = 7 \text{ cm} \leq S_{t,max} = 7 \text{ cm}$$

VIII.6.10. Ferrailage final adopté du voile V1

Tableau VIII.14 : Synthèse du ferrailage adopté du voile V1

Zone du voile	Ferrailage adopté
Âme — armatures verticales	HA8/10 cm sur chaque face
Âme — armatures horizontales	HA12/10 cm sur chaque face
Élément de rive gauche	12HA25
Élément de rive droit	12HA25
Confinement des éléments de rive	Cadres + épingles HA8/7 cm
Longueur élément de rive	$(l_c = 95 \text{ cm})$
Largeur élément de rive	$(b_c = 30 \text{ cm})$

Ainsi, le voile critique V1 est ferrailé par :

Âme : HA8/10 verticalement et HA12/10 horizontalement

Rives : 12HA25 à chaque extrémité

Confinement : cadres et épingles HA8/7 cm

VIII.6.11. Dispositions constructives du voile V1

Les armatures verticales et horizontales de l'âme sont disposées sur les deux faces du voile et reliées par des épingles afin d'assurer un bon maintien des nappes d'armatures.

Les éléments de rive sont confinés sur toute la hauteur critique par des cadres fermés et des épingles. Les armatures longitudinales des éléments de rive doivent être correctement ancrées dans les fondations et prolongées dans les niveaux supérieurs conformément aux exigences de continuité.

Les recouvrements des armatures verticales doivent être évités dans les zones les plus sollicitées. Lorsqu'ils sont nécessaires, ils doivent être décalés et disposés dans des zones moins critiques.

Les armatures horizontales doivent être correctement ancrées dans les éléments de rive afin d'assurer la transmission des efforts de cisaillement entre l'âme du voile et les zones de rive.

VIII.7. Synthèse générale du ferrailage adopté

Tableau VIII.15 : Synthèse générale du ferrailage des éléments structuraux

Élément	Section / dimensions	Élément critique	Ferrailage longitudinal adopté	Ferrailage transversal adopté
Poutre X	30×50	B8	9HA20 + 3HA14	Cadres HA10 + épingles HA8, s = 10/15 cm
Poutre Y	30×55	B64 / B44	9HA20 + 2HA12	Cadres HA10 + épingles HA8, s = 10/15 cm
Poteau	60×60	C15	12HA20	Cadres HA10 + épingles HA8, s = 10/15 cm
Voile V1 — âme	lw = 3,00 m ; bw = 20 cm	V1	HA8/10 verticalement + HA12/10 horizontalement	Épingles de maintien
Voile V1 — rives	lc = 95 cm ; bc = 30 cm	V1	12HA25 à chaque rive	Cadres + épingles HA8/7 cm

VIII.8. Analyse critique

Les résultats montrent que le ferrailage des poutres et du poteau critique est gouverné par les combinaisons accidentelles sismiques. Ce résultat est cohérent avec la localisation du projet en zone de forte sismicité et avec le rôle important des actions horizontales dans le comportement global de la structure.

Pour les poutres suivant X et Y, les armatures demandées sous combinaisons sismiques sont nettement supérieures à celles obtenues sous ELU et ELS. Le choix du ferrailage à partir des combinaisons accidentelles est donc justifié.

Le ferrailage longitudinal adopté vérifie les sections demandées par ETABS ainsi que les armatures minimales réglementaires. Les 9HA20 nécessaires pour les poutres critiques sont disposés en deux nappes afin de garantir la faisabilité constructive et d'éviter l'encombrement excessif.

Pour le poteau C15, la section d'armature demandée par ETABS est inférieure au minimum réglementaire adopté. Le ferrailage final est donc gouverné par le minimum réglementaire, ce qui conduit à adopter 12HA20. Ce choix assure une bonne répartition des armatures sur les quatre faces du poteau et améliore son comportement en flexion composée.

Pour le voile V1, les efforts de calcul sont obtenus après application des enveloppes réglementaires. Le moment de calcul est majoré de :

$$M_{EB} = 6408,41 \text{ kN.m}$$

à :

$$M_{RB} = 10893,45 \text{ kN.m}$$

et l'effort tranchant de calcul est majoré de :

$$T = 1582,64 \text{ kN}$$

à :

$$V_d = 2215,70 \text{ kN}$$

Cette majoration permet de tenir compte des exigences de dimensionnement parasismique des voiles.

La vérification au cisaillement du voile donne :

$$\tau_b = 4,10 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{ MPa}$$

La condition est donc vérifiée.

Le ferrailage de l'âme est assuré par des armatures HA8/10 verticalement et HA12/10 horizontalement.

Les éléments de rive reçoivent un ferrailage renforcé 12HA25, ce qui est cohérent avec leur rôle dans la reprise des efforts de traction et de compression dus au moment fléchissant.

Les conditions de ductilité locale sont également satisfaites, puisque :

$$\omega_{wd} = 0,5622 > \omega_{wd,min} = 0,0816$$

et :

$$l_{c,choisi} = 95 \text{ cm} > l_{c,calculé} = 86,67 \text{ cm}$$

Cette démarche montre que le ferrailage ne se limite pas à la lecture directe d'une sortie logicielle. Les résultats ETABS et les feuilles de calcul doivent être interprétés, comparés

aux exigences minimales, puis transformés en dispositions constructives réellement exécutables sur chantier.

Vérification du ferrailage minimal des éléments structuraux suivant le RPA 2024

La vérification du ferrailage minimal des éléments structuraux constitue une étape indispensable afin de s'assurer que les armatures adoptées respectent les exigences réglementaires minimales, notamment en zone sismique. Elle permet de garantir un comportement ductile des éléments porteurs, d'éviter les ruptures fragiles et d'assurer un confinement suffisant dans les zones fortement sollicitées.

Les éléments vérifiés sont :

- les poutres principales suivant les deux directions X et Y ;
- le poteau critique C15 ;
- le voile critique V1, composé de l'âme et des éléments de rive.

VIII.8.1. Vérification du ferrailage minimal des poutres

Les poutres étudiées sont les poutres principales suivant les deux directions. D'après le mémoire, les sections adoptées sont :

Poutre X: $30 \times 50 \text{ cm}^2$

Poutre Y: $30 \times 55 \text{ cm}^2$

Le ferrailage longitudinal adopté est :

Poutre X: $9HA20 + 3HA14$

Poutre Y: $9HA20 + 2HA12$

Les armatures transversales adoptées sont constituées de cadres $HA10$ et d'épingles $HA8$, avec un espacement de $10/15 \text{ cm}$, c'est-à-dire 10 cm en zone critique et 15 cm hors zone critique.

a) Exigences réglementaires

Selon les prescriptions parasismiques, le ferrailage longitudinal minimal des poutres est donné par :

$$A_{s,min} = 0,005 \times B$$

avec :

$$B = b \times h$$

Pour les armatures transversales, le diamètre minimal doit vérifier :

$$\varphi_t \geq 6 \text{ mm}$$

La section minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_{t,min} = 0,003 \times s \times b$$

Avec :

A_t : section des armatures transversales

s : espacement des cadres

b : largeur de la poutre

En zone critique, l'espacement maximal doit vérifier :

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4}; 24\varphi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\varphi_l \right)$$

Hors zone critique, l'espacement doit vérifier :

$$s' \leq \frac{h}{2}$$

On vérifie également :

$$s' \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\varphi_l\right)$$

Le diamètre des armatures transversales doit aussi satisfaire :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right)$$

La première armature transversale doit être placée à une distance maximale de 5 cm du nu de l'appui.

VIII.8.1.1. Poutre suivant X

Les dimensions de la poutre suivant X sont :

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

La section brute est :

$$B = b \times h$$

$$B = 30 \times 50$$

$$B = 1500 \text{ cm}^2$$

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{s,min} = 0,005 \times 1500$$

$$A_{s,min} = 7,50 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté est :

$$9HA20 + 3HA14$$

Avec :

$$A_{HA20} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{HA14} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{s,adopté} = 9 \times 3,14 + 3 \times 1,54$$

$$A_{s,adopté} = 28,26 + 4,62$$

$$A_{s,adopté} = 32,88 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{s,adopté} \geq A_{s,min}$$

$$32,88 \text{ cm}^2 > 7,50 \text{ cm}^2$$

Donc, le ferrailage longitudinal minimal de la poutre suivant X est **vérifié**.

Vérification du diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre adopté pour les cadres est :

$$\varphi_t = 10 \text{ mm}$$

La condition réglementaire est :

$$\varphi_t \geq 6 \text{ mm}$$

Or :

$$10 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre minimal des armatures transversales est **vérifié**.

Vérification de la section minimale des armatures transversales

Le ferrailage transversal adopté est composé de cadres HA10 et d'épingles HA8.

$$A_{HA10} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{HA8} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Pour un cadre fermé HA10 à deux branches :

$$A_{cadre} = 2 \times 0,79$$

$$A_{cadre} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Pour une épingle HA8 à deux branches :

$$A_{épingle} = 2 \times 0,50$$

$$A_{épingle} = 1,00 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{t,adopté} = 1,58 + 1,00$$

$$A_{t,adopté} = 2,58 \text{ cm}^2$$

En zone critique

$$s = 10 \text{ cm}$$

$$A_{t,min} = 0,003 \times 10 \times 30$$

$$A_{t,min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{t,adopté} \geq A_{t,min}$$

$$2,58 \text{ cm}^2 > 0,90 \text{ cm}^2$$

Donc, la section minimale des armatures transversales est **vérifiée en zone critique**.

Hors zone critique

$$s' = 15 \text{ cm}$$

$$A_{t,min} = 0,003 \times 15 \times 30$$

$$A_{t,min} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$2,58 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2$$

Donc, la section minimale des armatures transversales est **vérifiée hors zone critique**.

Vérification de l'espacement en zone critique

On prend :

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$\varphi_t = 10 \text{ mm} = 1,00 \text{ cm}$$

$$\varphi_l = 20 \text{ mm} = 2,00 \text{ cm}$$

$$s \leq \min\left(\frac{h}{4}; 24\varphi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\varphi_l\right)$$

$$\frac{h}{4} = \frac{50}{4} = 12,50 \text{ cm}$$

$$24\varphi_t = 24 \times 1,00 = 24 \text{ cm}$$

$$6\varphi_l = 6 \times 2,00 = 12 \text{ cm}$$

Donc :

$$s_{max} = \min(12,50; 24; 17,50; 12)$$

$$s_{max} = 12 \text{ cm}$$

Or :

$$s = 10 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$$

Donc, l'espacement des armatures transversales en zone critique est **vérifié**.

Vérification de l'espacement hors zone critique

$$s' \leq \frac{h}{2}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Or :

$$s' = 15 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

La condition est donc **vérifiée**.

On vérifie également :

$$s' \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\varphi_l\right)$$

$$12\varphi_l = 12 \times 2,00 = 24 \text{ cm}$$

$$s'_{max} = \min(25; 24) = 24 \text{ cm}$$

Or :

$$15 \text{ cm} < 24 \text{ cm}$$

Donc, l'espacement hors zone critique est **vérifié**.

Vérification du diamètre maximal des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\frac{h}{35} = \frac{50}{35} = 1,43 \text{ cm}$$

$$\varphi_l = 2,00 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{10} = \frac{30}{10} = 3,00 \text{ cm}$$

Donc :

$$\varphi_{t,max} = \min(1,43; 2,00; 3,00)$$

$$\varphi_{t,max} = 1,43 \text{ cm}$$

Or :

$$\varphi_t = 1,00 \text{ cm} < 1,43 \text{ cm}$$

Donc, le diamètre adopté des armatures transversales est **vérifié**.

VIII.8.1.2. Poutre suivant Y

Les dimensions de la poutre suivant Y sont :

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

La section brute est :

$$B = b \times h$$

$$B = 30 \times 55$$

$$B = 1650 \text{ cm}^2$$

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{s,min} = 0,005 \times 1650$$

$$A_{s,min} = 8,25 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté est :

$$9HA20 + 2HA12$$

Avec :

$$A_{HA20} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{HA12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{s,adopté} = 9 \times 3,14 + 2 \times 1,13$$

$$A_{s,adopté} = 28,26 + 2,26$$

$$A_{s,adopté} = 30,52 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{s,adopté} \geq A_{s,min}$$

$$30,52 \text{ cm}^2 > 8,25 \text{ cm}^2$$

Donc, le ferrailage longitudinal minimal de la poutre suivant Y est **vérifié**.

Vérification du diamètre minimal des armatures transversales

$$\varphi_t = 10 \text{ mm}$$

$$\varphi_t \geq 6 \text{ mm}$$

$$10 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre minimal est **vérifié**.

Vérification de la section minimale des armatures transversales

Comme pour la poutre suivant X :

$$A_{t,adopté} = 2,58 \text{ cm}^2$$

En zone critique

$$s = 10 \text{ cm}$$

$$A_{t,min} = 0,003 \times 10 \times 30$$

$$A_{t,min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$2,58 \text{ cm}^2 > 0,90 \text{ cm}^2$$

La section minimale est donc **vérifiée en zone critique**.

Hors zone critique

$$s' = 15 \text{ cm}$$

$$A_{t,min} = 0,003 \times 15 \times 30$$

$$A_{t,min} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$2,58 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2$$

La section minimale est donc **vérifiée hors zone critique**.

Vérification de l'espacement en zone critique

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$\varphi_t = 1,00 \text{ cm}$$

$$\varphi_l = 2,00 \text{ cm}$$

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4}; 24\varphi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\varphi_l \right)$$

$$\frac{h}{4} = \frac{55}{4} = 13,75 \text{ cm}$$

$$24\varphi_t = 24 \text{ cm}$$

$$6\varphi_l = 12 \text{ cm}$$

Donc :

$$s_{max} = \min(13,75; 24; 17,50; 12)$$

$$s_{max} = 12 \text{ cm}$$

Or :

$$s = 10 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$$

Donc, l'espacement en zone critique est **vérifié**.

Vérification de l'espacement hors zone critique

$$s' \leq \frac{h}{2}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27,50 \text{ cm}$$

Or :

$$s' = 15 \text{ cm} < 27,50 \text{ cm}$$

La condition est donc **vérifiée**.

On vérifie également :

$$s' \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\varphi_l\right)$$

$$12\varphi_l = 12 \times 2,00 = 24 \text{ cm}$$

$$s'_{max} = \min(27,50; 24) = 24 \text{ cm}$$

Or :

$$15 \text{ cm} < 24 \text{ cm}$$

Donc, l'espacement hors zone critique est **vérifié**.

Vérification du diamètre maximal des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\frac{h}{35} = \frac{55}{35} = 1,57 \text{ cm}$$

$$\varphi_l = 2,00 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{10} = 3,00 \text{ cm}$$

Donc :

$$\varphi_{t,max} = \min(1,57; 2,00; 3,00)$$

$$\varphi_{t,max} = 1,57 \text{ cm}$$

Or :

$$\varphi_t = 1,00 \text{ cm} < 1,57 \text{ cm}$$

Donc, la condition sur le diamètre transversal est **vérifiée**.

VIII.8.2. Vérification du ferrailage minimal du poteau C15

Le poteau critique retenu est le poteau C15, de section :

$$60 \times 60 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage longitudinal adopté est :

$$12HA20$$

Les armatures transversales adoptées sont :

$$\text{Cadres HA10 + épingles HA8}$$

avec :

$$s = 10/15 \text{ cm}$$

a) Vérification des armatures longitudinales minimales

Selon les exigences minimales, le pourcentage minimal des armatures longitudinales des poteaux est :

$$A_{s,min} = 1\% \times B$$

Avec :

$$B = b \times h$$

Pour le poteau C15 :

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

Donc :

$$B = 60 \times 60$$

$$B = 3600 \text{ cm}^2$$

La section minimale exigée est :

$$A_{s,min} = 0,01 \times 3600$$

$$A_{s,min} = 36,00 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté est :

$$12HA20$$

Avec :

$$A_{HA20} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{s,adopté} = 12 \times 3,14$$

$$A_{s,adopté} = 37,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,adopté} \approx 37,70 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{s,adopté} \geq A_{s,min}$$

$$37,70 \text{ cm}^2 > 36,00 \text{ cm}^2$$

Donc, le ferrailage longitudinal minimal du poteau C15 est **vérifié**.

Le taux d'armature est :

$$\rho = \frac{A_s}{B} \times 100$$

$$\rho = \frac{37,70}{3600} \times 100$$

$$\rho = 1,05\%$$

Or :

$$1,05\% > 1,00\%$$

Donc, le taux minimal d'armature longitudinale est **vérifié**.

b) Vérification du diamètre minimal des armatures longitudinales

Le diamètre longitudinal adopté est :

$$\varphi_l = 20 \text{ mm}$$

La condition minimale est :

$$\varphi_l \geq 12 \text{ mm}$$

Or :

$$20 \text{ mm} > 12 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre minimal des armatures longitudinales est **vérifié**.

c) Vérification des armatures transversales minimales

Pour assurer le confinement du poteau et le maintien des douze barres longitudinales, le détail de ferrailage est considéré avec un cadre fermé HA10 et deux épingles HA8.

$$A_{HA10} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{HA8} = 0,50 \text{ cm}^2$$

La section transversale adoptée est :

$$A_{t,adopté} = 2A_{HA10} + 4A_{HA8}$$

$$A_{t,adopté} = 2(0,79) + 4(0,50)$$

$$A_{t,adopté} = 1,58 + 2,00$$

$$A_{t,adopté} = 3,58 \text{ cm}^2$$

La section minimale est donnée par :

$$A_{t,min} = 0,003 \times s \times b$$

Avec :

$$b = 60 \text{ cm}$$

En zone critique

$$s = 10 \text{ cm}$$

$$A_{t,min} = 0,003 \times 10 \times 60$$

$$A_{t,min} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{t,adopté} \geq A_{t,min}$$

$$3,58 \text{ cm}^2 > 1,80 \text{ cm}^2$$

Donc, la section minimale des armatures transversales est **vérifiée en zone critique**.

Hors zone critique

$$s' = 15 \text{ cm}$$

$$A_{t,min} = 0,003 \times 15 \times 60$$

$$A_{t,min} = 2,70 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$3,58 \text{ cm}^2 > 2,70 \text{ cm}^2$$

Donc, la section minimale des armatures transversales est **vérifiée hors zone critique**.

d) Vérification du diamètre minimal des armatures transversales

Les diamètres adoptés sont :

$$\varphi_t = 10 \text{ mm} \quad \text{pour les cadres}$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm} \quad \text{pour les épingles}$$

La condition minimale est :

$$\varphi_t \geq 6 \text{ mm}$$

Or :

$$10 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$$

et :

$$8 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre minimal des armatures transversales est **vérifié**.

e) Vérification de l'espacement en zone critique

L'espacement en zone critique doit vérifier :

$$s \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 10 \text{ cm}; 6\varphi_l\right)$$

Avec :

$$b_0 = 60 \text{ cm}$$

$$\varphi_l = 20 \text{ mm} = 2,00 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{b_0}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$$

$$6\varphi_l = 6 \times 2,00 = 12 \text{ cm}$$

$$s_{max} = \min(20; 10; 12)$$

$$s_{max} = 10 \text{ cm}$$

Or :

$$s = 10 \text{ cm}$$

Donc :

$$s \leq s_{max}$$

La condition d'espacement en zone critique est **vérifiée**.

f) Vérification de l'espacement hors zone critique

Hors zone critique, l'espacement doit vérifier :

$$s' \leq \min(15\varphi_l; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

Avec :

$$\varphi_l = 2,00 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

Donc :

$$15\varphi_l = 15 \times 2,00 = 30 \text{ cm}$$

$$b + 10 = 60 + 10 = 70 \text{ cm}$$

$$s'_{max} = \min(30; 40; 70)$$

$$s'_{max} = 30 \text{ cm}$$

Or :

$$s' = 15 \text{ cm}$$

Donc :

$$15 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

L'espacement hors zone critique est donc **vérifié**.

g) Vérification de la longueur de la zone critique du poteau

La longueur de la zone critique est prise à chaque extrémité du poteau. Elle doit vérifier :

$$l_{cr} \geq \max\left(\frac{h_e}{6}; b; 45 \text{ cm}\right)$$

la hauteur maximale d'étage est celle du RDC et du premier étage :

$$h_e = 3,80 \text{ m} = 380 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{h_e}{6} = \frac{380}{6} = 63,33 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$45 \text{ cm}$$

Ainsi :

$$l_{cr} \geq \max(63,33; 60; 45)$$

$$l_{cr} \geq 63,33 \text{ cm}$$

On adopte :

$$l_{cr} = 65 \text{ cm}$$

La zone critique du poteau doit donc être confinée sur une longueur minimale de 65 cm à chaque extrémité du poteau.

VIII.8.3. Vérification du ferrailage minimal du voile V1

Le voile critique étudié est le voile V1. D'après le mémoire, ses dimensions principales sont :

$$l_w = 3,00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$$

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

Le ferrailage adopté pour l'âme du voile est :

HA8/10 cm verticalement sur chaque face

HA12/10 cm horizontalement sur chaque face

Les éléments de rive gauche et droit sont ferrillés par :

$$12HA25$$

et confinés par :

cadres + épingles HA8/7 cm

a) Vérification des deux nappes d'armatures

Les voiles de contreventement doivent comporter deux nappes d'armatures, placées sur les deux faces du voile, afin d'assurer un comportement correct sous action sismique.

Le ferrailage adopté est disposé sur les deux faces du voile et relié par des épingles. La condition des deux nappes est donc **vérifiée**.

b) Vérification des armatures verticales minimales de l'âme

La section de béton de l'âme du voile est :

$$B = b_w \times l_w$$

$$B = 20 \times 300$$

$$B = 6000 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal retenu est :

$$\rho_{v,min} = 0,20\%$$

Donc :

$$A_{v,min} = 0,002 \times B$$

$$A_{v,min} = 0,002 \times 6000$$

$$A_{v,min} = 12,00 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage vertical adopté est :

$$HA8/10 \text{ cm}$$

sur chaque face.

La section d'une barre HA8 est :

$$A_{HA8} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Le nombre de barres verticales par face est :

$$n = \frac{300}{10} = 30$$

Comme les armatures sont disposées sur deux faces :

$$A_{v,adopté} = 2 \times 30 \times 0,50$$

$$A_{v,adopté} = 30,00 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{v,adopté} \geq A_{v,min}$$

$$30,00 \text{ cm}^2 > 12,00 \text{ cm}^2$$

Donc, le ferrailage vertical minimal de l'âme du voile V1 est **vérifié**.

c) Vérification des armatures horizontales minimales de l'âme

La vérification des armatures horizontales est effectuée sur une bande de hauteur :

$$1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

La section de béton correspondante est :

$$B = b_w \times 100$$

$$B = 20 \times 100$$

$$B = 2000 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le pourcentage minimal retenu est :

$$\rho_{h,min} = 0,20\%$$

Donc :

$$A_{h,min} = 0,002 \times 2000$$

$$A_{h,min} = 4,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le ferrailage horizontal adopté est :

$$HA12/10 \text{ cm}$$

sur chaque face.

La section d'une barre HA12 est :

$$A_{HA12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Pour une hauteur de 1,00 m, le nombre de barres par face est :

$$n = \frac{100}{10} = 10$$

Comme les armatures sont disposées sur deux faces :

$$A_{h,adopté} = 2 \times 10 \times 1,13$$

$$A_{h,adopté} = 22,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification :

$$A_{h,adopté} \geq A_{h,min}$$

$$22,60 \text{ cm}^2/\text{ml} > 4,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc, le ferrailage horizontal minimal de l'âme du voile V1 est **vérifié**.

d) Vérification de l'espacement des armatures de l'âme

L'espacement des armatures verticales et horizontales doit vérifier :

$$s \leq \min(1,5b_w; 25 \text{ cm})$$

Avec :

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$1,5b_w = 1,5 \times 20$$

$$1,5b_w = 30 \text{ cm}$$

$$s_{max} = \min(30; 25)$$

$$s_{max} = 25 \text{ cm}$$

L'espacement adopté est :

$$s = 10 \text{ cm}$$

Vérification :

$$s \leq s_{max}$$

$$10 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

Donc, l'espacement des armatures de l'âme du voile est **vérifié**.

e) Vérification du diamètre maximal des armatures de l'âme

Le diamètre des armatures de l'âme doit vérifier :

$$\varphi \leq \frac{b_w}{10}$$

Avec :

$$b_w = 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm}$$

Donc :

$$\frac{b_w}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

Pour les armatures verticales :

$$\varphi_v = 8 \text{ mm}$$

$$8 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

Pour les armatures horizontales :

$$\varphi_h = 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre des armatures de l'âme est **vérifié**.

f) Vérification des épingles de liaison des deux nappes

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées par des épingles afin d'assurer le maintien des armatures et le bon comportement du voile.

On adopte au minimum :

$$4HA8/m^2$$

Donc :

$$n_{\text{épingle}} \geq 4 \text{ épingle}/m^2$$

La condition de liaison des deux nappes est donc **vérifiée**.

VIII.8.4. Vérification du ferrailage minimal des éléments de rive du voile V1

Les éléments de rive du voile V1 permettent de reprendre les efforts de traction et de compression dus au moment fléchissant. Ils participent également à la ductilité locale du voile. D'après le mémoire, les éléments de rive présentent les dimensions suivantes :

$$l_c = 95 \text{ cm}$$

$$b_c = 30 \text{ cm}$$

Le ferrailage adopté pour chaque rive est :

$$12HA25$$

et le confinement adopté est :

$$\text{cadres} + \text{épingle HA8/7 cm}$$

a) Vérification des armatures longitudinales minimales des éléments de rive

La section brute d'un élément de rive est :

$$B_c = b_c \times l_c$$

$$B_c = 30 \times 95$$

$$B_c = 2850 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal retenu est :

$$\rho_{min} = 0,20\%$$

Donc :

$$A_{s,min} = 0,002 \times 2850$$

$$A_{s,min} = 5,70 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté est :

$$12HA25$$

Avec :

$$A_{HA25} = 4,91 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{s,adopté} = 12 \times 4,91$$

$$A_{s,adopté} = 58,92 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{s,adopté} \geq A_{s,min}$$

$$58,92 \text{ cm}^2 > 5,70 \text{ cm}^2$$

Donc, le ferrailage longitudinal minimal des éléments de rive est **vérifié**.

b) Vérification du diamètre minimal des armatures transversales des éléments de rive

Le confinement adopté est :

$$HA8/7 \text{ cm}$$

Le diamètre transversal adopté est :

$$\varphi_t = 8 \text{ mm}$$

La condition minimale est :

$$\varphi_t \geq 6 \text{ mm}$$

Or :

$$8 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre minimal des armatures transversales des éléments de rive est **vérifié**.

c) Vérification de l'espacement des armatures transversales des éléments de rive

L'espacement adopté est :

$$s = 7 \text{ cm}$$

L'espacement maximal en zone confinée est pris égal à :

$$s_{max} = 10 \text{ cm}$$

Vérification :

$$s \leq s_{max}$$

$$7 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Donc, l'espacement des armatures transversales des éléments de rive est **vérifié**.

On peut également vérifier :

$$s \leq \min\left(\frac{b_c}{3}; 10 \text{ cm}; 6\varphi_l\right)$$

Avec :

$$b_c = 30 \text{ cm}$$

$$\varphi_l = 25 \text{ mm} = 2,50 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{b_c}{3} = \frac{30}{3} = 10 \text{ cm}$$

$$6\varphi_l = 6 \times 2,50 = 15 \text{ cm}$$

$$s_{max} = \min(10; 10; 15)$$

$$s_{max} = 10 \text{ cm}$$

Or :

$$s = 7 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

La condition est donc **vérifiée**.

VIII.8.5. Tableau récapitulatif des vérifications

Les résultats des vérifications minimales sont regroupés dans les tableaux suivants afin de faciliter la lecture et l'intégration dans le mémoire.

a) Poutres principales

Élément	Vérification	Valeur minimale ou limite	Valeur adoptée	Résultat
Poutre X	Armatures longitudinales	7,50 cm ²	32,88 cm ²	Vérifiée
Poutre X	Armatures transversales en zone critique	0,90 cm ²	2,58 cm ²	Vérifiée
Poutre X	Armatures transversales hors zone critique	1,35 cm ²	2,58 cm ²	Vérifiée
Poutre X	Espacement en zone critique	s _{max} = 12 cm	s = 10 cm	Vérifiée
Poutre X	Espacement hors zone critique	s' _{max} = 24 cm	s' = 15 cm	Vérifiée
Poutre Y	Armatures longitudinales	8,25 cm ²	30,52 cm ²	Vérifiée
Poutre Y	Armatures transversales en zone critique	0,90 cm ²	2,58 cm ²	Vérifiée

Poutre Y	Armatures transversales hors zone critique	1,35 cm ²	2,58 cm ²	Vérifiée
Poutre Y	Espacement en zone critique	s _{max} = 12 cm	s = 10 cm	Vérifiée
Poutre Y	Espacement hors zone critique	s' _{max} = 24 cm	s' = 15 cm	Vérifiée

b) Poteau critique C15

Élément	Vérification	Valeur minimale ou limite	Valeur adoptée	Résultat
Poteau C15	Armatures longitudinales	36,00 cm ²	37,70 cm ²	Vérifiée
Poteau C15	Taux d'armature longitudinale	1,00 %	1,05 %	Vérifiée
Poteau C15	Diamètre longitudinal minimal	$\phi_l \geq 12 \text{ mm}$	$\phi_l = 20 \text{ mm}$	Vérifiée
Poteau C15	Armatures transversales en zone critique	1,80 cm ²	3,58 cm ²	Vérifiée
Poteau C15	Armatures transversales hors zone critique	2,70 cm ²	3,58 cm ²	Vérifiée
Poteau C15	Espacement en zone critique	s _{max} = 10 cm	s = 10 cm	Vérifiée
Poteau C15	Espacement hors zone critique	s' _{max} = 30 cm	s' = 15 cm	Vérifiée
Poteau C15	Longueur de zone critique	l _{cr} ≥ 63,33 cm	l _{cr} = 65 cm	Vérifiée

c) Voile critique V1 et éléments de rive

Élément	Vérification	Valeur minimale ou limite	Valeur adoptée	Résultat
Voile V1 - âme verticale	Armatures verticales	12,00 cm ²	30,00 cm ²	Vérifiée
Voile V1 - âme horizontale	Armatures horizontales	4,00 cm ² /ml	22,60 cm ² /ml	Vérifiée
Voile V1 - âme	Espacement des armatures	s _{max} = 25 cm	s = 10 cm	Vérifiée
Voile V1 - âme	Diamètre vertical	$\phi_v \leq 20$ mm	$\phi_v = 8$ mm	Vérifiée
Voile V1 - âme	Diamètre horizontal	$\phi_h \leq 20$ mm	$\phi_h = 12$ mm	Vérifiée
Voile V1 - âme	Épingles de liaison	≥ 4 épingles/m ²	4HA8/m ²	Vérifiée
Rive du voile V1	Armatures longitudinales	5,70 cm ²	58,92 cm ²	Vérifiée
Rive du voile V1	Diamètre transversal	$\phi_t \geq 6$ mm	$\phi_t = 8$ mm	Vérifiée
Rive du voile V1	Confinement transversal	s _{max} = 10 cm	s = 7 cm	Vérifiée

VIII.8.6. Conclusion

Les vérifications effectuées montrent que les ferraillements adoptés pour les poutres principales suivant X et Y, le poteau critique C15 et le voile critique V1 satisfont les exigences minimales du RPA 2024.

Pour les poutres, les sections d'armatures longitudinales adoptées sont nettement supérieures aux sections minimales exigées. Les armatures transversales adoptées vérifient également les conditions de section minimale, de diamètre minimal et d'espacement en zone critique et hors zone critique.

Pour le poteau C15, le ferraillement longitudinal adopté 12HA20 permet d'obtenir un taux d'armature de 1,05 %, supérieur au taux minimal exigé. Les armatures transversales assurent le confinement nécessaire, avec un espacement conforme en zone critique et hors zone critique.

Pour le voile V1, les armatures verticales et horizontales de l'âme sont supérieures aux armatures minimales réglementaires. Les deux nappes sont reliées par des épingles, et les éléments de rive sont fortement armés et confinés par des cadres et épingles rapprochés.

Ainsi, le ferrailage minimal des éléments structuraux étudiés est **vérifié suivant les exigences du RPA 2024**.

VIII.9. Conclusion

Ce chapitre a présenté le ferrailage des principaux éléments structuraux de la variante finale retenue.

Les calculs ont été effectués à partir des sollicitations extraites du modèle ETABS correspondant à :

$$R_x = R_y = 4,50$$

Les poutres suivant X sont gouvernées par la combinaison :

$$G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y$$

Les poutres suivant Y et le poteau C15 sont gouvernés par la combinaison :

$$G + 0,3Q + 0,3E_x + E_y$$

Les ferrailages retenus sont :

$$\text{Poutre X : } 9\text{HA}20+3\text{HA}14$$

$$\text{Poutre Y : } 9\text{HA}20+2\text{HA}12$$

$$\text{Poteau C15 : } 12\text{HA}20$$

Pour le voile critique V1, les efforts de calcul retenus sont :

$$N = 2069,66 \text{ kN}$$

$$M_{RB} = 10893,45 \text{ kN.m}$$

$$V_d = 2215,70 \text{ kN}$$

La vérification au cisaillement est satisfaite :

$$\tau_b = 4,10 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{ MPa}$$

Le ferrailage adopté pour le voile V1 est :

$$\hat{\text{Âme}} \text{ verticale : } \text{HA}8/10 \text{ cm sur chaque face}$$

$$\hat{\text{Âme}} \text{ horizontale : } \text{HA}12/10 \text{ cm sur chaque face}$$

$$\text{Éléments de rive : } 12\text{HA}25 \text{ à chaque extrémité}$$

$$\text{Confinement : cadres et épingles HA}8/7 \text{ cm}$$

Les vérifications effectuées montrent que les sections adoptées satisfont les exigences de résistance, de cisaillement, de minimum d'armatures, de confinement et de ductilité

locale. Le ferrailage adopté est donc cohérent avec le comportement sismique global de la structure et avec le système de contreventement retenu.

**CONCLUSION
GENERALE**

Conclusion générale

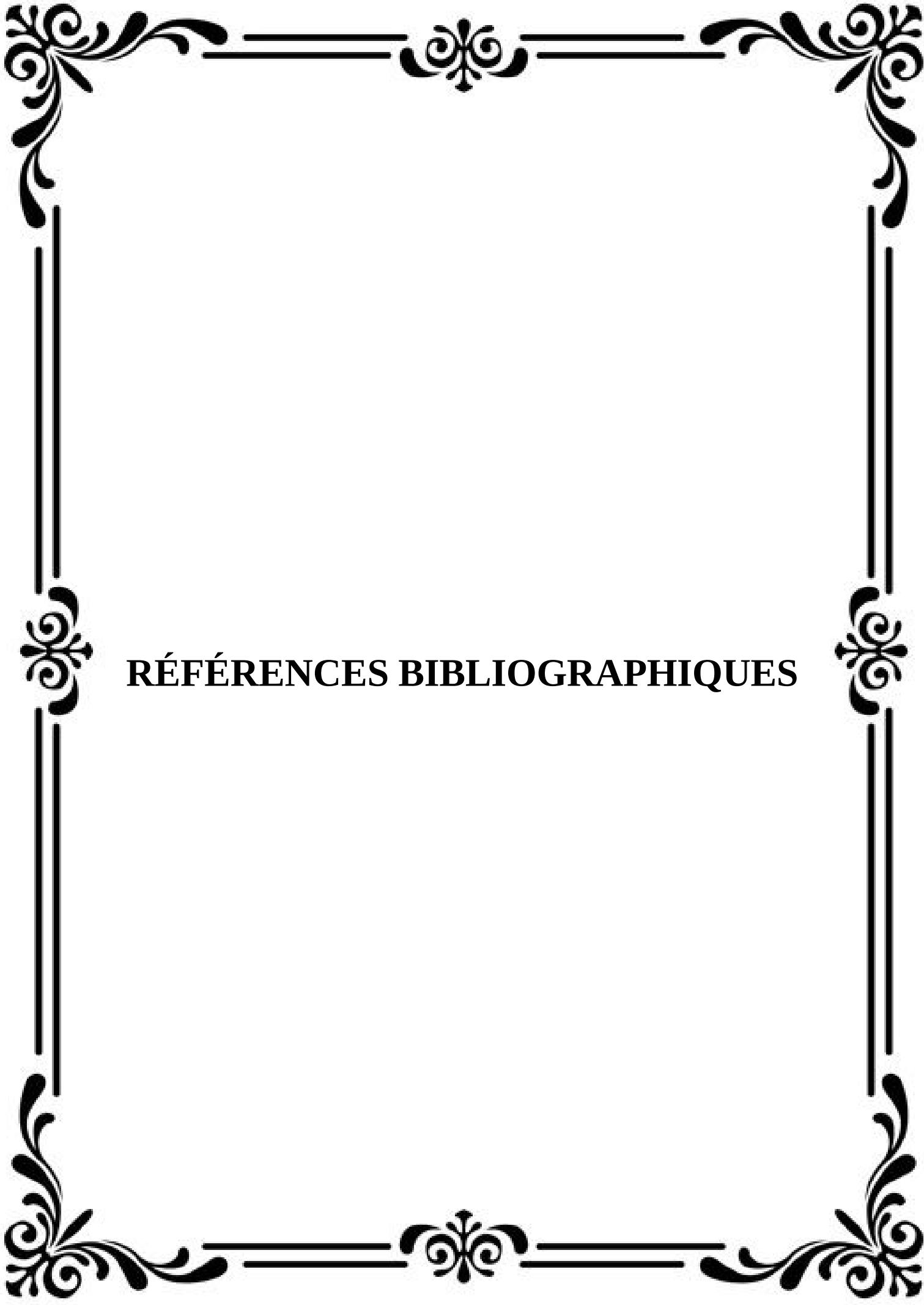
Ce projet de fin d'études a permis de mettre en pratique l'ensemble des connaissances théoriques et techniques acquises durant la formation en génie civil. À travers cette étude, nous avons pu analyser les différentes composantes du projet, comprendre ses contraintes principales et proposer des solutions adaptées aux exigences techniques, économiques et réglementaires.

Le travail réalisé a porté sur l'étude d'un hôtel , en prenant en considération les données de base du projet, les caractéristiques du site, les hypothèses de calcul, les matériaux utilisés ainsi que les normes en vigueur. Cette démarche a permis d'assurer une meilleure compréhension du comportement de l'ouvrage et de garantir sa stabilité, sa sécurité et sa durabilité.

Les différentes étapes de l'étude ont permis de traiter plusieurs aspects essentiels du projet, notamment la présentation générale de l'ouvrage, l'analyse des données techniques, le choix des solutions constructives, ainsi que le dimensionnement des éléments principaux. Les résultats obtenus montrent que les solutions proposées répondent aux exigences de résistance, de fonctionnalité et de sécurité attendues dans le domaine du génie civil.

Ce projet nous a également permis de développer des compétences importantes telles que la rigueur dans les calculs, l'esprit d'analyse, l'organisation du travail et la capacité à résoudre des problèmes techniques réels. Il a constitué une occasion importante pour rapprocher la formation académique du monde professionnel, en mettant en évidence les responsabilités de l'ingénieur ou du technicien dans la conception et la réalisation des ouvrages.

En conclusion, cette étude représente une expérience enrichissante sur les plans technique et professionnel. Elle nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine du génie civil et de mieux comprendre les exigences liées à la réalisation d'un projet de construction. Enfin, ce travail peut servir de base pour des études complémentaires visant à optimiser davantage les choix techniques, améliorer la durabilité de l'ouvrage et assurer une meilleure maîtrise des coûts et des délais de réalisation.



RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Règlements et normes

- [1] CGS. (2024). *Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024*. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [2] CGS. (2003). *Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003*. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [3] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme. (1993). *CBA 93 — Règles de conception et de calcul des structures en béton armé*. Document Technique Réglementaire, Algérie.
- [4] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme. (1999). *BAEL 91 révisé 99 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*. Algérie / France.
- [5] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme. *DTR B.C. 2.2 — Charges permanentes et charges d'exploitation*. Document Technique Réglementaire, Algérie.
- [6] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme. *DTR B.C. 2.331 — Règles de calcul des fondations superficielles*. Document Technique Réglementaire, Algérie.
- [7] Comité Européen de Normalisation. (2004). *EN 1998-1 : Eurocode 8 — Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. CEN.
- [8] Comité Européen de Normalisation. (2004). *EN 1992-1-1 : Eurocode 2 — Calcul des structures en béton — Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments*. CEN.
- [9] FEMA. (2015). *FEMA P-1050 — NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [10] ASCE. (2022). *ASCE/SEI 7 — Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages scientifiques

- [11] Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Pearson.
- [12] Clough, R. W., & Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill.
- [13] Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons.
- [14] Fardis, M. N. (2009). *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings*. Springer.
- [15] Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons.
- [16] Naeim, F. (2001). *The Seismic Design Handbook*. Springer.
- [17] MacGregor, J. G., & Wight, J. K. (2012). *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*. Pearson.
- [18] Neville, A. M. (2011). *Properties of Concrete*. Pearson Education.
- [19] Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press.
- [20] fib. (2010). *Model Code for Concrete Structures 2010*. Fédération internationale du béton, Lausanne.

Logiciels et manuels techniques

- [21] Computers and Structures, Inc. *ETABS — Integrated Building Design Software, User's Guide*. CSI, Berkeley, California, USA.
- [22] Computers and Structures, Inc. *ETABS — Concrete Frame Design Manual*. CSI, Berkeley, California, USA.
- [23] Computers and Structures, Inc. *ETABS — Shear Wall Design Manual*. CSI, Berkeley, California, USA.
- [24] Computers and Structures, Inc. *ETABS — Analysis Reference Manual*. CSI, Berkeley, California, USA.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Documents du projet

- [26] Plans architecturaux du projet. *Bâtiment à usage multiple R+6 avec attique en béton armé*, Dar El Beida, Alger.
- [27] Plans de coffrage du projet. *Bâtiment à usage multiple R+6 avec attique en béton armé*, Dar El Beida, Alger.
- [28] Plans de disposition des voiles. *Variante initiale et variante optimisée du système de contreventement*, projet de fin d'études.
- [29] Résultats de modélisation ETABS. *Analyse modale et étude sismique du bâtiment R+6 avec attique*, fichiers de calcul du projet.
- [30] Résultats ETABS des efforts internes. *Poutres, poteaux et voiles du modèle final retenu*, projet de fin d'études.
- [31] Feuilles de calcul du prédimensionnement. *Planchers, poutres, poteaux, voiles et descente de charges*, projet de fin d'études.
- [32] Feuilles de calcul du ferrailage. *Dimensionnement des poutres, poteaux et voiles en béton armé*, projet de fin d'études.
- [33] Notes de calcul personnelles. *Vérifications sismiques, comparaison des variantes et choix du système de contreventement*, projet de fin d'études.

Sites institutionnels consultés

- [34] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique — CGS, Algérie.
<https://www.cgs-dz.org/>
- [35] Eurocodes — Commission européenne.
<https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/>
- [36] FEMA — Federal Emergency Management Agency.
<https://www.fema.gov/>
- [37] USGS — Earthquake Hazards Program.
<https://earthquake.usgs.gov/>
- [38] NIST — National Institute of Standards and Technology.
<https://www.nist.gov/>

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[39] EERI — Earthquake Engineering Research Institute.

<https://www.eeri.org/>

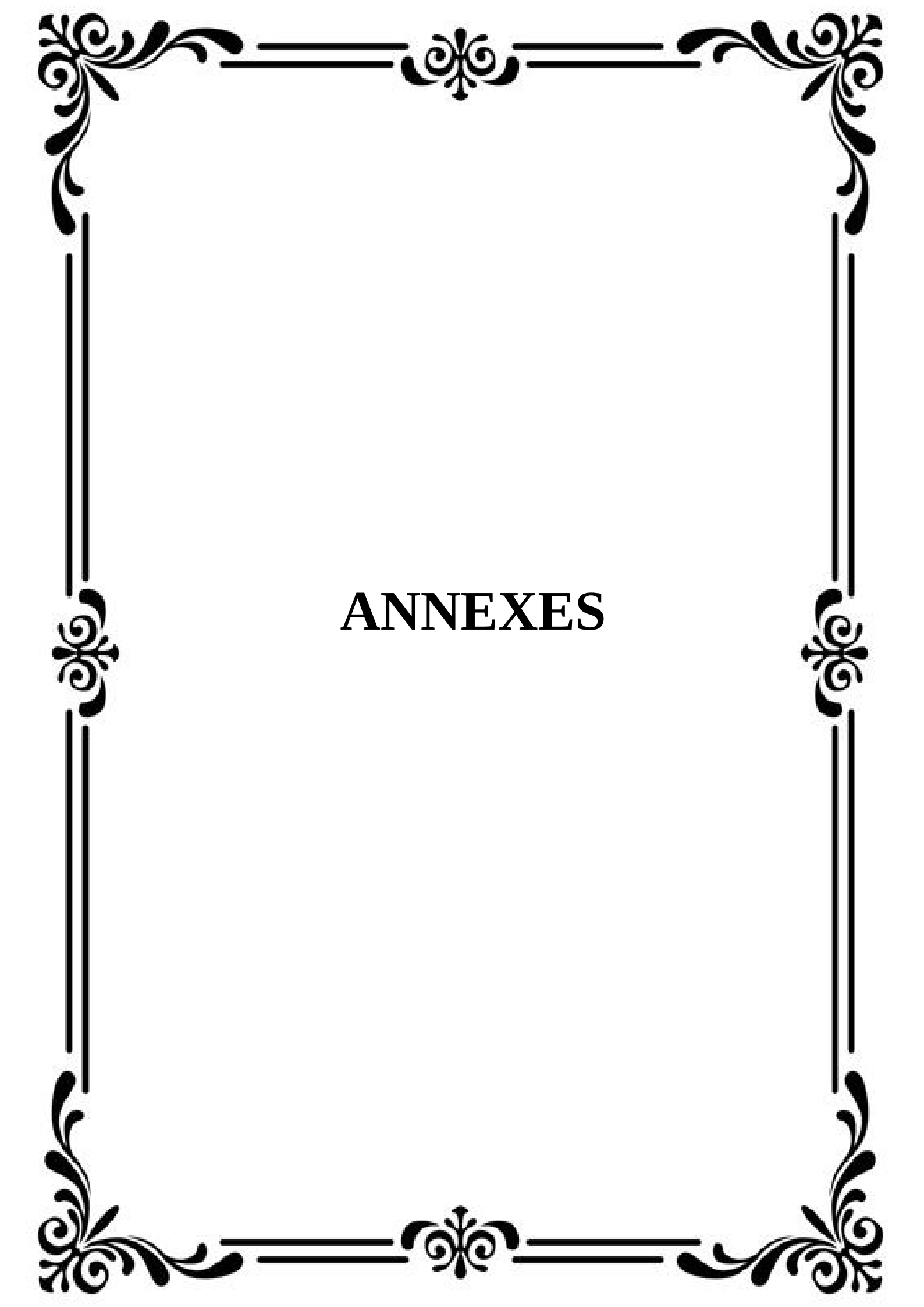
[40] PEER — Pacific Earthquake Engineering Research Center.

<https://peer.berkeley.edu/>

Mémoires et documents académiques consultés

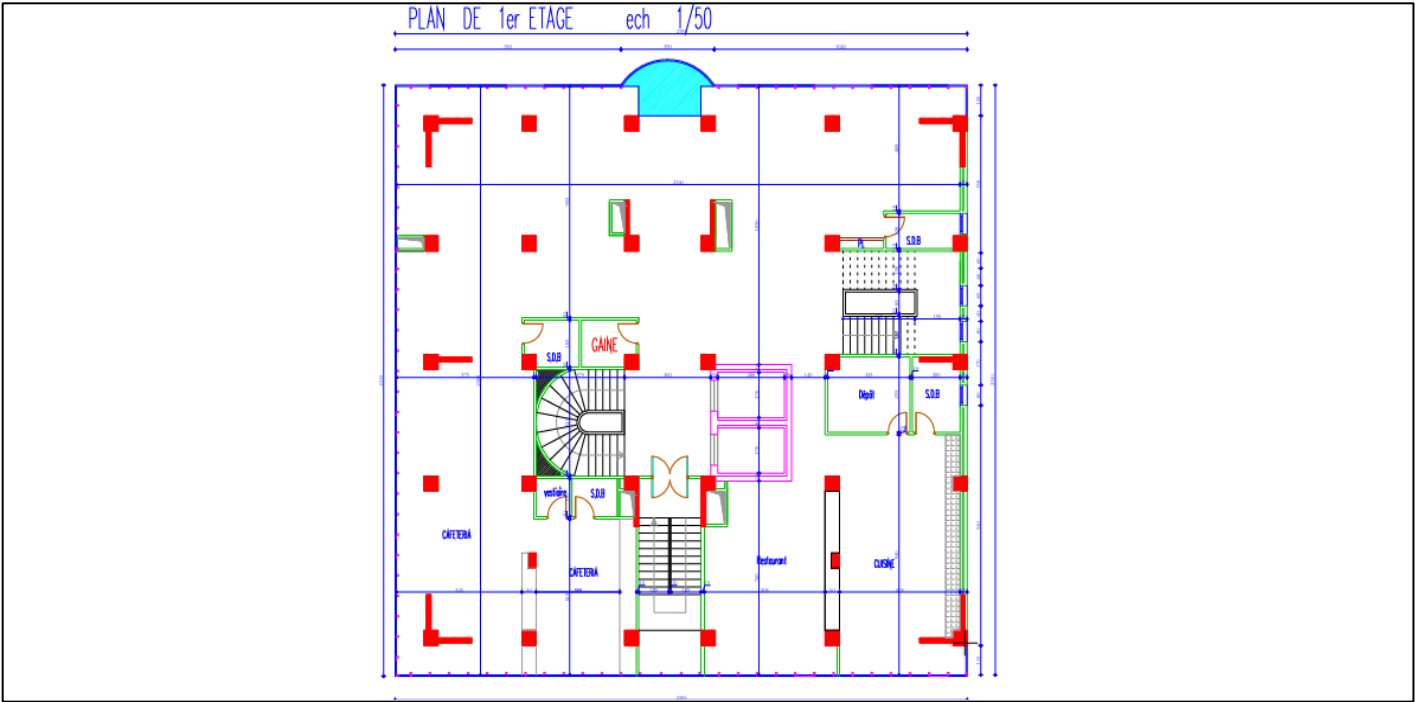
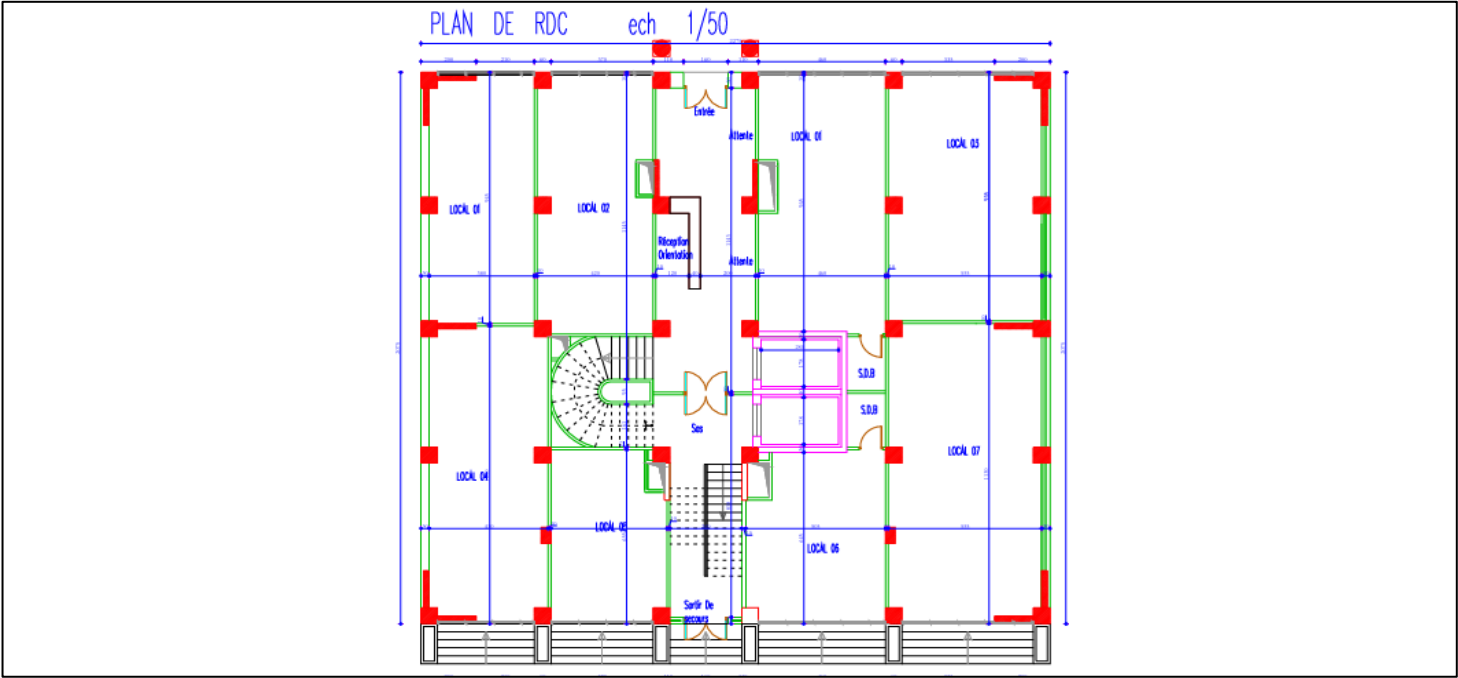
[41] ABDELLA BENSOUULTANE, R., & LAZLAOUI, L. M. (2025). *Méthodes hybrides de détection et de localisation des dommages : application à la tour Flat Hôtel, Pins Maritimes, Alger, R+22 contreventée par noyau central*. Mémoire de fin d'études, École Nationale Supérieure des Travaux Publics, Alger.

[42] Mémoires de fin d'études consultés. *Études structurales et parasismiques de bâtiments en béton armé*, École Nationale Supérieure des Travaux Publics, Alger



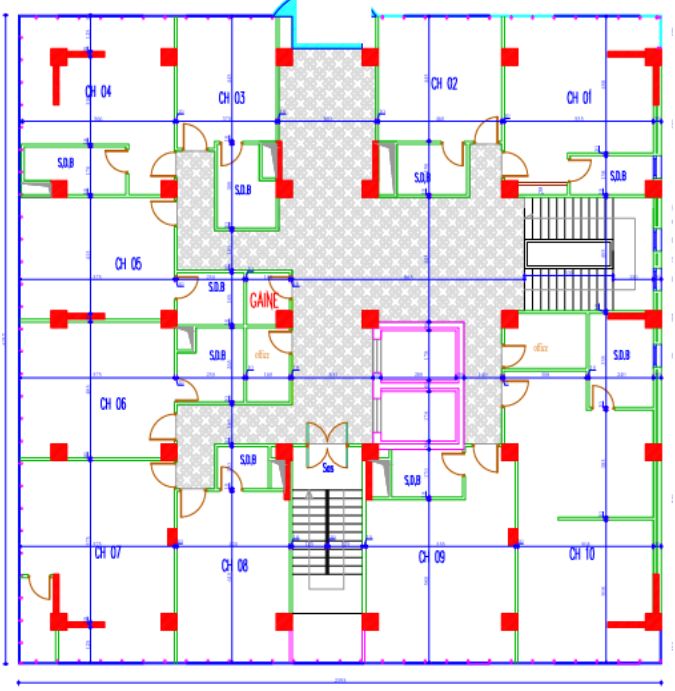
ANNEXES

ANNEXE 01 : PLANS ARCHITECTURE



ANNEXE 01 : PLANS ARCHITECTURE

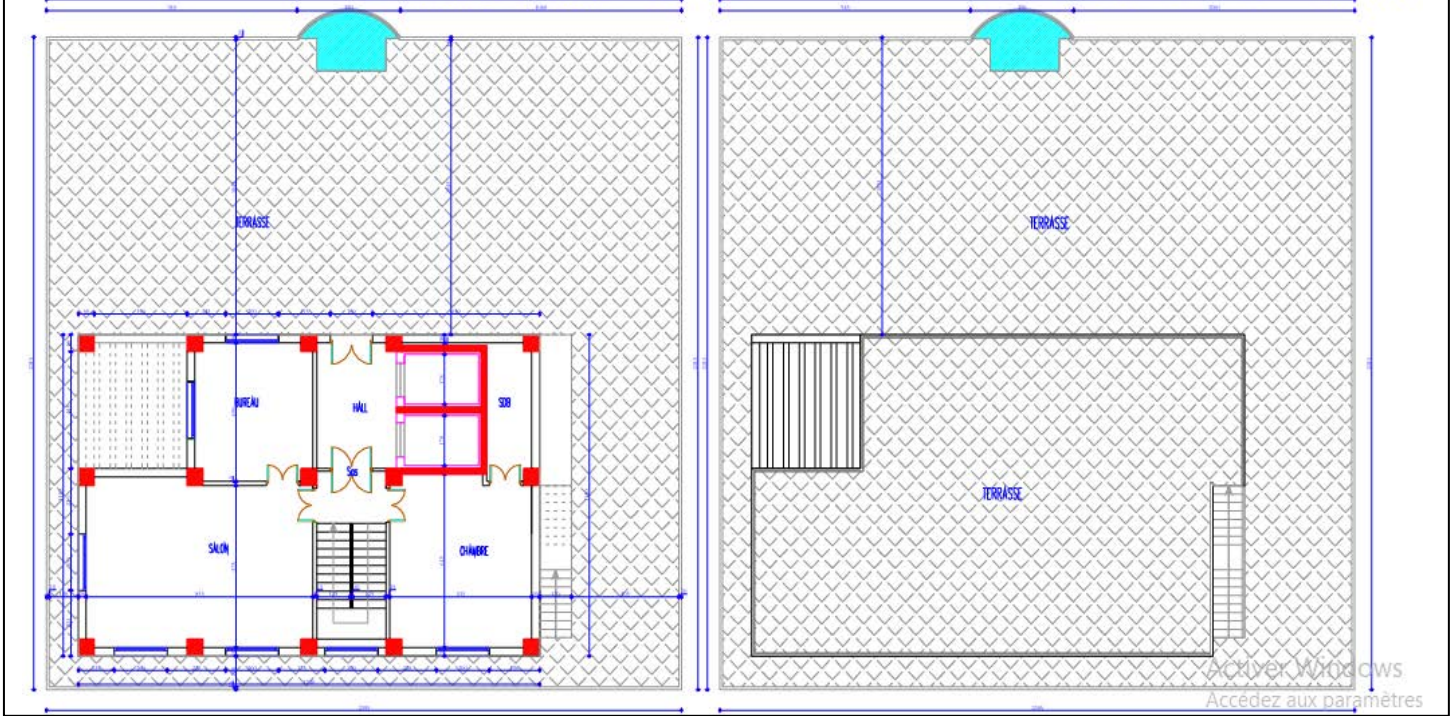
PLAN D'ETAGES COURANT (2-3-4-5-6) ech 1/50 (les niveaux 4-5-6 dép gabarit)



PLAN D'ETAGE COURANT

PLAN DE BUANDERIE ech 1/50

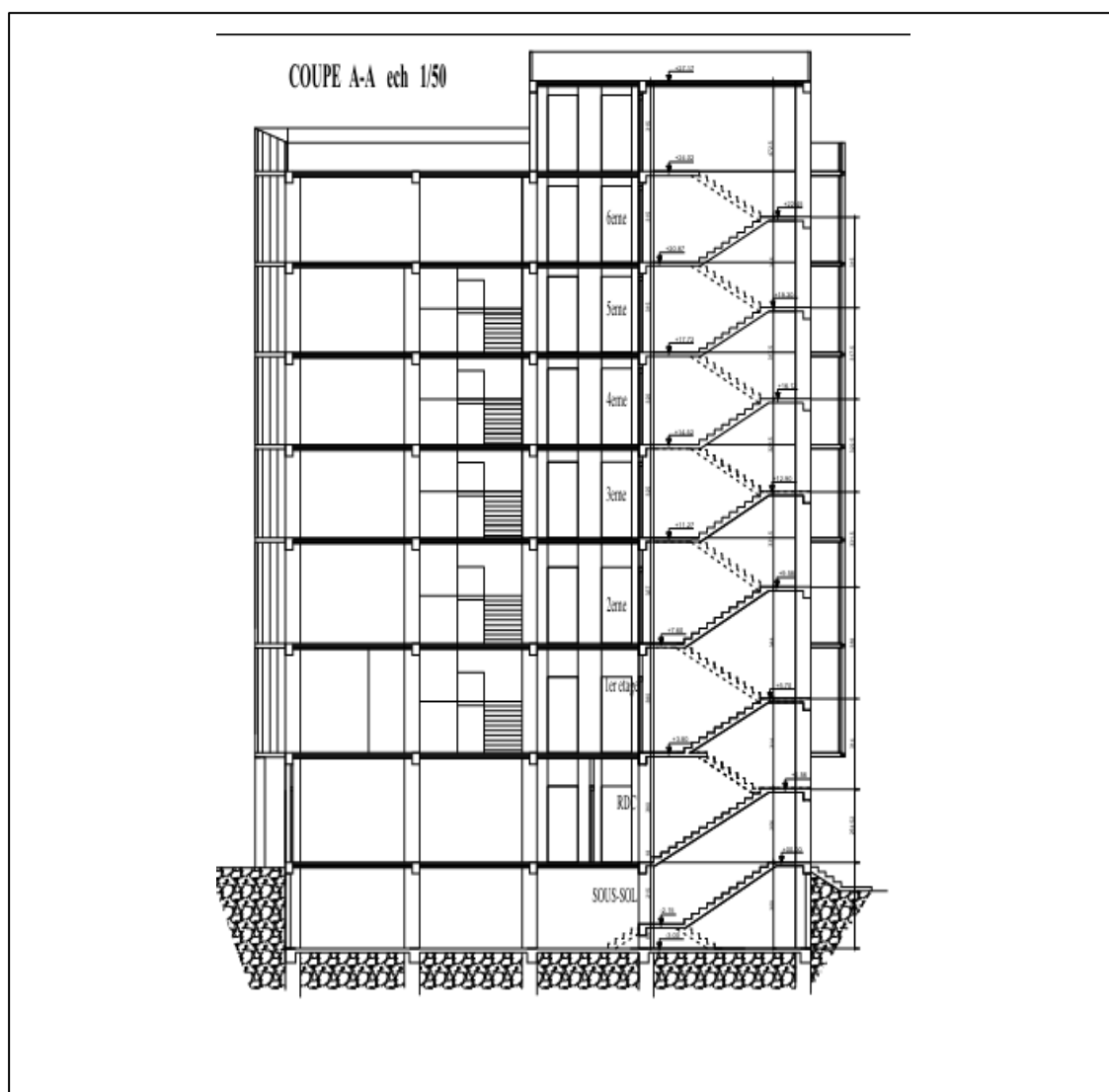
PLAN DE TERRASSE ech 1/50



PLAN DE L'ATTIQUE



Façade Principale et arriere



Coupe A-A LONGITUDINAL