

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



Mémoire de Master
Filière: Génie civil
Spécialité: Structures

Présenté par

Khaoula BOUTIBI

Thème

***Optimisation Des Bâtiments Elances Par L'utilisation De
Contreventement Mixtes Acier-Béton***

Soutenue le 29/07/2025, devant le jury composé de:

| | | | |
|-----------------------|-----|---------------------------------------|-------------|
| Dr BERRADIA | MCA | Université Hassiba Benbouali de Chlef | Président |
| Dr FELLOUH | MCB | Université Hassiba Benbouali de Chlef | Examinateur |
| Dr Imane DJAFAR HENNI | MCA | Université Hassiba Benbouali de Chlef | Encadrant |

Promotion : 2024/2025

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier notre ALLAH qui m'a donné la volonté, la force et la patience à achever ce travail.

Mes remerciements à mes parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à m'aider dans tous les projets d'avenir. Ainsi que tous les membres de ma famille qui ont participé de près ou de loin à m'encourager et m'aider dans mon projet. C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadrante :

Dr. DJAAFER HENNI Imane pour la sollicitude avec laquelle a suivi et guider ce travail, pour sa disponibilité, son aide efficace, son orientation et ses conseils précieux tout au long de cette riche période de recherche, et aussi je la remercie pour la confiance qu'elle m'a prodiguée. Je remercie sincèrement tous les enseignants de l'université de HASSIBA BENBOUALLI en particulier ceux du Génie Civil qui ont participé à ma formation. J'adresse les plus chaleureux remerciements et tout ma gratitude à tous mes collègues de notre promotion chacun de son nom, Un merci spécial à Mr A. MECHERI et Mr S. MEDJDOUL mes collègues qui m'ont accompagné tout au long de ce travail et je leur souhaite beaucoup du succès dans leur carrière académique et professionnelle à l'avenir.

Enfin, je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce projet de fin d'étude, et trouve ici l'expression de mes plus profonds sentiments.

Dédicace

*Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à : a mes très chers Parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénible de ce long chemin, Ma Mère MAMOUNI Amina qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et Mon Père BOUTIBI Mahfoud, qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,
Grand Merci Mes parents !*

Ma sœur Khouloud et mes petits frères Ahmed et Idir, Tous mes amis surtout mes proches amies Nour ELhouda et Khouloud et ma miette Bicha, A toute Ma famille sans exception et tous mes collègues de l'université et en particulier les étudiants de spécialité 'Génie Civil' option 'Structures' promotion 2024/2025

Résumé

Ce mémoire traite de l'optimisation des bâtiments élancés soumis à des sollicitations horizontales, telles que le vent et les séismes, à travers l'étude des systèmes de contreventement mixtes acier-béton. La problématique réside dans la nécessité d'assurer la stabilité et la performance dynamique de ces structures de grande hauteur, tout en conciliant rigidité, légèreté et liberté architecturale. L'objectif principal est d'évaluer l'efficacité des solutions hybrides face aux systèmes traditionnels, et de proposer une configuration optimisée adaptée aux exigences parasismiques. La méthodologie adoptée s'appuie sur une revue bibliographique approfondie, l'analyse des normes réglementaires (notamment le RPA 2024), et la modélisation numérique de différentes configurations structurelles à l'aide de logiciels de calcul. Les simulations ont permis de comparer les déplacements, les efforts internes et le comportement dynamique des structures. Les résultats ont démontré que les systèmes mixtes, en particulier ceux combinant un noyau rigide en béton armé et une ossature périphérique en acier, offrent une meilleure résistance aux actions latérales, une dissipation efficace de l'énergie sismique et une optimisation des matériaux. Le mémoire conclut à l'intérêt d'une généralisation progressive de ces solutions dans le contexte algérien, en tenant compte des contraintes techniques, économiques et normatives.

Mots Clés : *Bâtiments élancés, Contreventement mixte, Structure acier-béton, Performance sismique, Modélisation numérique.*

Abstract

This thesis focuses on the optimization of high-rise buildings subjected to horizontal loads such as wind and seismic forces, through the study of mixed steel-concrete bracing systems. The core issue lies in ensuring the stability and dynamic performance of tall structures while balancing rigidity, lightness, and architectural flexibility. The main objective is to assess the effectiveness of hybrid systems compared to traditional ones and to propose an optimized configuration adapted to seismic design requirements. The methodology combines an in-depth literature review, analysis of regulatory standards (notably the Algerian Seismic Code RPA 2024), and numerical modeling using structural analysis software. Simulations allowed for comparison of displacements, internal forces, and dynamic behavior across different structural layouts. Results showed that mixed systems, especially those combining a rigid concrete core and a steel peripheral frame, significantly improve resistance to lateral forces, energy dissipation, and material efficiency. The study concludes by recommending the gradual adoption of these systems in Algeria, considering local technical, economic, and regulatory constraints.

Keywords : *High-rise buildings, Mixed bracing, Steel-concrete structure, Seismic performance, Numerical modeling.*

الملخص :

يركز هذا البحث على تحسين أداء المباني النحيفة المعرضة للأحمال الأفقية مثل الرياح والزلازل، من خلال دراسة أنظمة التحسين المختلطة من الفولاذ والخرسانة. تكمن الإشكالية في ضمان الاستقرار والأداء الديناميكي لهذه الهياكل العالية، مع تحقيق توازن بين الصلابة، والخفة، والمرونة المعمارية. الهدف الرئيسي هو تقييم فعالية الأنظمة الهجينة مقارنةً بالأنظمة التقليدية، واقتراح تكوين مُحسَّن يتوافق مع متطلبات التصميم الزلزالي. وتعتمد المنهجية على مراجعة نظرية معمقة، وتحليل الأنظمة التنظيمية (خصوصًا الـ RPA 2024 الجزائري)، بالإضافة إلى النمذجة العددية باستخدام برامج التحليل الهيكلي. أظهرت المحاكاة تفوق الأنظمة المختلطة، خاصة تلك التي تجمع بين نواة خرسانية صلبة وهيكل خارجي من الفولاذ، من حيث مقاومة القوى الجانبية، وتبديد الطاقة الزلزالية، وكفاءة استخدام المواد. ويخلص البحث إلى أهمية تعميم هذه الحلول تدريجيًا في الجزائر، مع مراعاة القيود التقنية والاقتصادية والتشريعية المحلية.

الكلمات المفتاحية : المباني المرتفعة, التحسين المختلط, الهيكل الفولاذي-الخرساني, الأداء الزلزالي, النمذجة العددية.

SOMMAIRE

| | |
|------------------------------------|-------------|
| <i>Remerciment</i> | <i>I</i> |
| <i>Dédicace</i> | <i>II</i> |
| <i>Résumé</i> | <i>III</i> |
| <i>Abstract</i> | <i>IV</i> |
| الملخص..... | <i>V</i> |
| <i>Sommaire</i> | <i>VI</i> |
| <i>Liste des figures</i> | <i>IX</i> |
| <i>Liste des tableaux</i> | <i>XI</i> |
| <i>Liste des symboles</i> | <i>XIII</i> |
| <i>Introduction Générale</i> | <i>(01)</i> |

Chapitre 1 : Revue bibliographique sur la performance sismique des bâtiments élancés

| | |
|---|-------------|
| 1.1. Introduction | (03) |
| 1.2. Les batiments de grande hauteur | (03) |
| 1.2.1. <i>Définition et caractéristiques</i> | (03) |
| 1.2.2. <i>Les parties composantes d'un bâtiment</i> | (04) |
| 1.2.3. <i>Critères pour qualifier un bâtiment comme élancé ou de grande hauteur</i> | (04) |
| 1.2.4. <i>Particularités structurelles et architecturales</i> | (06) |
| 1.3. Contraintes et defis lies aux batiments élancés | (07) |
| 1.3.1. <i>Problématiques structurelles</i> | (08) |
| 1.3.2. <i>Contraintes de service et confort des usagers</i> | (08) |
| 1.3.3. <i>Défis liés à la construction et aux matériaux</i> | (09) |
| 1.3.4. <i>Enjeux réglementaires et normatifs</i> | (09) |
| 1.4. Effets des forces laterales (vent et seismes) | (09) |
| 1.4.1. <i>Effets du vent sur les bâtiments élancés</i> | (09) |
| 1.4.2. <i>Effets du séisme sur les bâtiments élancés</i> | (12) |
| 1.5. Les systemes de contreventement | (13) |

| | |
|--|-------------|
| 1.5.1. Contreventement en béton armé..... | (14) |
| 1.5.2. Contreventement en acier (Charpente Métallique)..... | (18) |
| 1.5.3. Les systèmes mixtes..... | (20) |
| 1.5.4. Comparaison des systèmes | (22) |
| 1.5.5. Les assemblages..... | (25) |
| 1.6. Role des systemes mixtes dans la performance sismique..... | (26) |
| 1.7. Cas de structures de grandes hauteurs..... | (28) |
| 1.8. Conclusion..... | (32) |

Chapitre 2 : Aspects réglementaires

| | |
|---|-------------|
| 2.1. Introduction..... | (33) |
| 2.2. Reglementation parasismique..... | (33) |
| 2.2.1. Classification des zones sismiques selon RPA2024..... | (34) |
| 2.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance..... | (35) |
| 2.2.3. Classification des batiments selon leur configuration géométrique..... | (36) |
| 2.2.4. Spectre de réponse de calcul du RPA2024..... | (38) |
| 2.2.5. Calcul de la force sismique totale selon RPA 2024..... | (42) |
| 2.3. Justifications de la sécurité..... | (45) |
| 2.3.1. vis à vis des déformations..... | (45) |
| 2.3.2. vis à vis de l'effet P- Δ | (46) |
| 2.4. Vérification des éléments structuraux..... | (47) |
| 2.4.1. Eléments de structure en béton armé..... | (47) |
| 2.4.2. Élément résistants en Charpente Métallique..... | (49) |
| 2.5. Conclusion..... | (51) |

Chapitre 3: Présentation d'un bâtiment élancé à noyau central selon différents systèmes de contreventement

| | |
|--|-------------|
| 3.1. Introduction..... | (52) |
| 3.2. Présentation de l'ouvrage a analyser..... | (52) |
| 3.2.1. <i>Variantes à étudier : (Système structural mixte)</i> | <i>(53)</i> |
| 3.2.2. <i>Matériaux utilisés.....</i> | <i>(57)</i> |
| 3.2.3. <i>Les sections utilisées.....</i> | <i>(58)</i> |
| 3.3. Charges permanentes et surcharges d'exploitation..... | (58) |
| 3.3.1. <i>Charges permanentes G.....</i> | <i>(58)</i> |
| 3.3.2. <i>Charge d'exploitation</i> | <i>(59)</i> |
| 3.3.3. <i>Charges spécifiques de l'ascenseur.....</i> | <i>(60)</i> |
| 3.4. Bilan des masses..... | (60) |
| 3.5. Parametres sismiques..... | (62) |
| 3.6. Conclusion..... | (63) |

Chapitre 4 :Résultats et discussion

| | |
|--|-------------|
| 4.1. Introduction..... | (64) |
| 4.2. Modélisation..... | (64) |
| 4.3. Resultats et discussion..... | (66) |
| 4.3.1. <i>Vérification des critères de régularité.....</i> | <i>(64)</i> |
| 4.3.2. <i>Estimation de la période fondamentale de la structure.....</i> | <i>(68)</i> |
| 4.3.3. <i>Justification de l'effort tranchant à la base.....</i> | <i>(70)</i> |
| 4.3.4. <i>Déplacements relatifs inter-étages.....</i> | <i>(78)</i> |
| 4.3.5. <i>Les effets du second ordre (effet P-Δ)</i> | <i>(81)</i> |
| 4.3.6. <i>Vérification de l'effort normal réduit.....</i> | <i>(83)</i> |
| 4.3.7. <i>Contraintes de compression σ sollicitant les voiles.....</i> | <i>(84)</i> |
| 4.3.8. <i>Vérification du poteau en charpente métallique.....</i> | <i>(86)</i> |
| 4.3.9. <i>Vérification des diagonales.....</i> | <i>(89)</i> |
| 4.4. Conclusion..... | (90) |
| Conclusion Générale..... | (91) |
| Références Bibliographiques..... | (93) |
| Annexes..... | (96) |

Lise des figures

| | |
|---|--------------------|
| <i>Figure 1.1: Immeubles de grande hauteur modernes en construction.....</i> | <i>(04)</i> |
| <i>Figure 1.2 : Classification des immeubles selon leur hauteur en France.....</i> | <i>(05)</i> |
| <i>Figure 1.3 : Effets du vent sur les bâtiments élancés.....</i> | <i>(10)</i> |
| <i>Figure 1.4 : Tremblement de terre et les bâtiment élancés</i> | <i>(12)</i> |
| <i>Figure 1.5 : Ossature en portiques (à des travées.....</i> | <i>(14)</i> |
| <i>Figure 1.6 : Contreventement triangulé.....</i> | <i>(15)</i> |
| <i>Figure 1.7 : Contreventement longitudinal d'un bâtiment.....</i> | <i>(15)</i> |
| <i>Figure 1.8 : Contreventement par remplissage en maçonnerie</i> | <i>(16)</i> |
| <i>Figure 1.9 : Vue en plan d'un bâtiment à Noyau de stabilité.....</i> | <i>(17)</i> |
| <i>Figure 1.10 : Interaction noyau-voiles et cadres.....</i> | <i>(18)</i> |
| <i>Figure 1.11 : Système de portiques dans les deux directions.....</i> | <i>(18)</i> |
| <i>Figure 1.12 : Système à palées de stabilité.....</i> | <i>(19)</i> |
| <i>Figure 1.13 : Contreventement par palées triangulées</i> | <i>(19)</i> |
| <i>Figure 1.14 Interaction entre système à portiques et système à palée de stabilité.....</i> | <i>(20)</i> |
| <i>Figure 1.15 : Système de noyau en béton armé.....</i> | <i>(21)</i> |
| <i>Figure 1.16 : Différentes formes de section avec noyau.....</i> | <i>(21)</i> |
| <i>Figure 1.17 : Système de stabilité composite</i> | <i>(22)</i> |
| <i>Figure 1.18 : détail d'assemblage d'une poutre métallique et un voile.....</i> | <i>(25)</i> |
| <i>Figure 1.19 :Assemblages poutre-Noyau</i> | <i>(26)</i> |
| <i>Figure 1.20 : Poteau métallique lié au socle en béton armé.....</i> | <i>(26)</i> |
| <i>Figure 1.21 : systèmes mixtes (un noyau en béton armé + une ossature en charpente).....</i> | <i>(27)</i> |
| <i>Figure 1.22 : Wilshire Grand Center, États-Unis.....</i> | <i>(28)</i> |
| <i>Figure 1.23: Transamerica Pyramid – San Francisco, États-Unis.....</i> | <i>(29)</i> |
| <i>Figure 1.24 : Burj Khalifa – Dubaï, Émirats arabes unis.....</i> | <i>(29)</i> |
| <i>Figure 1.25 : Bâtiments hybrides – Auckland et Christchurch, Nouvelle-Zélande.....</i> | <i>(30)</i> |
| <i>Figure 1.26 : vue architecturale du minaret de la Grande Mosquée d'Alger</i> | <i>(31)</i> |
| <i>Figure 1.27: Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville ,Alger-Algerie.....</i> | <i>(31)</i> |
| <i>Figure 1.28: La Tour Galaxie à Oran</i> | <i>(32)</i> |
| <i>Figure 2.1 : Zonage sismique de l'Algérie selon RPA2024.....</i> | <i>(35)</i> |
| <i>Figure 2.2 : Limites des décrochements en plan</i> | <i>(36)</i> |
| <i>Figure 2.3 : Définition des différents paramètres</i> | <i>(37)</i> |

| | |
|--|-------------|
| Figure 2.4 : Limites des décrochements en élévation | (38) |
| Figure 2.5 : Spectre de calcul du RPA2024-Zone III- selon le type de sol..... | (42) |
| Figure 2.6 : Evaluation des effets du second ordre..... | (46) |
| Figure 3.1 : Présentation de la variante « VAR-N »..... | (54) |
| Figure 3.2: Présentation de la variante « VAR-N-P »..... | (55) |
| Figure 3.3: Présentation de la variante « VAR-N-PAL »..... | (56) |
| Figure 3.4: Spectre de réponse de calcul selon RPA2024..... | (62) |
| Figure 4.1 : Modélisation de la structure selon ETABS 18..... | (65) |
| Figure 4.2 : Comparaison des périodes dynamiques dans le sens Y..... | (69) |
| Figure 4.3 : Comparaison des périodes dynamiques dans le sens X..... | (69) |
| Figure 4.4 : Comparaison des efforts tranchants - Sens XX..... | (75) |
| Figure 4.5 : Comparaison des efforts tranchants - Sens YY..... | (75) |
| Figure 4.6 : distribution des efforts sismiques dans le sens X..... | (76) |
| Figure 4.7 : distribution des efforts sismiques dans le sens Y..... | (76) |
| Figure 4.8 : Voile du noyau sens XX..... | (84) |
| Figure 4.9 : Voile du noyau sens YY | (84) |
| Figure 4.10 : Contraintes de compression dans les voiles - Sens XX..... | (85) |
| Figure 4.11 : Contraintes de compression dans les voiles - Sens YY..... | (85) |
| Figure 4.12 : Taux de variation du flambement simple du poteau HEM 600..... | (87) |

Liste des Tableaux

| | |
|--|------|
| Tableau 2.1 : Classification des zones sismiques selon RPA2024..... | (34) |
| Tableau 2.2 : Classification des ouvrages..... | (35) |
| Tableau 2.3 : Coefficient d'accélération de zone A selon RPA 2024..... | (39) |
| Tableau 2.4 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique..... | (39) |
| Tableau 2.5 : Valeurs du coefficient de site S selon RPA 2024..... | (39) |
| Tableau 2.6 : Valeurs du coefficient d'importance I selon RPA 2024..... | (39) |
| Tableau 2.7 : Valeurs de ξ (%) selon RPA 2024..... | (40) |
| Tableau 2.8 : Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA 2024..... | (40) |
| Tableau 2.9 : Valeurs des Pondérations P_q selon RPA 2024..... | (41) |
| Tableau 2.10 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ | (43) |
| Tableau 2.11 : valeurs du coefficient C_T | (44) |
| Tableau 2.12 : Valeur de la période (T_0) | (44) |
| Tableau 2.13 : Valeurs limites des déplacements inter-étages..... | (46) |
| Tableau 3.1 : Caractéristique des matériaux..... | (57) |
| Tableau 3.2 : Sections des poteaux et poutres utilisées pour les différentes variantes..... | (58) |
| Tableau 3.3 : Charges permanentes pour les différents systèmes..... | (59) |
| Tableau 3.4 : Charges d'exploitation pour les différents systèmes..... | (59) |
| Tableau 3.5 : Charges de l'ascenseur des différents systèmes..... | (60) |
| Tableau 3.6 : Résultats des masses, des centres de masses et des centres de rigidité..... | (61) |
| Tableau 3.7 : Les paramètres sismiques..... | (62) |
| Tableau 4.1 : Vérification de l'excentricité selon RPA 2024..... | (66) |
| Tableau 4.2 : Vérification de la rigidité des étages selon le sens XX..... | (67) |
| Tableau 4.3 : Vérification de la rigidité des étages selon le sens YY..... | (68) |
| Tableau 4.4 : Période fondamentale adopté pour chaque variante..... | (69) |
| Tableau 4.5 : Valeurs des efforts sismiques règlementaires..... | (73) |
| Tableau 4.6 : Efforts tranchants dus au séisme et vérification..... | (74) |
| Tableau 4.7 : Distribution des efforts sismiques sens X..... | (76) |
| Tableau 4.8 : Distribution des efforts sismiques sens Y..... | (76) |
| Tableau 4.9 : Justification de non-effondrement des déplacements relatif inter-étage..... | (79) |
| Tableau 4.10 : Justification de limitation des dommages déplacements relatif inter-étage..... | (80) |
| Tableau 4.11 : Vérification de l'effet P- Δ | (82) |

| | |
|---|-------------|
| Tableau 4.12 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux en BA..... | (83) |
| Tableau 4.13 : Contraintes de compression σ [MPa] dans les voiles..... | (85) |
| Tableau 4.14: Vérification au flambement simple du poteau HEM 600..... | (87) |
| Tableau 4.15 : Vérification au déversement (axe fort y-y) du poteau HEM 600..... | (88) |
| Tableau 4.16 : Vérification au flambement avec flexion du poteau HEM 600..... | (88) |
| Tableau 4.17 : Vérification au flambement simple des diagonales..... | (89) |

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone,

B : Aire du poteau,

G : Charges permanente,

Q : Charges d'exploitations, facteur de qualité

I : Moment d'inertie,

T : Effort Tranchant, période,

V : Effort tranchant à la base,

N : Effort normal,

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

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours

W : poids de la structure,

W_G : poids dû aux charges permanentes,

W_Q : poids dû aux charges d'exploitation,

W_{pl} : les modules de résistance plastique,

W_{el} : les modules de résistance élastique,

R : coefficient de comportement de la structure,

S_a : Accélération spectrale (m/s²),

E : Module d'élasticité longitudinal,

E.L.U : Etat limite ultime,

E.L.S : Etat limite service,

P_K : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K,

V_K : effort tranchant d'étage au niveau K,

Δ_K : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1',

h_K : hauteur d'étage 'K',

δ_{eK} : le déplacement du aux force sismique F_i du niveau K,

h_{eK} : la hauteur de l'étage K,

Δ ou δ : Déplacement horizontal en tête de poteaux,

λ : Elancement,
 α :Facteur d'imperfection,
 $\bar{\lambda}$: Elancement réduit,
 $\bar{\lambda}_{LT}$: Élancement de déversement,
 α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement,
 γ_{MI} : Coefficient de sécurité,
 ρ : Rendement d'une section,
 χ :Coefficient de réduction de flambement,
 χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement,
 Ψ : Coefficient de distribution de contrainte,
 β_{Mi} : Facteur de réduction du moment uniforme,
 Γ : Coefficient partiel de sécurité,
 H : Hauteur de la section du béton,
 B : Largeur de la section du béton,
 $\rho\eta$:Facteur de correction d'amortissement,
 ρ : Poids volumique,
 μ : Module de young,
 δ_{eK} :le déplacement du aux force sismique F_i du niveau K ,
 h_{eK} :la hauteur de l'étage K ,



Introduction Générale

Introduction Générale

L'urbanisation croissante des grandes villes, conjuguée à la raréfaction du foncier, a conduit les concepteurs à se tourner vers des constructions verticales, symboles de modernité et de maîtrise technologique. Ces bâtiments de grande hauteur, également qualifiés d'élancés, répondent à des exigences architecturales audacieuses tout en étant confrontés à des défis structurels majeurs, notamment en termes de stabilité et de sécurité sous l'effet des forces latérales telles que les séismes. Dans ce contexte, la maîtrise du comportement dynamique de ces structures devient cruciale pour garantir leur performance et leur durabilité.

Les bâtiments élancés, caractérisés par un rapport hauteur/largeur élevé, se comportent souvent comme des consoles verticales et présentent une sensibilité accrue aux effets de balancement, de flambement global, et aux vibrations induites par les actions dynamiques. Ces phénomènes peuvent compromettre à la fois la sécurité de l'édifice et le confort des occupants. Face à ces enjeux, le rôle des systèmes de contreventement devient primordial. Ceux-ci visent à améliorer la rigidité latérale des structures, à limiter les déplacements horizontaux, et à dissiper l'énergie sismique.

La problématique centrale de ce travail réside dans la recherche d'une solution optimale pour renforcer la stabilité des bâtiments élancés en zones sismiques tout en conciliant performance structurale, souplesse architecturale, et économie des matériaux. Les systèmes mixtes combinant le béton armé – reconnu pour sa rigidité – et l'acier – apprécié pour sa légèreté et sa ductilité – apparaissent comme une alternative prometteuse. Ils permettent de tirer parti des avantages complémentaires de ces deux matériaux pour concevoir des édifices à la fois sûrs, performants et économiquement viables.

Ce mémoire s'inscrit donc dans une démarche d'**optimisation du comportement des structures élancées** par l'intégration judicieuse de contreventements mixtes acier-béton. L'objectif principal est d'évaluer les performances sismiques et structurales de ces solutions hybrides, de comparer leurs efficacités respectives, et de proposer des recommandations pratiques pour leur mise en œuvre dans le contexte algérien.

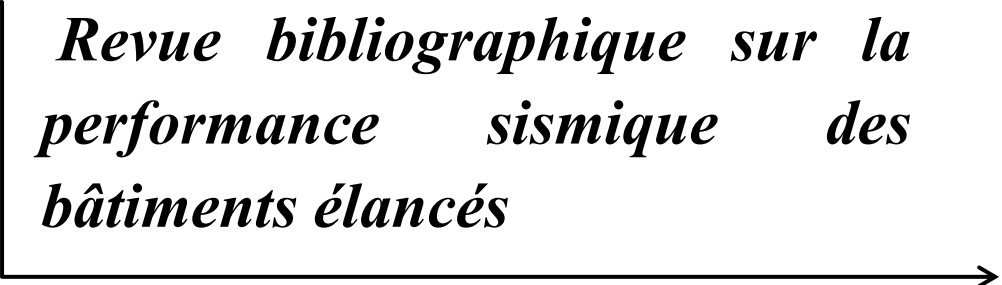
Pour atteindre cet objectif, le mémoire est structuré en quatre chapitres complémentaires :

- **Le premier chapitre** constitue une revue bibliographique approfondie. Il pose les bases théoriques en présentant les caractéristiques des bâtiments élancés, les contraintes associées à leur conception, ainsi que les différents systèmes de contreventement utilisés dans le monde. Une attention particulière est portée aux effets des forces latérales (vent et séisme) et aux avantages des structures mixtes.
- **Le deuxième chapitre** est consacré aux **aspects réglementaires**. Il présente les principales normes et règles parasismiques en vigueur, notamment le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), et examine leur application à la conception des bâtiments de grande hauteur. Ce cadre normatif est indispensable pour garantir la sécurité des constructions en zone sismique.
- **Le troisième chapitre** s'intéresse à la **modélisation numérique**. À l'aide de logiciels de calcul structuraux, plusieurs modèles de bâtiments élancés, avec différentes configurations de contreventement (béton seul, acier seul, systèmes mixtes), sont analysés. Les résultats obtenus permettent de comparer l'efficacité des diverses solutions en termes de déplacements, efforts internes, et performances dynamiques.
- **Enfin, le quatrième chapitre** propose une **discussion des résultats et des perspectives d'optimisation**. Il met en évidence les configurations les plus efficaces et envisage les adaptations possibles pour le contexte algérien, notamment en termes de faisabilité technique, économique et réglementaire. Ce chapitre ouvre également des pistes pour des recherches futures visant à améliorer davantage la résilience des structures élancées.

Ainsi, ce mémoire vise à enrichir la réflexion autour de la conception sismique des bâtiments de grande hauteur, en proposant une solution technique innovante, cohérente avec les contraintes locales et les exigences de sécurité internationale. Il s'adresse aux ingénieurs, architectes et décideurs soucieux de construire mieux, plus haut, et en toute sécurité.

Chapitre 1 :

*Revue bibliographique sur la
performance sismique des
bâtiments élancés*



1.1. INTRODUCTION

L'évolution rapide de l'urbanisation et la densification des grandes métropoles ont conduit à une prolifération des bâtiments de grande hauteur, véritables symboles de modernité et de maîtrise technologique. Ces structures, dites élancées, exigent une attention particulière sur le plan architectural et structurel, notamment dans les zones soumises à des aléas naturels comme les séismes ou les vents violents. Ce chapitre présente une revue des concepts structurels essentiels, des contraintes spécifiques à ces édifices, et des solutions techniques comme les systèmes de contreventement et les structures mixtes béton-acier, afin de mieux comprendre les enjeux liés à leur stabilité.

1.2. LES BATIMENTS DE GRANDE HAUTEUR

1.2.1. Définition et caractéristiques

Les bâtiments de grande hauteur (BGH), souvent appelés gratte-ciels, sont des structures emblématiques de l'urbanisation moderne (**Figure1.1**). Leur conception et leur construction nécessitent une maîtrise poussée des principes de l'ingénierie et de l'architecture. Ces édifices se distinguent par leur hauteur exceptionnelle, généralement au-delà de 50 mètres ou de 15 à 20 étages, bien que cette définition puisse varier selon les normes locales. En effet, ces structures, étant élancées, elles se comportent comme des consoles verticales sous l'action des vents et des séismes. Ceci a pour conséquence des efforts alternés au niveau des façades et un moment de renversement très important au niveau de l'encastrement.[1]

L'essor des bâtiments de grande hauteur est principalement lié à la croissance des villes, à la densification urbaine et à la rareté des terrains constructibles. Ces structures permettent une utilisation optimisée de l'espace, notamment dans les métropoles où les terrains disponibles sont limités. L'utilisation des matériaux modernes tels que l'acier et le béton armé, couplée aux avancées technologiques en matière de conception assistée par ordinateur, a rendu possible l'érection de ces bâtiments dans des environnements variés, y compris dans des zones soumises à des risques sismiques ou climatiques extrêmes.

Les bâtiments de grande hauteur sont des symboles de progrès, mais aussi des structures complexes qui nécessitent une coordination multidisciplinaire pour répondre aux exigences de sécurité, de durabilité et de confort des usagers.[1]



Figure1.1: Immeubles de grande hauteur modernes en construction[2]

1.2.2. Les parties composantes d'un bâtiment

Un bâtiment est composé par :

- **L'infrastructure** : partie enterrée du bâtiment permettant d'assurer la liaison entre le sol et la superstructure de l'ouvrage est placé au-dessous de la cote ± 0.00 , exemple (fondation, sous-sol).
- **La superstructure** : est placé au haut de la cote ± 0.00 , elle comprend les murs, les différents planchers, le toit, les poteaux, les poutres, la charpente...etc.
- **Les installations** : qui doivent assurer les utilités nécessaires pour un bâtiment, on a :
 - Les installations sanitaires (de l'eau froide, de l'eau chaude, d'assainissement);
 - Les installations électriques (d'éclairage, ascenseurs, ...etc.) ;
 - Les installations de climatisation (chauffage centrale, ...etc.).[3]

1.2.3. Critères pour qualifier un bâtiment comme élancé ou de grande hauteur

Pour qu'un bâtiment soit qualifié d'élancé ou de grande hauteur, plusieurs critères doivent être pris en compte, basés à la fois sur ses dimensions physiques et sur des aspects relatifs à la conception structurelle et architecturale [4] .(Figure1.2)



Figure1.2 : Classification des immeubles selon leur hauteur en France [5]

1.2.3.1. Hauteur absolue

- Bâtiment de grande hauteur : Un bâtiment est généralement considéré de grande hauteur lorsqu'il dépasse les 50 mètres ou compte plus de 15 à 20 étages . Dans certains pays, les réglementations locales peuvent fixer une hauteur précise à partir de laquelle un bâtiment entre dans cette catégorie.

- Bâtiment élancé : Un bâtiment est dit élancé lorsqu'il présente un rapport élevé entre sa hauteur et sa largeur. Typiquement, un ratio hauteur/largeur supérieur à 5:1 ou 7:1 est utilisé pour qualifier un bâtiment d'élancé.[4]

1.2.3.2. Ratio hauteur/largeur

- Bâtiment élancé : Le rapport entre la hauteur et la largeur est un indicateur clé de l'élancement. Un ratio élevé signifie que le bâtiment est nettement plus haut que large, ce qui nécessite une attention particulière pour la gestion des forces latérales (vent, séisme).

- Un bâtiment peut être classé comme élancé si ce rapport est supérieur à 5:1 (hauteur 5 fois supérieure à la largeur de base). Plus ce ratio augmente, plus le bâtiment est considéré élancé.[4]

1.2.3.3. Conception structurelle

Les bâtiments de grande hauteur et élancés nécessitent des conceptions structurelles spécifiques pour résister aux charges gravitationnelles et latérales (vent, séisme). Les structures doivent être rigides mais également flexibles pour absorber les forces dynamiques sans générer d'oscillations excessives.

Les systèmes structurels comme les noyaux centraux rigides, les cadres de contreventement, et l'utilisation de matériaux à haute performance (acier, béton haute résistance) sont souvent des caractéristiques des bâtiments de grande hauteur et élancés.[4]

1.2.3.4. Réglementations locales

Dans certains pays, des réglementations précises définissent à partir de quelle hauteur un bâtiment est considéré comme de grande hauteur. Par exemple, en France, un bâtiment d'habitation est considéré comme "Immeuble de Grande Hauteur" (IGH) s'il dépasse 50 mètres, tandis qu'un bâtiment à usage de bureaux est qualifié d'IGH s'il dépasse 28 mètres.[4]

1.2.3.5. Contexte urbain

Le contexte dans lequel le bâtiment est construit influence aussi sa qualification. Un bâtiment peut être considéré de grande hauteur dans une ville où la majorité des structures sont de faible hauteur, même si sa taille est modeste dans des métropoles où les gratte-ciels sont courants.[4]

1.2.3.6. Technologie et sécurité

Les bâtiments de grande hauteur doivent répondre à des exigences strictes en matière de sécurité (incendie, évacuation, systèmes mécaniques). L'accès aux ascenseurs, la gestion des flux d'air, et la capacité à évacuer rapidement les occupants en cas d'urgence sont des facteurs cruciaux dans la qualification.[4]

1.2.3.7. Impact environnemental et énergétique

Les critères de durabilité jouent un rôle croissant dans la conception des bâtiments de grande hauteur. L'intégration de technologies vertes, comme les façades solaires ou les systèmes de récupération d'énergie, est désormais une priorité dans les nouvelles constructions.[4]

1.2.4. Particularités structurelles et architecturales

- **Résistance aux forces latérales** : En raison de leur hauteur, les IGH sont soumis à des efforts latéraux importants, notamment dus au vent et aux séismes. La conception structurelle doit intégrer des systèmes capables de résister à ces forces, garantissant la stabilité du bâtiment.[6]
- **Fondations renforcées** : Les fondations des IGH doivent supporter des charges considérables. Des études géotechniques approfondies sont nécessaires pour déterminer la capacité portante du sol et concevoir des fondations adaptées, souvent plus profondes et robustes que celles des bâtiments de faible hauteur. [6]

- **Systèmes de circulation verticaux :** Les IGH intègrent des noyaux centraux contenant les ascenseurs, les escaliers et les installations techniques. Ces noyaux sont conçus pour résister aux efforts latéraux et assurer une circulation efficace et sécurisée des occupants. [6]
- **Isolation et étanchéité :** La protection contre les incendies est cruciale. Les matériaux utilisés doivent être résistants au feu, et des systèmes de compartimentage sont mis en place pour limiter la propagation des flammes. De plus, une étanchéité renforcée est essentielle pour prévenir les infiltrations d'eau, notamment en raison de la hauteur et des conditions climatiques. [6]
- **Systèmes de ventilation et de climatisation :** La gestion de l'air est complexe dans les IGH. Des systèmes de ventilation et de climatisation performants sont nécessaires pour assurer le confort des occupants et répondre aux exigences réglementaires en matière de qualité de l'air intérieur.[7]
- **Conception parasismique :** Dans les zones sismiques, les IGH doivent être conçus pour résister aux secousses. Cela implique l'utilisation de structures flexibles et de systèmes d'amortissement pour dissiper l'énergie sismique, assurant ainsi la sécurité des occupants.[8]
- **Gestion des ascenseurs :** Les ascenseurs sont essentiels pour la circulation dans les IGH. Des systèmes de contrôle sophistiqués sont utilisés pour optimiser les trajets, réduire les temps d'attente et garantir la sécurité des utilisateurs.[8]
- **Intégration des installations techniques :** Les IGH intègrent des installations techniques complexes, telles que les systèmes de plomberie, d'électricité et de communication. Une coordination minutieuse est nécessaire pour assurer leur bon fonctionnement et leur maintenance.[8]

1.3. CONTRAINTES ET DEFIS LIES AUX BATIMENTS ELANCES

L'évolution des formes architecturales et les exigences croissantes en matière d'optimisation foncière ont conduit à une prolifération des bâtiments élancés, notamment dans les zones urbaines à forte densité. Ces structures, caractérisées par un rapport hauteur/largeur élevé,

posent cependant de nombreux défis tant sur le plan architectural qu'ingénierie. Cette section examine les principales contraintes et les enjeux associés à la conception, la modélisation et la réalisation de ces édifices. [9]

1.3.1. Problématiques structurelles

Les bâtiments élancés présentent une vulnérabilité accrue aux actions horizontales, telles que le vent ou les sollicitations sismiques. Leur instabilité potentielle se manifeste notamment par un effet de balancement (ou « sway »), pouvant compromettre le confort des occupants ou, à l'extrême, la sécurité structurelle. Le flambement latéral global, phénomène amplifié par la flexibilité du système porteur, requiert une analyse fine du comportement dynamique de la structure.

Par ailleurs, l'augmentation de la hauteur s'accompagne souvent d'un allègement des masses pour des raisons économiques et constructives. Toutefois, cette réduction de l'inertie globale compromet la rigidité de l'ensemble, et impose donc le recours à des dispositifs de contreventement renforcés (noyaux rigides, contreventements diagonaux, amortisseurs dynamiques, etc.).

1.3.2. Contraintes de service et confort des usagers

Outre les considérations de sécurité, les bâtiments élancés posent la question du confort. Les oscillations, bien que structurellement admissibles, peuvent être perçues par les usagers, en particulier aux niveaux supérieurs. Des vibrations excessives, causées par des vents turbulents ou des séismes de faible intensité, peuvent générer un inconfort psychologique ou même des effets physiologiques (cinétose).

Afin de maîtriser ces déplacements, les ingénieurs doivent mettre en œuvre des techniques avancées, telles que les amortisseurs à masse accordée (Tuned Mass Dampers - TMD), ainsi que des outils de simulation performants permettant de prédire les comportements dynamiques dans des conditions réelles.

1.3.3. Défis liés à la construction et aux matériaux

La réalisation de bâtiments élancés engendre également des défis constructifs notables. Le transport, la mise en œuvre et l'assemblage des éléments structurels deviennent plus complexes à mesure que l'on s'élève. Les tolérances d'exécution se resserrent, et les phases de levage doivent être rigoureusement planifiées pour assurer la stabilité temporaire de l'ouvrage.

Du point de vue des matériaux, le recours à des aciers à haute résistance ou à des bétons ultra-performants permet d'optimiser le poids propre sans sacrifier la robustesse. Toutefois, ces matériaux exigent une expertise spécifique en matière de formulation, de mise en œuvre et de contrôle de qualité.

1.3.4. Enjeux réglementaires et normatifs

Les normes de conception sismique ou au vent, telles que l'Eurocode 8 ou les règlements nationaux, imposent des exigences particulières aux bâtiments de grande hauteur. La prise en compte des effets de second ordre ($P-\Delta$), des torsions accidentelles, ou encore de la non-linéarité des matériaux devient indispensable pour une modélisation fidèle.

Par ailleurs, les contraintes locales d'urbanisme (retraits, servitudes, ombrage) peuvent restreindre les solutions architecturales, nécessitant une collaboration étroite entre architectes, ingénieurs et autorités compétentes dès les premières phases du projet.

1.4. EFFETS DES FORCES LATÉRALES (VENT ET SEISMES)

1.4.1. Effets du vent sur les bâtiments élancés

- ◆ **Pressions aérodynamiques :** Le vent génère des pressions variables sur les différentes faces du bâtiment (**Figure 1.3**), créant des zones de surpression et de dépression. Ces variations de pression peuvent induire des forces horizontales et verticales qui affectent la stabilité de la structure. La pression exercée par le vent sur le bâtiment est soit atténuée ou amplifiée en fonction de l'étendue de la surface recevant le vent, des ouvertures et de son impact sur les faces (surpression ou dépression).[10]

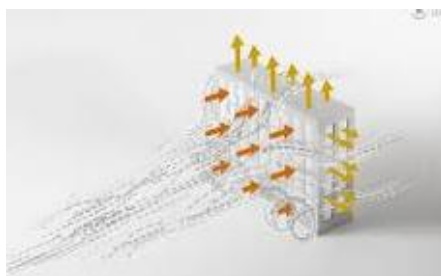


Figure1.3 : Effets du vent sur les bâtiments élancés[11]

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue par la formule suivante [12] :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} \quad (1.1)$$

C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure

C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure

$q_p(z_e)$: en (daN/m^2) est la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur Z_e relative à l'élément de surface j , elle est donnée par :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C(Z_e) \quad (1.2)$$

q_{ref} : la pression dynamique de référence en fonction de la zone de vent.

- ◆ **Effets dynamiques** : Les charges dynamiques dues au vent deviennent un critère de conception inévitable et non négligeable. Des études ont été menées pour résister à ce type de charge, notamment après la rupture du « pont du détroit de Tacoma », où la conception du pont était basée sur les effets statiques du vent, négligeant les effets dynamiques, ce qui a conduit à son effondrement .Les pressions aérodynamiques sont les forces exercées par le vent sur les surfaces d'un bâtiment. Ces pressions varient en fonction de la forme, de la taille et de l'orientation du bâtiment, ainsi que des caractéristiques du vent.[13]
- ◆ **Turbulence du vent** : Le vent naturel est turbulent, avec des variations de vitesse et de direction à différentes échelles. Cette turbulence engendre des forces fluctuantes sur les bâtiments, susceptibles d'exciter leurs modes de vibration. La vitesse du vent dans les

basses couches de l'atmosphère varie d'un point à un autre de l'espace et fluctue dans le temps, ce qui engendre des pressions variables sur les parois des constructions. [13]

- ◆ **Résonance** : Si la fréquence des oscillations induites par le vent correspond à la fréquence naturelle de la structure, une résonance peut se produire. Ce phénomène amplifie les mouvements du bâtiment, augmentant les contraintes internes et le risque de défaillance. Des études ont été menées pour résister à ce type de charge, notamment après l'effondrement du pont du détroit de Tacoma, où la conception basée uniquement sur les effets statiques du vent a négligé les effets dynamiques, conduisant à sa rupture.[13]
- ◆ **Effets de torsion** : Les bâtiments de forme irrégulière ou ceux présentant des saillies peuvent être sujets à des effets de torsion dus au vent, ce qui peut entraîner des contraintes supplémentaires sur la structure. [10] Les bâtiments élancés, en raison de leur hauteur et de leur forme, sont particulièrement sensibles aux effets de torsion induits par des actions externes telles que le vent ou les séismes. La torsion se manifeste par une rotation de la structure autour de son axe vertical, ce qui peut entraîner des déformations importantes et affecter la stabilité du bâtiment. Parmi les causes de la torsion dans les bâtiments élancés :[14]
- ◆ **Excentricités structurales** : La torsion peut résulter de décalages entre le centre de gravité (CM) et le centre de rigidité (CR) de la structure. Ces excentricités entraînent des moments de torsion lorsque des forces horizontales, comme celles générées par le vent ou un séisme, sont appliquées. [14]
- ◆ **Asymétrie de la structure** : Les bâtiments dont la distribution de masse ou de rigidité est asymétrique sont plus susceptibles de subir des effets de torsion. Cette asymétrie peut amplifier les mouvements de rotation, augmentant ainsi les contraintes internes.[14]

1.4.2. Effets du séisme sur les bâtiments élancés

Les bâtiments élancés, en raison de leur hauteur et de leur structure, sont particulièrement vulnérables aux effets des séismes. Les secousses sismiques génèrent des forces horizontales qui peuvent provoquer des déformations importantes, voire l'effondrement de la structure si elle n'est pas conçue pour y résister[15](**Figure1.4**), Les effets d'inertie de l'action sismique sont liés avec la masse (sans laquelle il n'y aura pas d'inertie). C'est faux de penser qu'une majoration de la masse est une attitude sécuritaire dans un projet parasismique car cela donne des périodes T plus grandes et une résultante de cisaillement calculée éventuellement plus petite.



Figure1.4 : Tremblement de terre et les bâtiment élancés [16]

- ◆ **Forces horizontales** : Les secousses sismiques induisent des forces horizontales qui agissent sur la structure, provoquant des déplacements latéraux. Ces forces sont d'autant plus significatives que la hauteur du bâtiment est grande. Les éléments porteurs, tels que les piliers et les poutres verticales, subissent une énergie accrue lors d'un séisme, car ils relient des éléments qui ne se déplacent pas toujours à la même vitesse ou dans la même direction. Si ces éléments cèdent, le bâtiment risque l'effondrement.[17]
- ◆ **Effets de torsion** : Les bâtiments avec des formes asymétriques ou des distributions irrégulières de masse et de rigidité peuvent subir des mouvements de torsion sous l'effet des séismes, augmentant le risque de défaillance. Les erreurs de conception architecturale, les déformations possibles et les solutions à envisager sont des facteurs importants à considérer pour minimiser ces effets.[17]
- ◆ **Résonance** : Si la fréquence des vibrations induites par le séisme correspond à la fréquence naturelle du bâtiment, une résonance peut se produire, amplifiant les mouvements et les contraintes internes. Les secousses sismiques sont des mouvements

du sol forts et transitoires, générant des ondes qui se propagent rapidement à partir de la faille dans toutes les directions à l'intérieur de la Terre et à sa surface. Au passage de ces ondes, le sol peut se déformer intensément, et les secousses ressenties peuvent être violentes. [17]

1.5. LES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Les contreventements sont les éléments stabilisateurs principaux d'une structure. [18]

Les systèmes de contreventement sont essentiels pour assurer la stabilité des structures élancées, notamment en résistant aux forces horizontales telles que le vent et les séismes. Ces systèmes transmettent les charges horizontales aux fondations et limitent les déplacements latéraux, garantissant ainsi la sécurité et la performance des bâtiments, Le choix du système de contreventement dépend de divers facteurs, notamment la hauteur du bâtiment, les charges attendues, les contraintes architecturales et les considérations économiques. Une conception appropriée est cruciale pour assurer la sécurité et la durabilité des structures élancées. [18,19]

La rigidité d'un matériau ou d'une structure désigne sa capacité à résister à la déformation sous l'effet d'une force appliquée. Elle est généralement quantifiée par le module d'élasticité, qui mesure la contrainte nécessaire pour provoquer une déformation unitaire. Une structure rigide se déforme peu sous une charge donnée, ce qui est essentiel pour maintenir sa forme et sa fonction.[20]

La ductilité est la capacité d'un matériau à se déformer plastiquement sans se rompre lorsqu'il est soumis à une contrainte. Elle est particulièrement importante pour les matériaux utilisés dans des applications où des déformations importantes sont attendues avant la rupture, permettant ainsi d'absorber de l'énergie et de prévenir des défaillances soudaines. Les métaux tels que l'or et le cuivre sont des exemples de matériaux hautement ductiles[21]

1.5.1. Contreventement en béton armé

1.5.1.1. Contreventement assuré par portiques

Contreventement assuré par portiques (**Figure 1.5**) Les portiques doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; cette résistance implique la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments. À moins que l'on ne puisse prévoir, dans chaque plan de contreventement, des portiques comportant un nombre relativement important de travées, cette solution de contreventement est onéreuse, et on ne la retient guère que lorsqu'il n'est pas possible d'en choisir une autre. Il faut cependant lui reconnaître l'avantage de ne pas créer d'obstacles à la présence d'ouvertures de grandes dimensions dans le plan des portiques. Le calcul des ossatures en portiques peut être conduit suivant de nombreuses méthodes plus ou moins élaborées. [18]

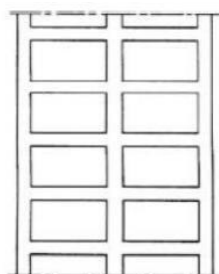


Figure 1.5 : Ossature en portiques (à des travées)[18]

1.5.1.2. Contreventement assuré par pans rigides

✧ Contreventement triangulé

Dans le premier cas, la présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation d'ouvertures dans les pans de contreventement : on peut quelquefois trouver une solution plus satisfaisante en disposant les éléments de triangulation non plus sur la hauteur d'un étage, mais sur celle de deux étages (**Figure 1.6**).

La mise en œuvre des remplissages en maçonnerie est dans tous les cas rendue moins facile.[18]

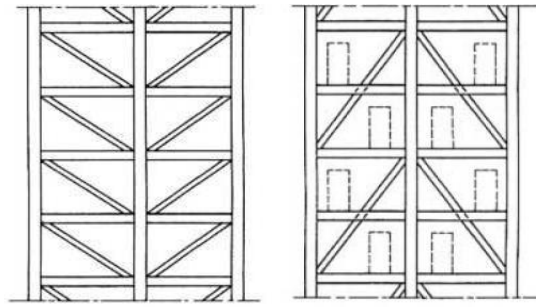


Figure 1.6 : a)- sur la hauteur d'un étage b)- sur la hauteur de deux étages
La solution (b)- facilite l'aménagement des baies [18]

✧ Contreventement avec voile en béton

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; Très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments ; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié : banches et coffrages-tunnels.

Quant au contreventement longitudinal des mêmes bâtiments, il peut lui aussi être obtenu par des voiles disposés dans les plans des façades et des refends longitudinaux. En général, ces voiles ne sont prévus que dans certaines travées, et, pour limiter les inconvénients résultant des variations dimensionnelles sous l'effet du retrait et de la température, il convient de disposer les voiles de contreventement dans des travées voisines du centre des bâtiments, plutôt qu'à une extrémité, et en évitant surtout de les prévoir aux deux extrémités (**Figure 1.7**).[18]

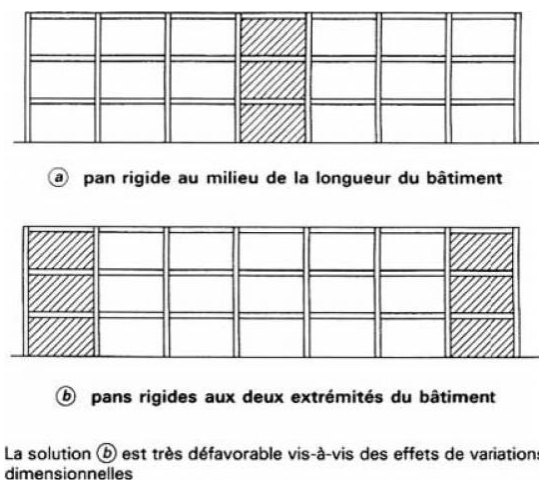


Figure 1.7 : Contreventement longitudinal d'un bâtiment. Disposition des pans rigides[18]

❖ **Contreventement par remplissage en maçonnerie**

La solution consistant à assurer le contreventement par des **remplissages en maçonnerie** de résistance suffisante est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Il faut évidemment être certain que les maçonneries en cause ne sont pas appelées à disparaître ou à être modifiées (perçement ultérieur d'ouvertures). Cette condition est en général réalisée pour certains murs de cages d'escaliers, de séparation entre logements ou entre corps de bâtiment au droit des joints, ou de pignons.

Il n'existe pas de méthode de calcul de caractère réglementaire permettant de déterminer les contraintes dans les panneaux de maçonnerie sous l'action des forces horizontales appliquées aux niveaux des planchers (**Figure 1.8**). Quelques essais ont bien été effectués tant en France qu'à l'étranger, mais ils ont été limités à certains types d'ossatures et de remplissage. On est conduit à considérer dans les panneaux des diagonales comprimées fictives, dont on se fixe la largeur par des considérations de bon sens et dont on vérifie que la contrainte reste inférieure aux valeurs normalement admissibles pour les maçonneries en cause.[18]

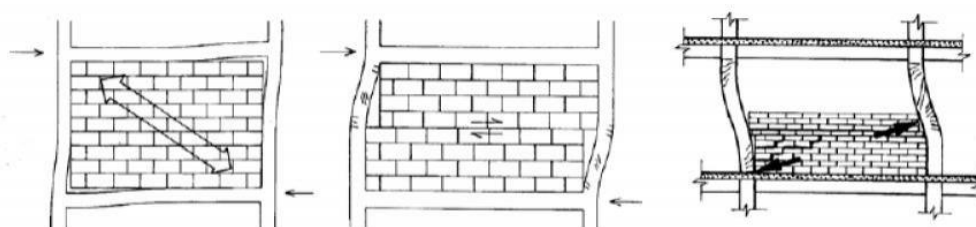


Figure 1.8 : Contreventement par remplissage en maçonnerie [18]

1.5.1.3. Noyau de stabilité des immeubles-tours

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale (**Figure 1.9**), constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc.). Les parois de ce noyau assurent la transmission d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux forces horizontales, notamment aux actions du vent. Les éléments verticaux de la structure, tout autour

du noyau, n'ont en principe à supporter que des charges verticales. Dans certains cas, le noyau de stabilité a été réalisé en béton armé, alors que les parties périphériques comportaient une ossature – poutres et poteaux – en métal. Il faut cependant noter que, dans certains immeubles-tours, ce sont les ossatures des façades qui ont été conçues pour assurer la stabilité sous l'action du vent. Dans les cas visés au premier alinéa de ce paragraphe, les calculs ne diffèrent pas, dans leurs principes, de ceux correspondant à la solution du contreventement par voiles en béton armé ; il faut déterminer la répartition des efforts entre les différents voiles dans chaque sens et étudier notamment la résistance des linteaux entre éléments de voiles situés dans un même plan. La solution envisagée au quatrième alinéa relève d'un calcul de portiques à grand nombre de travées et d'étages, qui ne peut guère être abordé que par l'utilisation de programmes de calcul automatique.[18]

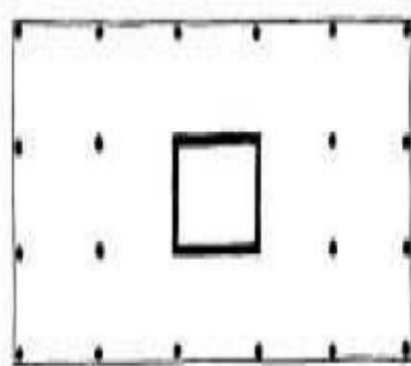


Figure 1.9 : Vue en plan d'un bâtiment à Noyau de stabilité [22].

1.5.1.4. Interaction murs/noyau(x) et cadres

Ce système est sans conteste le plus utilisé pour la construction de systèmes résistants aux charges latérales. Il peut aussi bien être appliqué pour des bâtiments de 10 étages que pour des gratte-ciel jusqu'à 50 étages. L'interaction des cadres (dalles + montants) et des voiles ou noyau a été comprise il y a déjà longtemps (**Figure 1.10**). Les cadres se déforment principalement au cisaillement tandis que le noyau et les voiles répondent, comme des poutres consoles, avec une déformation à la flexion. La compatibilité des déformations horizontales produit alors une interaction entre les deux systèmes. La forme linéaire du diagramme des moments des cadres, combinée avec la forme parabolique de celui du noyau produisent des déformations qui engendrent une rigidité accrue du système. Le noyau est retenu dans la partie haute de la construction de même que les cadres en partie basse. Cependant, il n'est pas toujours aussi facile de différencier les deux modes de déformation à la flexion et à l'effort tranchant. On verra

par exemple des voiles/noyau affaiblis par de grandes ouvertures se déformant principalement à l'effort tranchant plutôt qu'à la flexion. De même que des cadres, composés de poteaux très rapprochées et de poutres, se déformeront plus à la flexion qu'à l'effort tranchant .[23]

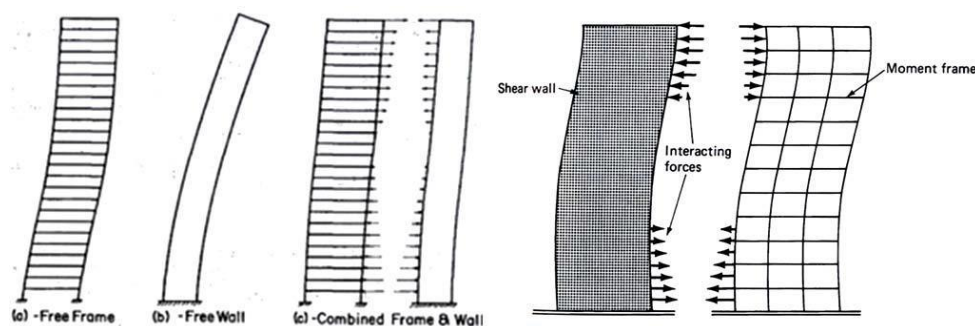


Figure 1.10 : Interaction noyau-voiles et cadres[23]

1.5.2. Contreventement en acier (Charpente Métallique)

1.5.2.1. Les ossatures à cadres

Dans une des directions principales orthogonales, l'ossature plane de l'immeuble est constituée d'une série de cadres plans formés de poteaux et de poutres liés rigidement entre eux (**Figure 1.11**). Dans l'autre direction principale les poutres peuvent être continues ou simplement articulées. S'entrecroisant à chaque poteau, ce réseau de poutres « principales » ainsi constitué, porte les solives qui supportent elles-mêmes le plancher. Dans certains cas, poteaux, poutres longitudinales et poutres transversales peuvent être liés rigidement et constituent une ossature auto stable dans toutes les directions principales .[23]

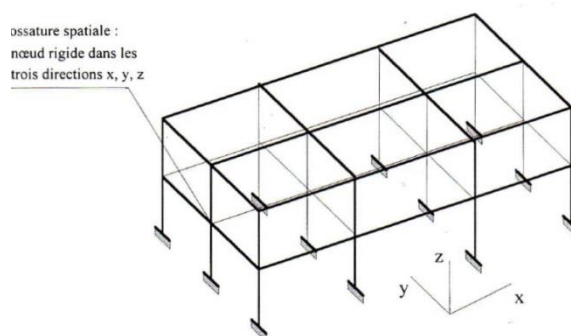


Figure 1.11 : Système de portiques dans les deux directions[23]

Ces systèmes d'ossature ont une efficacité limitée due à la relative souplesse de ceux-ci vis-à-vis des efforts de vent et séisme. Pour des raisons économiques, le nombre d'étages des immeubles conçus à partir de ce type de stabilité dépasse très rarement les vingt étages.

1.5.2.2. Les systèmes avec palées de stabilité

Les palées de stabilité sont constituées par un plan (ou plusieurs plans) de contreventement et sont disposées entre deux files de poteaux (**Figure 1.12**). Généralement, les barres de contreventement sont centrées sur l'intersection des axes d'épure des poteaux et des poutres, et liées à ceux-ci par des assemblages articulés. Il existe plusieurs formes de contreventement (en X, en V, en Y, en Z, etc.) (**Figure 1.13**). Si leur efficacité vis-à-vis des efforts latéraux du vent est comparable, elle peut varier lorsque l'on considère les effets sismiques. Généralement, la liaison entre poteaux et fondations est une articulation ou peut être assimilée comme telle. La structure n'est donc pas stable latéralement si les poutres sont articulées sur les poteaux. Des contreventements sont absolument nécessaires si l'on veut être assuré de la stabilité latérale de la structure. Pour un plan de stabilité (stabilité longitudinale ou transversale de l'ossature), deux variantes sont alors possibles .[23]

- Les poutres sont continués, tandis que les poteaux sont interrompus à chaque niveau.
- Les poteaux sont continus, tandis que les poutres sont articulées.

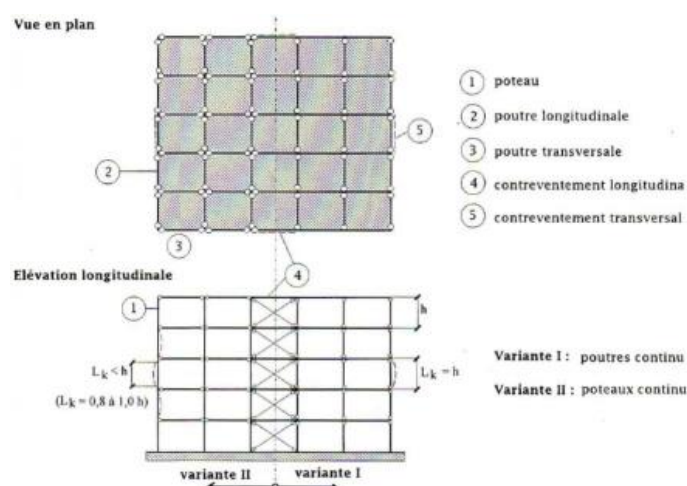


Figure 1.12 : Système à palées de stabilité[23].



a)



b)

Figure 1.13 : Contreventement par palées triangulées : a) des barres en V, b) des barres en X [24].

1.5.2.3. *Système interdépendant à portiques et à palées de stabilité*

On cherche ici à bénéficier des avantages des deux systèmes précédents. L'association des deux systèmes de stabilité permet en fait de contrôler la rigidité latérale de l'ossature (**Figure 1.14**).

[23]

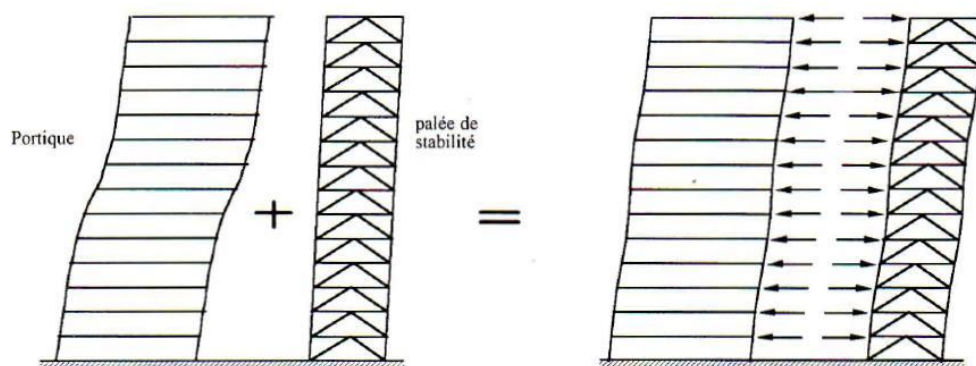


Figure 1.14 Interaction entre système à portiques et système à palée de stabilité[23]

1.5.3. Les systèmes mixtes

1.5.3.1. *Les systèmes à noyaux en béton armé*

Ce système de stabilisation des bâtiments est bien connu car souvent utilisé. Composé de noyau en béton armé et d'ossature porteuse en acier, il procure souvent la solution la plus économique. Pour des raisons fonctionnelles, l'architecte concentre au milieu du bâtiment tous les dispositifs de communication verticale (ascenseurs, escaliers, gaines et réseaux divers).

Ce système permet ainsi de libérer les espaces intérieurs de tout contreventement, ce qui présente un intérêt au double point de vue architectural (esthétique) et fonctionnel (liberté des aménagements intérieurs). Les bâtiments à noyau sont généralement de forme rectangulaire ou carrée. Cependant, il n'est pas rare de voir de tels bâtiments à section transversale triangulaire, circulaire, ou quelconque, les noyaux pouvant être excentrés. [23]

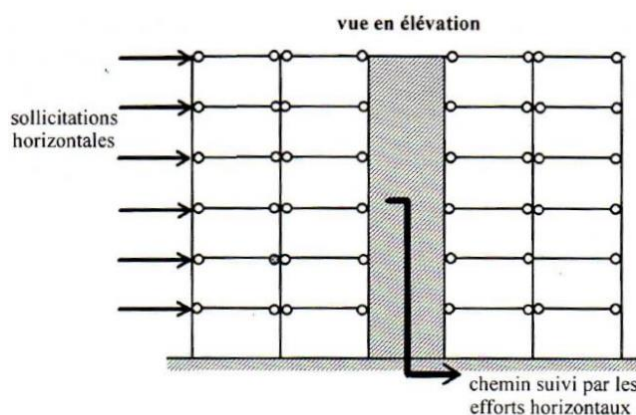


Figure 1.15 : Système de noyau en béton armé.

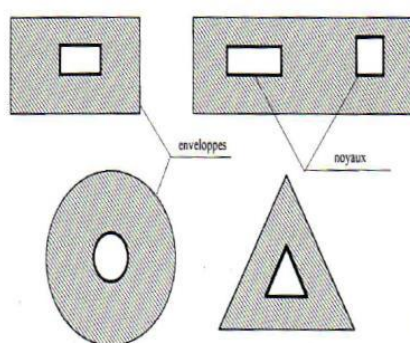


Figure 1.16 : Différentes formes de section avec noyau[23].

1.5.3.2. Les systèmes hybrides

Un peu systématique, cette classification des divers concepts d'ossature multi-étagée pourrait laisser à penser à une ordonnance rigoureuse et figée des systèmes d'ossature. Aussi, le meilleur système est de trouver dans chaque cas les solutions d'un choix raisonnable entre plusieurs concepts de structure. L'exemple donné à la **Figure (1.17)** illustre parfaitement l'utilisation de plusieurs concepts permettant d'assurer une bonne résistance latérale de la structure aux effets du vent ou séisme. [23]

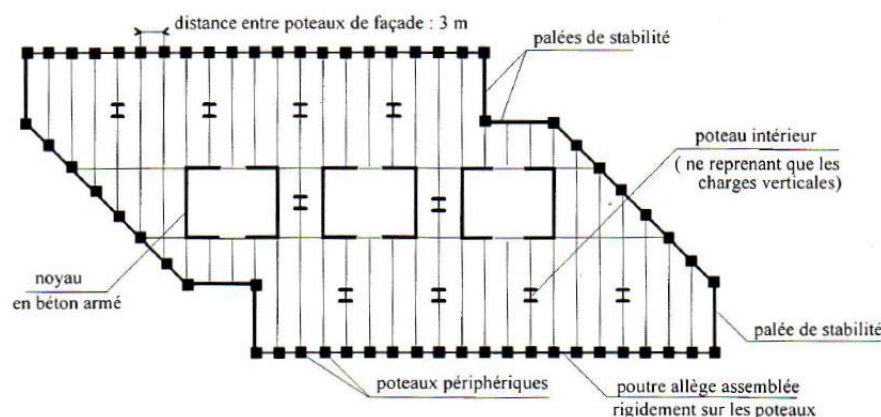


Figure 1.17 : Système de stabilité composite : tube + palées + noyau[23].

1.5.4. Comparaison des systèmes

1.5.4.1. Contreventements en Béton armé / Acier

Le système de contreventement est un élément fondamental de la stabilité d'un bâtiment soumis à des sollicitations horizontales comme le vent ou les séismes. Deux matériaux sont principalement utilisés dans ce contexte : **le béton armé** et **l'acier**, chacun présentant des caractéristiques spécifiques qui influencent les choix techniques et architecturaux. [25]

➤ Contreventement en béton armé

Le béton armé est reconnu pour sa grande efficacité structurelle, notamment grâce aux voiles disposés perpendiculairement à la structure, qui transfèrent efficacement les efforts horizontaux vers les fondations. Les portiques en béton armé (poteaux et poutres) assurent également une bonne résistance aux efforts latéraux. Ces éléments contribuent à la rigidité globale de l'ouvrage et peuvent aussi supporter les charges verticales, optimisant l'espace et réduisant le besoin d'éléments supplémentaires. En zone sismique, ces structures sont particulièrement adaptées grâce à leur résistance aux déformations latérales.

Cependant, le béton armé présente certaines limites :

- Il réduit la flexibilité architecturale (ouvertures et agencements intérieurs restreints),
- Sa mise en œuvre est complexe (coffrage, ferrailage, coordination),
- Il impose une charge importante sur les fondations, ce qui requiert des études géotechniques plus poussées.

➤ **Contreventement en acier**

L'acier, quant à lui, se distingue par sa résistance mécanique élevée, sa durabilité, et sa légèreté relative. Il permet la réalisation de structures complexes grâce à une grande souplesse architecturale. Les éléments sont souvent préfabriqués en usine, puis assemblés sur site, ce qui réduit les délais de construction et améliore la précision.

Les principaux avantages de l'acier sont :

- Sa résistance aux charges élevées,
- Son immunité aux agressions biologiques (insectes, moisissures),
- Sa légèreté, réduisant les charges sur les fondations.

Cependant, l'acier n'est pas exempt de contraintes :

- Il est sensible à la corrosion, nécessitant des traitements anticorrosion réguliers (peintures, revêtements),
- Il conduit la chaleur, ce qui peut engendrer des pertes thermiques si l'isolation est insuffisante,
- En cas d'incendie, il perd rapidement sa résistance, ce qui nécessite des protections ignifuges,
- Enfin, son coût peut être plus élevé que celui du béton ou du bois

***1.5.4.2. Contreventement par système mixte Béton Armé- Charpente
Métallique***

Le système de contreventement mixte associe les atouts du béton armé et de la charpente métallique afin d'optimiser la stabilité, la résistance et la flexibilité des structures modernes. Cette synergie de matériaux permet d'exploiter les propriétés complémentaires de chacun pour répondre aux exigences architecturales et structurelles, notamment en zone sismique.

➤ **Avantages du système mixte**

• ***Performance structurelle renforcée***

Le béton armé assure une excellente résistance à la compression et une bonne inertie thermique, tandis que l'acier fournit une résistance élevée à la traction et une légèreté qui réduit les charges sur les fondations. Cette combinaison favorise la ductilité, essentielle en cas de séisme.

• ***Efficacité en construction***

Les éléments métalliques étant souvent préfabriqués, leur assemblage est rapide et précis. De leur côté, les voiles en béton peuvent être intégrés dans les éléments porteurs, réduisant le coffrage et la main-d'œuvre. Cela peut conduire à une réduction des délais et des coûts de construction.

• ***Souplesse architecturale***

L'acier permet de réaliser de grandes portées sans appui intermédiaire, facilitant les espaces ouverts. Le béton autorise, quant à lui, des formes complexes et innovantes, adaptées à des designs contemporains.

➤ **Limites et contraintes du système mixte**

• ***Complexité technique***

La coordination entre les deux matériaux nécessite une expertise avancée pour assurer leur compatibilité, tant au niveau des assemblages que des dilatations différentielles.

• ***Maintenance différenciée***

- L'acier est vulnérable à la corrosion, nécessitant des protections régulières (peinture, galvanisation).
- Le béton peut être sujet à des fissures ou à des dégradations en milieu humide.

• ***Durabilité et coûts initiaux :***

L'association de deux matériaux implique une logistique de maintenance plus complexe et un coût de mise en œuvre initial souvent plus élevé, dû à la spécialisation requise pour la main-d'œuvre et les équipements.

1.5.5. Les assemblages

La caractéristique essentielle des ossatures métalliques est d'être composée des éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction. Les liaisons ont ainsi un double rôle : permettre la construction d'une structure spatiale et assurer la fiabilité et la stabilité de cette structure.[23]

L'assemblage, zone d'interconnexion de deux éléments ou plus, a pour rôle de transmettre les efforts entre ces éléments. Il existe deux catégories d'assemblages :

- Assemblage par contact mécanique ou par boulons,
- Assemblage par procédé de soudage.

Les liaisons entre éléments (soudure ou boulonnage) doivent assurer la continuité mécanique, Des éléments assemblés. Le règle Algérien CCM97 définit les conditions de mise en œuvre.[23]

1.5.5.1. Assemblage poutre-noyau

➤ Assemblage Articulé (Connexion Simple)

Dans un assemblage articulé (**Figure 1.18**), la poutre est connectée au noyau de manière à permettre une rotation relative, sans transmission significative de moments fléchissants. Ce type de connexion est généralement réalisé à l'aide de platines d'appui ou de cornières boulonnées, offrant une certaine liberté de mouvement tout en assurant le transfert des charges verticales.[26]

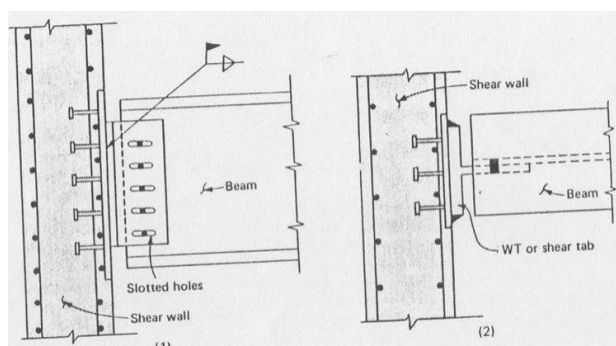


Figure 1.18 : détail d'assemblage d'une poutre métallique et un voile[23].

➤ Assemblage Rigide (Connexion Monolithique)

Un assemblage rigide (**Figure 1.19**), entre la poutre et le noyau implique une connexion capable de transmettre des moments fléchissants, assurant ainsi une continuité structurelle. Cela

peut être réalisé par des ancrages encastrés, des platines soudées ou des connexions boulonnées renforcées.[26]



Figure 1.19 :Assemblages poutre-Noyau [23]

1.5.5.2. Ancrages aux fondations

En zone sismique, les liaisons entre la superstructure et les fondations ne devraient pas compter sur la simple adhérence des boulons dans le béton, même avec crochets, mais se faire par des butées (plaques d'arrêt ou barres), plus à même de mobiliser le massif. Les tiges filetées doivent être ductiles afin d'éviter la rupture fragile sous les efforts à l'arrachement (**Figure 1.20**).[23]

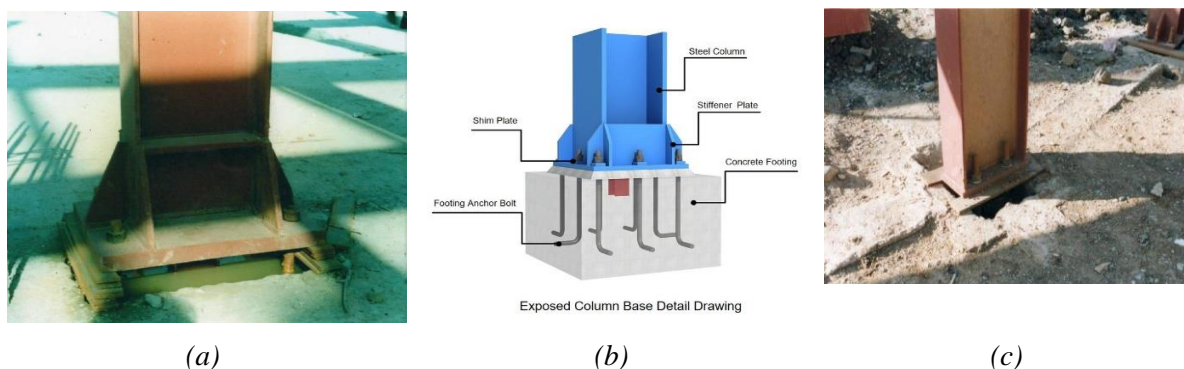


Figure 1.20 : Poteau métallique lié au socle en béton armé[39] : (a ; b) Encastrement, (c) Articulation[23].

1.6. ROLE DES SYSTEMES MIXTES DANS LA PERFORMANCE SISMIQUE

Les structures mixtes (**Figure 1.21**) combinant un noyau central en béton armé et une ossature périphérique en acier sont largement adoptées dans les bâtiments de grande hauteur, notamment en zones sismiques, en raison de leurs performances structurales remarquables.[27]

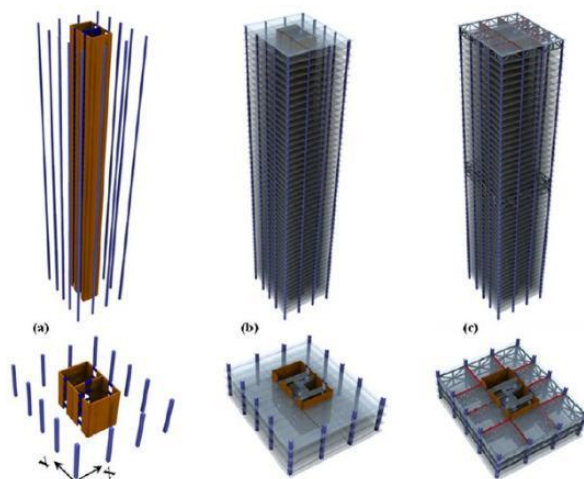


Figure 1.21 : systèmes mixtes (un noyau en béton armé + une ossature en charpente)[22].

➤ ***Fonctions du noyau en béton armé***

Le noyau en béton armé, souvent situé autour des escaliers ou cages d’ascenseur, joue un rôle central dans le contreventement. Grâce à sa grande rigidité, il absorbe une part importante des efforts horizontaux (vents, séismes). La fissuration contrôlée du béton et la plastification des armatures favorisent une dissipation d’énergie efficace, limitant les charges transmises à la structure globale.

➤ ***Rôle de la charpente métallique***

L’ossature en acier (poteaux et poutres) assure principalement la reprise des charges verticales, mais elle participe aussi à la résistance latérale. Son ductilité permet des déformations plastiques maîtrisées, qui dissipent l’énergie sans provoquer de rupture. Certains assemblages métalliques peuvent être conçus comme zones sacrificielles, destinées à se déformer en priorité pour protéger l’intégrité globale de l’ouvrage.

➤ ***Interaction structurale et efficacité sismique***

L’association d’un noyau rigide et d’une ossature flexible permet un partage intelligent des efforts sismiques : le noyau encaisse les sollicitations initiales, puis la charpente entre progressivement dans un régime plastique pour absorber l’énergie excédentaire. Ce comportement hiérarchisé améliore la résilience de la structure, en évitant un effondrement brutal.

➤ *Atouts architecturaux et techniques*

En plus de leur robustesse, ces systèmes offrent :

- Une grande liberté architecturale,
- Une optimisation de l'espace intérieur,
- La possibilité d'intégrer des dispositifs supplémentaires de dissipation d'énergie (amortisseurs, contreventements).

1.7. CAS DE STRUCTURES DE GRANDES HAUTEURS

1.7.1. Réalisations a l'international

➤ *Wilshire Grand Center – Los Angeles, États-Unis*

Ce gratte-ciel (**Figure 1.22**) de 73 étages, culminant à 335 mètres, est conçu pour résister à des séismes jusqu'à une magnitude de 7,4. Il intègre un noyau central en béton armé renforcé par des contreventements en acier résistants au flambement, agissant comme des amortisseurs sismiques. Cette combinaison permet d'absorber et de dissiper efficacement l'énergie sismique, assurant la stabilité de la structure. [28]



Figure 1.22 : Wilshire Grand Center, États-Unis[29].

➤ *Transamerica Pyramid – San Francisco, États-Unis*

Achevée en 1972 (**Figure 1.23**), cette tour emblématique de 48 étages repose sur une structure en acier avec un noyau central en béton armé. Cette conception hybride permet à l'édifice d'absorber et de dissiper l'énergie sismique, contribuant à sa résilience face aux tremblements de terre fréquents dans la région.[30]



Figure 1.23: Transamerica Pyramid – San Francisco, États-Unis[31].

➤ *Burj Khalifa – Dubaï, Émirats arabes unis*

Le plus haut bâtiment du monde (**Figure 1.24**), culminant à 828 mètres, utilise une structure centrale en béton armé jusqu'au 156e étage, surmontée d'une ossature en acier. Cette combinaison optimise la rigidité et la légèreté, essentielles pour la stabilité face aux charges sismiques et aux vents. [32]



Figure 1.24 : Burj Khalifa – Dubaï, Émirats arabes unis [33].

➤ *Bâtiments hybrides – Auckland et Christchurch, Nouvelle-Zélande*

Depuis 2014, de nombreux immeubles en Nouvelle-Zélande adoptent des structures mixtes avec des murs en béton armé (**Figure 1.25**) et des ossatures en acier. Cette approche offre une meilleure performance sismique, une réduction du poids structurel et une efficacité accrue dans la construction. [32]



Figure 1.25 : Bâtiments hybrides – Auckland et Christchurch, Nouvelle-Zélande[34].

1.7.2. Les défis et opportunités en Algérie

En Algérie, le secteur de la construction privilégie traditionnellement le béton armé, notamment pour les bâtiments de grande hauteur. Cette prédominance s'explique par la disponibilité locale des matériaux, les compétences acquises par les professionnels du secteur et les normes en vigueur. Des études universitaires confirment cette tendance, soulignant que l'utilisation de la charpente métallique reste limitée malgré ses avantages potentiels .[35]

Malgré les avantages des structures mixtes en termes de performance sismique et de légèreté, leur adoption en Algérie demeure marginale. Les raisons incluent un manque de sensibilisation, une formation insuffisante des professionnels et des réticences liées aux coûts initiaux perçus comme élevés. Cependant, des initiatives académiques et professionnelles commencent à émerger pour promouvoir ces solutions .[35]

➤ *Le minaret de la Grande Mosquée d'Alger*

Avec ses 265 mètres de hauteur (**Figure 1.25**), constitue un exemple emblématique de structure élancée en zone sismique. Sa conception repose très probablement sur un système structurel optimisé, combinant un noyau en béton armé pour assurer la rigidité et des éléments métalliques pour alléger la structure. Ce projet illustre l'intérêt des solutions mixtes dans les constructions de grande hauteur, notamment pour répondre aux exigences sismiques et environnementales spécifiques à la région algérienne.[36]



Figure 1.26 : vue architecturale du minaret de la Grande Mosquée d'Alger [37].

➤ ***Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville***

Le nouveau siège du Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville (Figure 1.26), situé à Dely Ibrahim (Alger), est un bâtiment administratif de grande hauteur, atteignant environ 122 mètres. Avec ses 23 étages et 5 niveaux de sous-sol, il se positionne parmi les structures les plus élancées d'Algérie, après le minaret de la Grande Mosquée d'Alger. Sa conception moderne et sa verticalité marquée témoignent de l'évolution architecturale du pays vers des constructions de grande hauteur.[38]



Figure 1.27: Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville ,Alger-Algerie[39].

➤ ***La Tour Galaxie à Oran***

En construction, est un projet ambitieux visant une hauteur de 118 mètres sur 30 étages (Figure 1.27). Cette tour moderne intègre des solutions structurelles avancées pour assurer sa stabilité et sa résistance, notamment face aux charges verticales et horizontales. Son design contemporain s'adapte aux besoins fonctionnels et esthétiques, tout en respectant les normes sismiques et de sécurité en vigueur. Ce projet marque une étape importante dans le développement urbain d'Oran.[40]



Figure 1.28: La Tour Galaxie à Oran[41].

1.8. CONCLUSION

La conception des bâtiments élancés nécessite un équilibre entre stabilité structurelle, performance sismique et esthétique. Leur vulnérabilité au vent et aux séismes exige des systèmes de contreventement efficaces. Ces dispositifs doivent être adaptés aux matériaux, aux formes architecturales et aux liaisons structurelles. Les systèmes mixtes béton-acier offrent une solution optimale en alliant robustesse, légèreté et flexibilité. Les exemples internationaux et algériens confirment l'importance d'une conception adaptée au contexte local. Cette revue établit les bases nécessaires à la compréhension des stratégies de modélisation. Elle prépare ainsi les développements des chapitres suivants.

Chapitre 2 :

Aspects réglementaires



2.1. INTRODUCTION

La sécurité des constructions face aux séismes repose en grande partie sur le respect de normes parasismiques rigoureuses, régulièrement mises à jour pour refléter les avancées scientifiques et les retours d'expérience. Le présent chapitre s'attache à explorer les principaux aspects réglementaires encadrant la conception et le dimensionnement des bâtiments soumis à des sollicitations sismiques, avec une attention particulière portée au Règlement Parasismique Algérien (RPA) dans sa version 2024. Cette réglementation intègre de nouvelles classifications des zones sismiques, des sols et des structures, tout en précisant les exigences liées aux déplacements admissibles, aux spectres de réponse, et aux efforts à prendre en compte pour le calcul des actions sismiques. L'analyse détaillée de ces prescriptions constitue une base essentielle pour garantir la performance et la stabilité des ouvrages dans des contextes à risque.

2.2. REGLEMENTATION PARASISMIQUE

Afin de minimiser au maximum les dégâts matériels et humains causés par les séismes, de nombreux règlements parasismiques ont vu le jour et sont en constante évolution pour mieux aider les concepteurs à faire des choix judicieux lors de la conception, le calcul et la mise en oeuvre des ouvrages. En général, ces règlements visent à ce que ces derniers soient capables de résister :

- A des séismes mineurs sans aucun dommage.
- A des séismes modérés avec des dommages négligeables dans les éléments structuraux et quelques désordres dans les éléments non structuraux.
- A des séismes majeurs avec quelques dommages structuraux et non structuraux sans qu'il y ait effondrement ou perte de stabilité de l'ouvrage [42].

Le respect de ces règles réduit considérablement le risque d'effondrement des constructions, sans pour autant le garantir. En effet, on a déjà constaté lors des séismes majeurs que des constructions conformes aux règles parasismiques soient sérieusement endommagées ou parfois même effondrées. Ceci dit, ces cas sont très rares, ce qui donne une bonne impression sur ces règles en vigueur et encourage les chercheurs à améliorer d'avantage ces derniers.

Actuellement, tous les règlements parasismiques existants imposent la prise en compte des actions sismiques dites accidentelles dans le dimensionnement des éléments qui constituent la structure. Plusieurs méthodes peuvent être employées quant à la détermination de ces actions[42].

2.2.1. Classification des zones sismiques selon RPA2024

Le Règlement Parasismique Algérien 2024 [43] introduit une nouvelle classification des zones sismiques, fondée sur des études probabilistes récentes de l'aléa sismique. Contrairement aux versions précédentes, il distingue six niveaux de zones, de la Zone 0 à la Zone VI (**Figure 2.1**), en fonction de l'accélération horizontale maximale probable ($a(g)$) au rocher, avec une période de retour de 475 ans (probabilité d'excès de 10 % en 50 ans), comme montre le **Tableau (2.1)**. Cette classification permet une meilleure prise en compte du risque réel et une adaptation plus précise des règles de conception parasismique.

L'objectif principal est de permettre une conception parasismique adaptée à chaque zone, en imposant des exigences croissantes en matière de dimensionnement, de matériaux et de détails constructifs au fur et à mesure que la sévérité sismique augmente.

Tableau 2.1 : Classification des zones sismiques selon RPA2024 [43].

| Zone | Sismicité | $a(g)$ au rocher (g) | Description |
|--------|------------------|-------------------------|--|
| 0 | Très faible | $a(g) \leq 0,04$ | Zone à risque très faible – aucune exigence parasismique obligatoire. |
| I | Faible | $0,04 < a(g) \leq 0,08$ | Secousses légères possibles – règles de base à respecter. |
| II | Faible à moyenne | $0,08 < a(g) \leq 0,12$ | Risque modéré – application de mesures parasismiques classiques. |
| III | Moyenne | $0,12 < a(g) \leq 0,16$ | Secousses notables – conception renforcée exigée. |
| IV | Moyenne à élevée | $0,16 < a(g) \leq 0,20$ | Forte sismicité – calculs avancés et exigences de ductilité nécessaires. |
| V & VI | Élevée | $a(g) > 0,20$ | Très forte sismicité – application stricte des normes parasismiques complètes. |

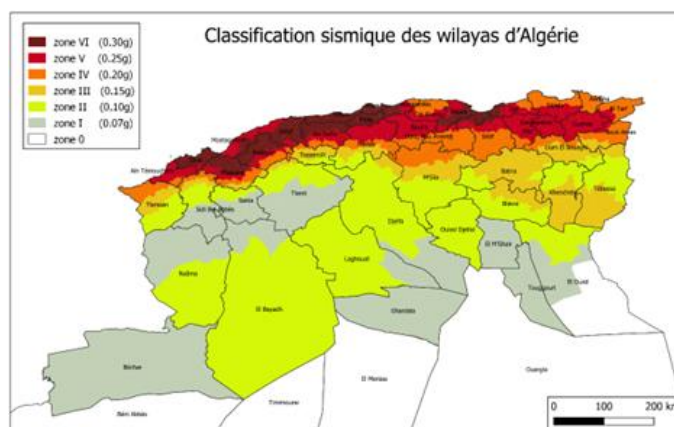


Figure 2.1 : Zonage sismique de l'Algérie selon RPA2024 [43].

2.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance

Le RPA2024 répartie la classification des ouvrages par importance en quatre groupes (1A, 1B, 2 et 3) (Tableau 2.2) selon leur usage, leur fréquentation et leur rôle stratégique. Cette continuité témoigne de la pertinence du classement initial, toujours adapté aux exigences de sécurité parasismique.

Tableau 2.2 : Classification des ouvrages[43]

| Groupes | Bâtiments |
|---------|--|
| (1A) | Ouvrages d'importance vitale |
| | - Bâtiments abritant les centres de décisions stratégiques, - Bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours et (ou) de défense nationale, - Bâtiments des établissements publics de santé...etc, |
| | Ouvrages de grande importance |
| (1B) | - Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes (mosquée, université, constructions sportives...) |
| (2) | Ouvrages courants ou d'importance moyenne |
| | - Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, - Parking de stationnement public... |
| (3) | Ouvrages de faible importance |
| | - Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faible valeur, - Bâtiments à risque limité pour les personnes, - Constructions provisoires |

2.2.3. Classification des bâtiments selon leur configuration géométrique

2.2.3.1. Régularité en plan

Les prescriptions de la régularité en plan selon le RPA2024 [43] sont :

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis les deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ✓ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4, La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction (Figure 2.2),
- ✓ Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

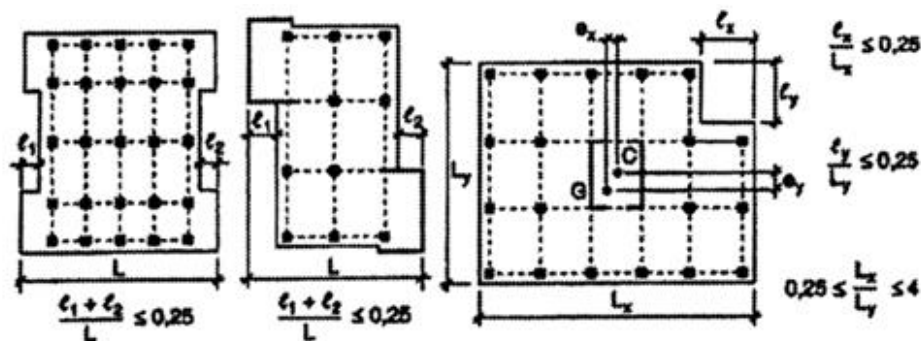


Figure 2.2 : Limites des décrochements en plan [43]

- ✓ Excentricités e_{ox} et e_{oy} doivent satisfaire :

$$e_{ox} \leq 0,30r_x, r_x \geq l_s \quad (2.1)$$

$$e_{oy} \leq 0,30r_y, r_y \geq l_s \quad (2.2)$$

avec :

- e_{ox} est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction x perpendiculaire à la direction de calcul considérée.

- e_{0y} est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction y perpendiculaire à la direction de calcul considérée.
- r_x et r_y : étant, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y , et I_s étant le rayon de giration massique du plancher en plan, illustres dans la Figure (2.3).

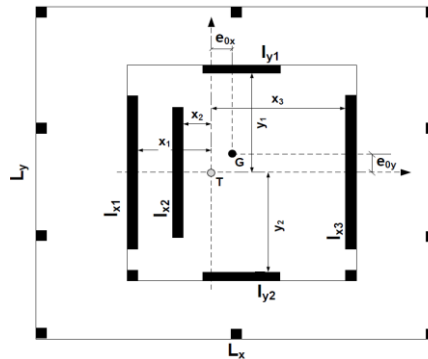


Figure 2.3 : Définition des différents paramètres [43]

2.2.3.2. Régularité en élévation

- ✓ Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation,
- ✓ Aussi bien la raideur, que la masse des différents niveaux doivent rester constantes ou diminuer progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment,
- ✓ Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur, La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension (Figure 2.4),

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc., pourront ne pas respecter les derniers réglets être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

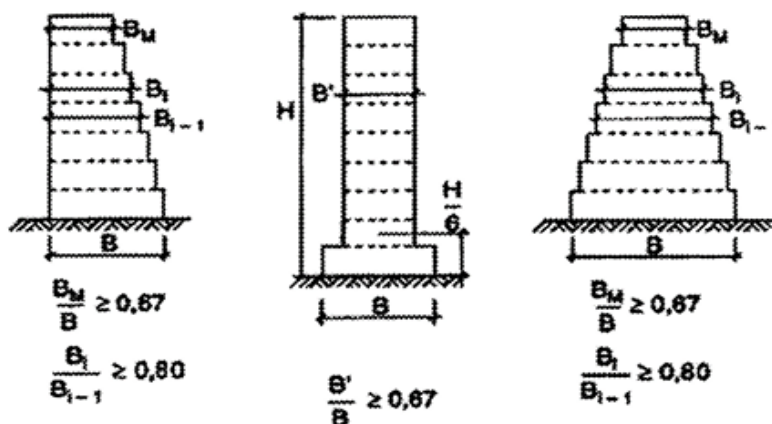


Figure 2.4 : Limites des décrochements en élévation [43]

2.2.4. Spectre de réponse de calcul du RPA2024

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie induite par le séisme, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, R, ainsi que d'un facteur de pondération dénommé facteur de qualité, Q_F [43].

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

$$\frac{S_{ad}}{g} = \begin{cases} A.I.S. \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right) & T_3 \leq T \leq 4 \text{ s} \end{cases} \quad (2.3)$$

Avec :

T : Période de vibration d'un système linéaire a un seul degré de liberté.

A : Coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S_1 pour la période de retour de non effondrement $T_r=475$ ans, donné par le Tableau (2.3).

Tableau 2.3 : Coefficient d'accélération de zone A selon RPA 2024 [43]

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

Les périodes caractéristiques du spectre de réponse, données par le Tableau (2.4), sont définies comme suit : T_1 représente la limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante, tandis que T_2 en marque la limite supérieure. Au-delà de cette zone, T_3 correspond à la période à partir de laquelle débute la branche à déplacement spectral constant.

Tableau 2.4 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique selon RPA 2024 [43]

| Zones sismiques | Périodes (s) | Sites | | | |
|-----------------|--------------|-------|-------|-------|-------|
| | | S_1 | S_2 | S_3 | S_4 |
| I, II et III | T_1 | 0,05 | 0,05 | 0,10 | 0,10 |
| | T_2 | 0,25 | 0,30 | 0,40 | 0,50 |
| | T_3 | 1,20 | 1,20 | 1,20 | 1,20 |
| IV, V et VI | T_1 | 0,10 | 0,10 | 0,15 | 0,15 |
| | T_2 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,70 |
| | T_3 | 2,00 | 2,00 | 2,00 | 2,00 |

S : coefficient de site, donné par le Tableau (2.5).

Tableau 2.5 : Valeurs du coefficient de site S selon RPA 2024 [43]

| Zones sismiques | S_1 | S_2 | S_3 | S_4 |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|
| I, II et III | 1 | 1,3 | 1,55 | 1,8 |
| IV, V et VI | 1 | 1,2 | 1,3 | 1,35 |

I : coefficient d'importance, donné par le Tableau (2.6).

Tableau 2.6 : Valeurs du coefficient d'importance I selon RPA 2024 [43]

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

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \quad (2.4)$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique, donné par le Tableau (2.7), fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Tableau 2.7 : Valeurs de ξ (%) selon RPA 2024 [43]

| Remplissage | Portiques | | Voiles ou Murs |
|-------------|------------|-------|-------------------------|
| | Béton Armé | Acier | Béton Armé / Maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

R : coefficient de comportement de la structure, donné par le Tableau (2.8).

Tableau 2.8 : Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA 2024 [43].

| Cat | Description du système de contreventement | Valeur de R |
|--|---|-------------|
| A) Structures en béton armé | | |
| 1 | Système à ossature | 5,5 (a) |
| 2 | Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature | 5,5 (a) |
| 3 | Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide | 3,5 (a) |
| 4 | Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles | 4,5 (b) |
| 5 | Système de contreventement constitué par des voiles | 4,5 (b) |
| 6 | Système à ossature à noyau ou à effet noyau | 3 (b) |
| 7 | Système en console verticale à masses réparties prédominantes | 3 (b) |
| 8 | Système en pendule inversé | 2 (c) |
| 9 | Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé | 1,5 (c) |
| B) Structures en acier | | |
| 10 | Ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isolé | 6,5 (a) |
| 11 | Ossature avec remplissage en maçonnerie rigide | 3 (a) |
| 12 | Ossature avec palées de contreventement à barres centrées | |
| 12a | Palées centrées | 4 (b) |
| 12b | Palées en V | 2,5 (b) |
| 13 | Ossature avec palées de contreventement à barres excentrées | |
| 13a | Palées en X | 4,5 (b) |
| 13b | Palées en V | 3,5 (b) |
| 14 | Système en pendule inversé | 2 (b) |
| C) Structures en profils formés à froid (PAF) | | |
| 15 | Contreventement en panneaux en PAF | 2 (b) |
| 16 | Contreventement en PAF, en diagonales tendues | 1,5 (c) |

| D) Structures en maçonnerie | | |
|--|--|---------|
| 17 | Maçonnerie porteuse chaînée | 2,5 (b) |
| E) Structures en bois | | |
| 18 | Consoles ; poutres à joints cantilevers | 1,5 (c) |
| 19 | Poutres, arcs à deux ou trois articulations, treillis à connecteurs à dents | 1,5 (c) |
| 20 | Voiles en ossature, diaphragmes cloués ou boulonnés, remplissage non porteur | 2 (b) |
| 21 | Portique hyperstatique, treillis avec assemblages boulonnés et brochés | 2,5 (b) |
| F) Autres structures | | |
| 22 | Ossature métallique avec contreventement par diaphragme | 2 (b) |
| 23 | Ossature métallique avec contreventement par noyau en béton armé | 2,5 (b) |
| 24 | Ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé | 3,5 (b) |
| 25 | Ossature métallique mixte : noyau en béton armé + palées métalliques périphériques | 2,5 (b) |
| 26 | Ossature métallique mixte (noyau en béton armé + ossature métallique) | 3,5 (b) |
| Les exposants (a), (b) et (c) font référence aux trois catégories de pondérations à prendre en compte selon le système structurel, la redondance, la géométrie des éléments constitutifs de la structure, ainsi que la régularité en plan et en élévation. | | |

Q_F : Facteur de qualité, déterminé par la formule suivante :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q \quad (2.5)$$

P_q : La pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau (2.9) ;

i : le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Tableau 2.9 : Valeurs des Pondérations P_q selon RPA 2024 [43]

| Catégorie | Critère, q | P_q | |
|-----------|--|---------|-------------|
| | | Observé | Non observé |
| (a) | 1. Régularité en plan | 0 | 0.05 |
| | 2. Régularité en élévation | 0 | 0.20 |
| | 3. Conditions minimales sur le nombre d'étages | 0 | 0.20 |
| | 4. Conditions minimales sur les travées | 0 | 0.10 |
| (b) | 1. Régularité en plan | 0 | 0.05 |
| | 2. Régularité en élévation | 0 | 0.20 |
| | 3. Redondance en plan | 0 | 0.05 |
| (c) | / | 0 | 0 |

Les spectres présentés, dans la Figure (2.5), sont utilisés pour évaluer les efforts sismiques appliqués aux structures dans le cadre d'une analyse modale spectrale. Ils sont représentés sous forme de courbes Accélération spectrale (S_a) en fonction de la période propre (T) de la structure. Ces spectres correspondent au RPA 2024 et sont classés en deux types :

- Le spectre de type 1 s'applique aux zones de sismicité moyenne à élevée (zones IV, V et VI),
- Le spectre de type 2 s'applique aux zones de sismicité faible à moyenne (zones I, II et III).

Dans les deux cas, le spectre est de nature élastique, mais il est réduit par le coefficient de comportement R pour tenir compte de la dissipation d'énergie et du comportement non linéaire de la structure.

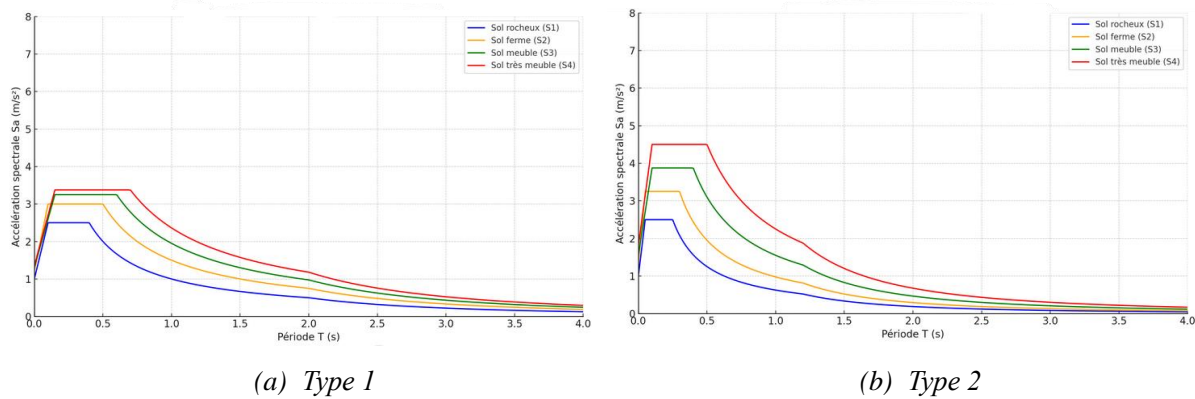


Figure 2.5 : Spectre de calcul du RPA2024-Zone III- selon le type de sol.

2.2.5. Calcul de la force sismique totale selon RPA 2024

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon la formule suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W \quad (2.6)$$

Avec :

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

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases} \quad (2.7)$$

Le coefficient λ traduit le fait que, dans Les batiments d'au mains 3 niveaux avec des degres de liberte de translation dans chaque direction horizontale, la masse modale effective du premier mode (fondamental) est inférieure, en moyenne de 15%, à la masse totale du bâtiment,

W : égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (2.8)$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne au Tableau (2.10).

Tableau 2.10: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i [43]

| Cas | Type d'ouvrage | ψ |
|-----|---|--------|
| 1 | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés | 0.30 |
| 2 | Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs | 0.40 |
| 3 | Entrepôts, hangars | 0.50 |
| 4 | Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiments recevant des équipements médicaux critiques | 1.00 |
| 5 | Autres locaux non visés ci-dessus | 0.60 |

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée. Elle peut être évaluée de diverses manières :

- La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ($T_{\text{empirique}}$) (Equation 2.9), ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (T_{calcul}).

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{3/4} \quad (2.9)$$

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

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau (2.11).

Tableau 2.11: valeurs du coefficient C_T [43].

| Cas | Système de contreventement | C_T |
|-----|---|-------|
| 1 | Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie | 0.075 |
| 2 | Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie | 0.085 |
| 3 | Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie | 0.050 |
| 4 | Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie | 0.050 |

- Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, les valeurs de (T_0), calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique (Equation 2.9).

La valeur maximale de la période fondamentale, à utiliser dans la méthode statique équivalente, est alors égale à ($1.3 T_{\text{empirique}}$). Le Tableau (2.12) donne les valeurs de la période, (T_0), à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V.

Tableau 2.12 : Valeur de la période (T_0) [43].

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

D'après le RPA2024 [43], la résultante des forces sismiques à la base ($V_{\text{Dynamique}}$) obtenue par la combinaison des valeurs modales doit représenter au moins 80% de la somme des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (V_{Statique}) pour une période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- $V_{\text{Dynamique}}$: Est la résultante des forces sismique à la base avec :

$$V_{\text{Dynamique}} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} .$$

- V_{Statique} : Est la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

2.3. JUSTIFICATIONS DE LA SÉCURITÉ

2.3.1. vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé selon le RPA2024 (Art. 4.5.2) [43] comme suit :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{eK} \quad (2.10)$$

δ_{eK} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement.

Q_F : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est calculé selon le RPA2024[43] comme suit :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (2.11)$$

➤ *Justification de non-effondrement*

Les déplacements relatifs latéraux Δ_k , d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser la limite $\overline{\Delta_k}$ donnée par le **Tableau (2.13)** (RPA2024 Art 5.10.1) [43] :

Tableau 2.13 : Valeurs limites des déplacements inter-étages [43].

| Type de Structure | Déplacement limite : Δ_k |
|---|---------------------------------|
| Bâtiments en Acier | 0,02 h_k |
| Bâtiments en Béton Armé | 0,015 h_k |
| Bâtiment en PAF | 0,01 h_k |
| Bâtiments en Bois | 0,015 h_k |
| Bâtiments en Maçonnerie Chaînée | 0,01 h_k |
| h_k : est la hauteur du niveau « k ». | |

➤ Justification de limitation des dommages

Les déplacements relatifs latéraux Δ_k , d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites suivantes (RPA2024 Art 5.10.2) [43]:

- ✓ pour les batiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixes a la structure :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq 0,005 \cdot h_k \quad (2.12)$$

- ✓ pour les batiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq 0,0075 \cdot h_k \quad (2.13)$$

v_A : Coefficient réducteur (est pris égal à 0,5).

2.3.2. vis à vis de l' effet P- Δ

L'effet P- Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré Figure (2.6).

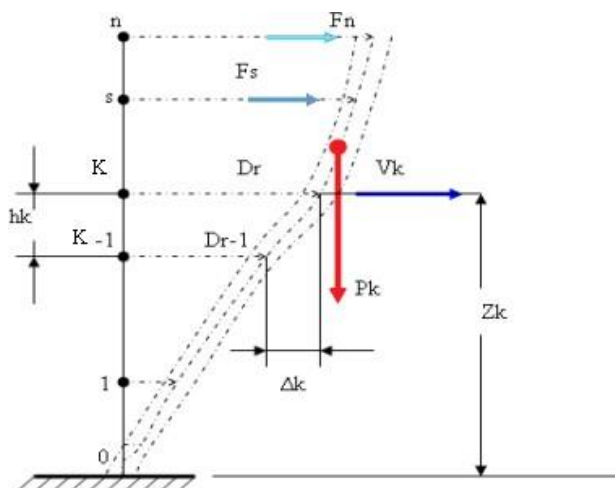


Figure 2.6 : Evaluation des effets du second ordre.

Selon le règlement parasismique Algérien RPA2024 (Art 5.9) [43], cette vérification prend en considération la flexibilité inter étages des constructions. Les effets du second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0,10 \quad (2.14)$$

Si $\theta_k < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

($P_k = P_i + P_{i+1}$)

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K ».

2.4. VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

2.4.1. Éléments de structure en béton armé

a) Poteaux

➤ Sollicitations normales

Selon RPA99/2024, pour limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,35 \quad (2.15)$$

où:

- N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

➤ Sollicitations tangentés

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, τ_{bu} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite, $\bar{\tau}_{bu}$:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad (2.16)$$

ou: ρ_d est égal a 0.075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal a 5; il est égal a 0.04, dans le cas contraire.

b) Voile

➤ Sollicitations normales

Selon RPA99/2024, pour limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,4 \quad (2.17)$$

➤ Contraintes de compression σ

Elle est vérifiée à la base du voile selon la relation suivante :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I} \leq 0,6 f_{c28} \quad (2.18)$$

Où :

$Net M$: sont respectivement les sollicitations de calcul sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

B : est la section transversale du voile,

V : est la distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : est le moment d'inertie du voile.

➤ Contraintes de cisaillement τ_b

Elle est vérifiée en utilisant la relation suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_o d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \quad (2.19)$$

Avec

$$\bar{V} = 1,4. V_u$$

b_o : est l'épaisseur du voile,

d : est la hauteur utile égal à $0,9.h$

$\bar{\tau}_b$: est la contrainte admissible du béton.

2.4.2. Élément résistants en Charpente Métallique

a) Poutres

Il convient de vérifier que Les poutres disposent d' une sécurité suffisante, vis-a-vis de la ruine par flambement latéral ou par déversement, conformément aux règles CCM, en supposant que le moment plastique se forme a une extrémité de la poutre (l'extrémité la plus sollicitée dans la situation sismique de calcul).

$$\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0 \quad (2.20)$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15 \quad (2.21)$$

$$\frac{V_{G,sd} + V_{M,sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5 \quad (2.22)$$

Avec :

- N_{sd} : valeur de calcul de l'effort axial
- M_{sd} : valeur de calcul du moment fléchissant
- $N_{pl,Rd}$; $M_{pl,Rd}$; $V_{pl,Rd}$ valeurs de calcul des efforts et moments résistants plastique , conformément aux règles CCM .
- $V_{G,sd}$ valeur de calcul de l'effort tranchant dû aux actions non sismiques

- $V_{M,sd}$ valeur de calcul de l'effort tranchant dû à l'application des moments résistants $M_{Rd,A}$ et $M_{Rd,B}$ avec des signes différents aux extrémités A et B de la poutre .

b) Poteaux

Les poteaux doivent être vérifiés en compression , en prenant en compte la combinaison la plus défavorables de l'effort normal et des moments fléchissant . pour les vérifications , il convient de calculer N_{sd} et V_{sd} comme suit :

$$N_{sd} = N_{sdG} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{sd,E} \quad (2.23)$$

$$M_{sd} = M_{sdG} + 1.1\gamma_{ov}\Omega M_{sd,E} \quad (2.24)$$

$$V_{sd} = V_{sdG} + 1.1\gamma_{ov}\Omega V_{sd,E} \quad (2.25)$$

Avec :

- N_{sdG} (M_{sdG} V_{sdG}) : effort de compression (respectivement , moment fléchissant et effort tranchant) dans le poteau , dû aux actions non sismique incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul
- N_{sdE} (M_{sdE} V_{sdE}) : effort de compression (respectivement , moment fléchissant et effort tranchant) dans le poteau dû à l'action sismique de calcul .
- γ_{ov} : coefficient de sur-résistance de matériau qui prend en compte l'éventualité d'une limite d'élasticité réelle de l'acier supérieure à la limite d'élasticité normale : la valeur est prise égale à $\gamma_{ov} = 1.25$ sauf justification spécifique .
- Ω : valeur minimale de $\Omega_i = \frac{M_{pl,Rd,i}}{N_{sd,i}}$ de toutes les poutres dans les quelles se situent des zones dissipatives ; $M_{sd,i}$ est la valeur de calcul du moment fléchissant , dans la poutre i dans la situation sismique de calcul , et $M_{pl,Rd,i}$ est le moment plastique correspondant .

c) Diagonales

Pour les diagonales des palées en X , il convient de limiter l'élançement réduit . défini dans les règles CCM ($\bar{\lambda} \leq 2$) afin d'éviter une dégradation trop rapide par suite de flambement répété. Il convient également de limiter . Inférieurement , l'élançement réduit par la condition ($\bar{\lambda} \leq 1.3$) pour conserver une certaine souplesse rendant possible la plastification des diagonales tendues .

Il convient de limiter l'effort de traction N_{sd} à la résistance plastique de calcul $N_{pl,Rd}$ de la section brute.

Dans les contreventements en V , il convient de dimensionner les diagonales comprimées vis-à-vis de la résistance en compression , conformément aux règles CCM . la condition d'élançement réduit des diagonales se limite simplement à ($\bar{\lambda} \leq 2$).

Pour les assemblages entre les diagonales de contreventement et tout autre élément , il convient de satisfaire à la condition de sur-résistance :

$$R_d \geq 1.20 N_{pl,Rd} \quad (2.26)$$

Avec :

- R_d : Résistance de l'assemblage .
- $N_{pl,Rd}$: résistance plastique de calcul de la section brute (en traction et en compression) de la diagonale de contreventement .

2.5. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de mettre en lumière les évolutions majeures introduites par le RPA 2024 en matière de conception parasismique. L'introduction de nouvelles classifications des zones sismiques, fondées sur des analyses probabilistes actualisées, permet une meilleure adaptation des règles de dimensionnement aux conditions locales. Les exigences relatives à la régularité géométrique des bâtiments, aux limites de déplacement inter-étages et à la prise en compte des effets P- Δ renforcent la fiabilité du comportement structural face aux séismes. Par ailleurs, la distinction claire des coefficients de comportement selon les types de structures, ainsi que l'intégration du facteur de qualité (Q_F), soulignent l'importance accordée à la ductilité, la redondance et la régularité structurelle. En somme, l'ensemble de ces prescriptions vise à renforcer la résilience du bâti, en tenant compte de la nature des sols, de la configuration architecturale et du niveau de sollicitation sismique, et constitue un socle incontournable pour toute démarche d'ingénierie structurale en zone sismique.

Chapitre 3:

*Présentation d'un bâtiment élancé
à noyau central selon différents
systèmes de contreventement*

3.1. INTRODUCTION

Dans cette partie, un bâtiment élancé à rez-de-chaussée plus dix-neuf étages avec deux sous-sols sera présenté en utilisant les systèmes de contreventement mixte (acier-béton). Pour évaluer la performance de ces derniers vis-à-vis des charges latérales dues au séisme, trois variantes seront introduites selon la configuration et l'emplacement des contreventements tout en respectant les principes de base d'une conception parasismique selon la réglementation en vigueur. L'analyse des différentes variantes sera menée en utilisant le logiciel aux éléments finis ETABS développé spécialement pour les structures de bâtiments.

3.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE A ANALYSER

L'ouvrage étudié dans le cadre de ce mémoire est un immeuble de bureaux à structure mixte (béton-acier), comportant 20 niveaux hors-sol et deux niveaux de sous-sol destiné au stationnement. Il s'agit d'un bâtiment élancé, de forme rectangulaire en plan, avec une hauteur totale de 80 mètres, incluant les sous-sol. L'emprise au sol est de $34.8 \times 20.2 \text{ m}^2$, soit une surface de $702,96 \text{ m}^2$ par niveau.

Ce projet a été sélectionné pour sa complexité structurelle et sa représentativité des défis rencontrés dans la conception sismique des bâtiments de grande hauteur. L'ossature porteuse principale est constituée d'un noyau central rigide en béton armé, assurant le contreventement vertical, entouré d'un réseau de poteaux et de poutres en acier répartis en périphérie et dans la trame intérieure du bâtiment. Cette organisation structurelle permet de concentrer les éléments rigides dans le noyau, tout en laissant une grande flexibilité d'aménagement autour, grâce à l'usage de l'acier pour les éléments horizontaux et verticaux secondaires.

Ce système mixte tire parti des avantages de chaque matériau :

- La rigidité et la résistance à la compression du béton armé pour le noyau,
- La légèreté et la rapidité de mise en œuvre de l'acier pour les poutres et poteaux.

✓ **Détails :**

- Longueur totale: 34.8 m
- Largeur totale (sans les balcons): 20.2 m
- Hauteurs du RDC $h = 4.00 \text{ m}$
- Hauteur de l'étage courant: $h = 3.4 \text{ m}$.

- Hauteur totale: $h = 76.6$ m.
- Hauteur des sous-sols (2SS): $h = 8.00$ m.

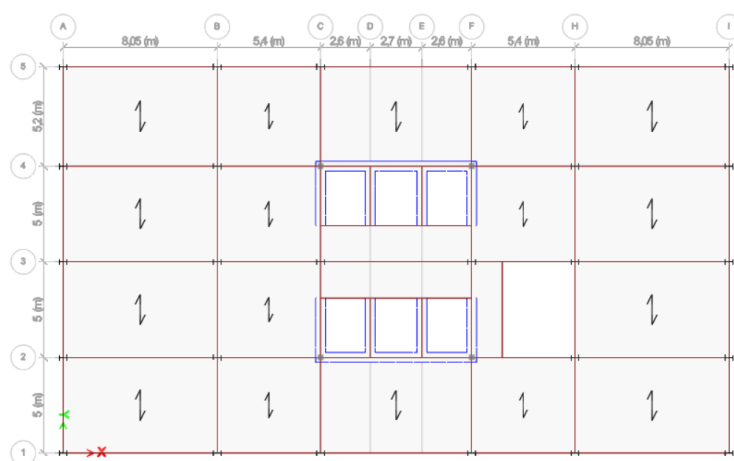
3.2.1. Variantes à étudier : (Système structural mixte)

Le choix des variantes étudiées dans ce travail s'appuie sur les exigences du Règlement Parasismique Algérien – RPA 2024 [43]. Ce dernier définit les critères de conception et de dimensionnement des structures en zone sismique, ce qui permet de garantir la sécurité et la conformité des solutions retenues.

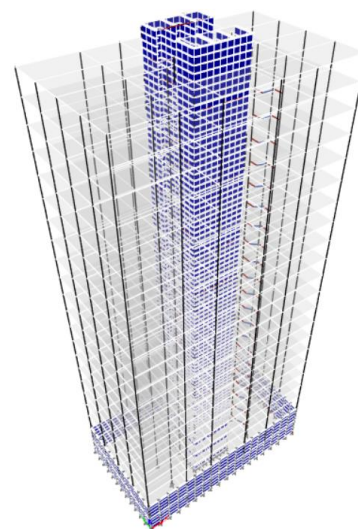
➤ Un noyau en BA : « VAR-N »

Le système " VAR-N " combine un noyau central en voile en béton armé et un système de poutres/poteaux en charpente métallique. Selon le RPA2024 [43] le système de contreventement sera assuré par une structure à ossature métallique avec contreventement par noyau ou à effet noyau en béton armé. Le noyau en voile, généralement en béton, assure la stabilité du bâtiment face aux forces horizontales, comme celles générées par les séismes. Il concentre et répartit les efforts sismiques pour éviter les déformations et la torsion.

Les poutres/poteaux métalliques sont utilisées pour reprendre uniquement les charges verticales (comme le poids des étages et des équipements). Les poutres sont articulées aux poteaux, ce qui permet à la structure de rester flexible sous certaines conditions. Ce système optimise la résistance aux forces horizontales tout en maintenant une gestion efficace des charges verticales, et il est particulièrement adapté aux bâtiments élevés ou situés dans des zones sismiques.[39]



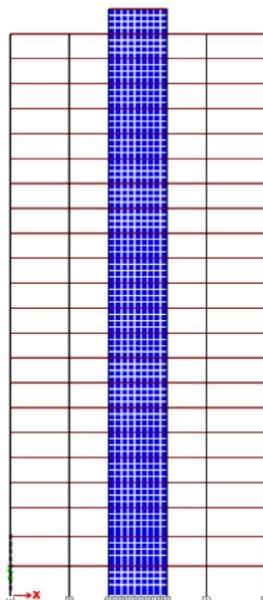
(a) Vue en plan de l'étage courant



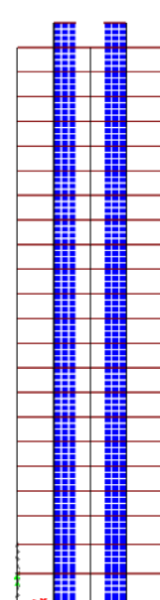
(b) Vue en 3D



(c) Élévation Axe (1)



(d) Élévation Axe (2)



(e) Élévation Axe (c)

Figure 3.1 : Présentation de la variante « VAR-N ».

➤ **Un noyau en BA + des portiques en CM au niveau des façades : « VAR-N-P »**

Le système " VAR-N-P " combine un noyau de voiles en béton armé pour la résistance aux forces horizontales et des portiques en charpente métallique sur les façades. Selon le RPA2024 [43], le système de contreventement sera assuré par une structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de portiques métalliques en périphérie. Dans ce système, les poutres des façades sont encastrées aux poteaux, formant ainsi des portiques auto-stables. Cette configuration apporte une rigidité supplémentaire par rapport

au système précédent, offrant ainsi une meilleure résistance aux forces latérales tout en maintenant une gestion efficace des charges verticales. Ce système est particulièrement adapté aux bâtiments nécessitant une stabilité accrue, notamment en cas de forces sismiques ou de vent.[39]

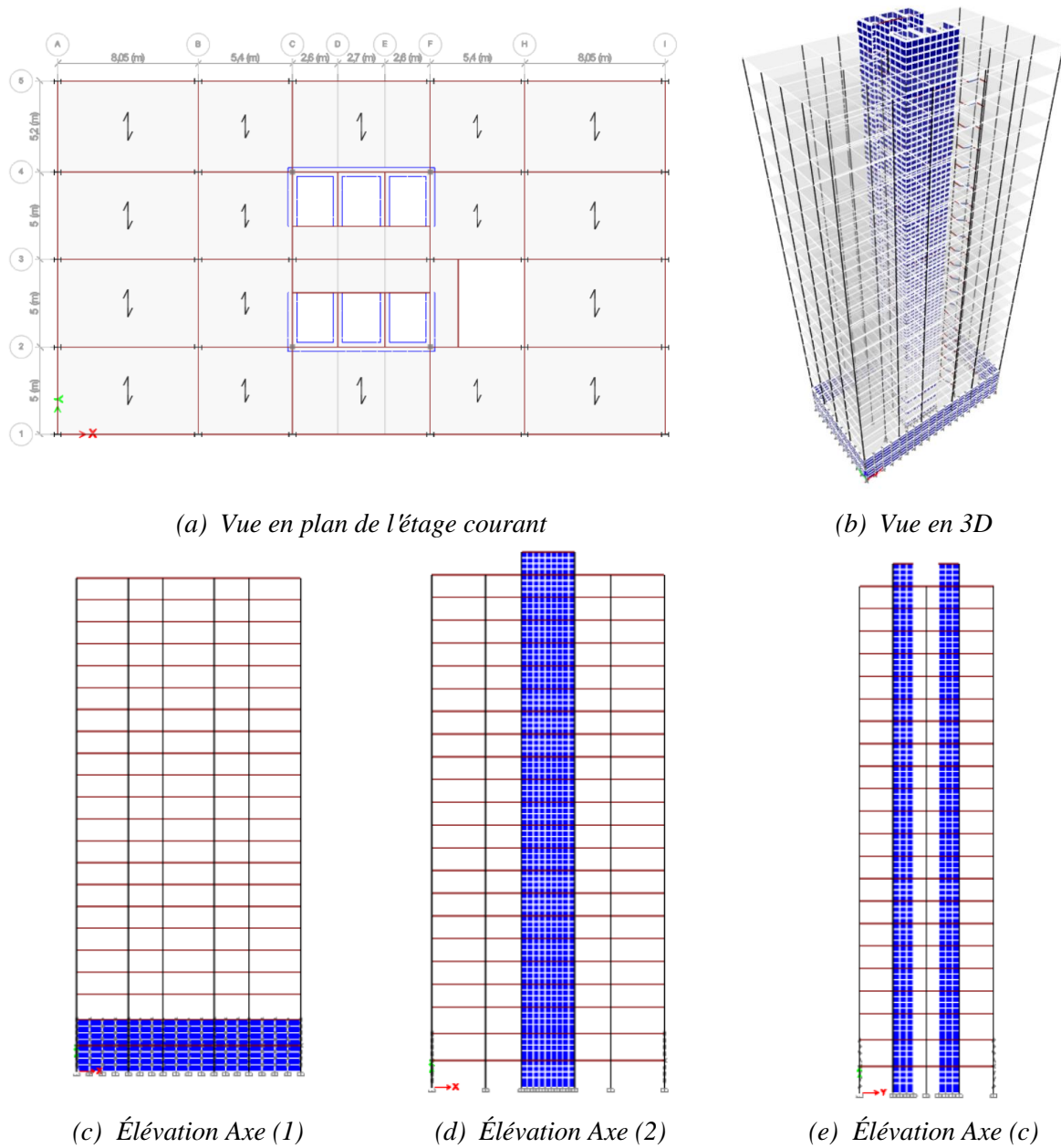
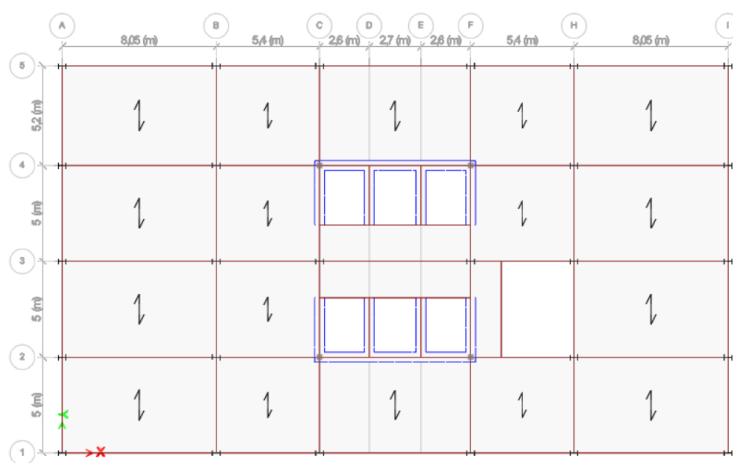


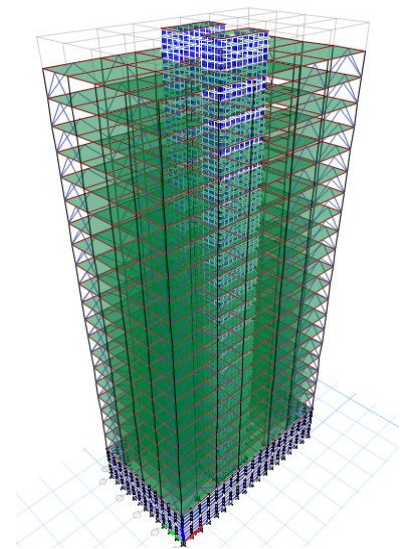
Figure 3.2: Présentation de la variante « VAR-N-P ».

➤ **Un noyau en BA + des palées de stabilités au niveau des façades : « VAR-N-PAL »**

Selon le RPA2024 [43], le système "VAR-N-PAL" assure le contreventement sismique par une structure à ossature métallique mixte composé d'un noyau en béton armé et des palées de stabilité métalliques en V inversé en périphérie. Par rapport au système précédent, les portiques en charpente métallique sont utilisées pour reprendre uniquement les charges verticales (comme le poids des étages et des équipements). Les poutres sont articulées aux poteaux, ce qui permet à la structure de rester flexible sous certaines conditions, qui offrent une rigidité supérieure. Les palées en V inversé permettent une meilleure répartition des forces latérales, offrant ainsi une stabilité accrue. Ce système est particulièrement efficace pour les bâtiments nécessitant une très grande résistance aux forces horizontales, notamment dans des zones sismiques ou exposées au vent.[39]



(a) *Vue en plan de l'étage courant*



(b) *Vue en 3D*

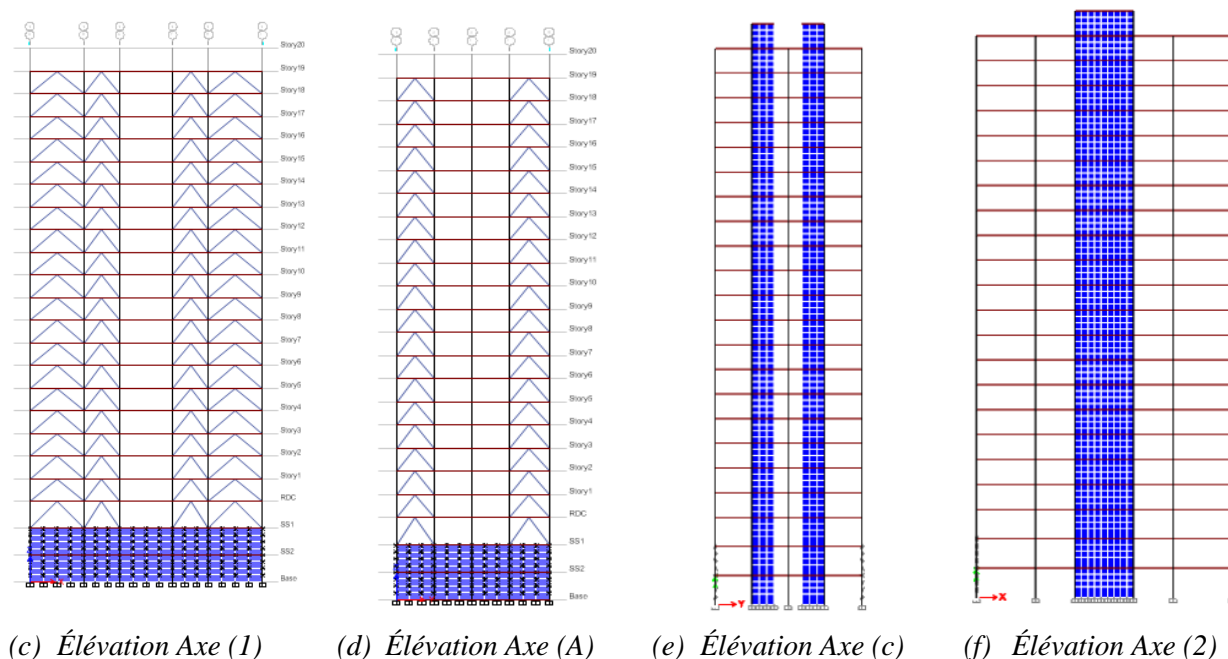


Figure 3.3: Présentation de la variante « VAR-N-PAL ».

3.2.2. Matériaux utilisés

Pour toutes les variantes, les deux matériaux utilisés ont les caractéristiques suivantes :

Tableau 3.1 : Caractéristique des matériaux.

| Caractéristiques | Béton | Acier |
|--|-------------------|-------------------|
| - Contraintes f_{c28} et f_y en [MPa] | 30 | 275 |
| - Poids volumique ρ en [KN/m ³] | 30 | 78,5 |
| - Module d'élasticité longitudinal E en [KN/m ²] | $3,2 \times 10^7$ | $2,1 \times 10^8$ |
| - Module de young μ | 0,2 | 0,3 |

3.2.3. Les sections utilisées

Pour les trois structures, les dimensions des éléments structuraux (Poteaux, poutres, noyau et voile périphérique) sont identiques, par contre la section des diagonales adoptée est utilisée uniquement pour la variante « VAR-N-PAL ». les dimensions sont résumées par le tableau ci-dessous :

Tableau 3.2 : Sections des poteaux et poutres utilisées pour les différentes variantes.

| Poteaux Libres | | Poteaux Noyau | | Poutres | | Voiles | | Diagonales |
|------------------|-------------------------------|---------------------------------------|--|---------|---------|-----------------------|-----------|------------|
| étage | Section | étage | Section | Type | Section | Type | Epaisseur | Section |
| SS – 6 7 – 13 | HEM 600 HEB 500 HEB 400 | SS – 3 4 – 9 10 – 14 15 – 20 | 90 x 90 70 x 70 50 x 50 30 x 30 | P.P | IPE 450 | Noyau | 50 | HEA 200 |
| | | | | P.N.P | IPE 400 | | | |
| | | | | P.Pal | IPE 330 | | | |
| | | | | P.CH | IPE 330 | | | |
| 14 – 19 | HEB 400 | 10 – 14 15 – 20 | 50 x 50 30 x 30 | Noyau | | Voile périphérique | 20 | |
| | | | | P.P | 40 x 55 | | | |
| | | | | P.N.P | 40 x 45 | | | |
| | | | | P.CH | 30 x 40 | | | |

3.3. CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES D'EXPLOITATION

3.3.1. Charges permanentes G

Les charges permanentes, désignées par G, correspondent aux charges constantes supportées en permanence par la structure. Elles comprennent notamment le poids propre des éléments constructifs comme les planchers, les murs et les escaliers. Le **Tableau (3.3)** présente la répartition des charges permanentes adoptées pour les différents éléments du bâtiment.

Tableau 3.3 : Charges permanentes pour les différents systèmes

| Eléments | | Charge G [KN/m ²] |
|---------------|-----------------|-------------------------------|
| Terrasse | | 6,15 |
| Etage courant | | 5,8 |
| Dalle pleine | | 6,15 |
| Dalle machine | | 6,25 |
| Mur | | 2,37 |
| Escaliers | volée | 10,14 |
| | Palier de repos | 5,7 |

3.3.2. Charge d'exploitation

Les charges d'exploitation, notées Q, sont les charges variables induites par l'utilisation du bâtiment (mobilier, usagers, équipements temporaires, etc.). Ces valeurs sont déterminées en fonction des normes en vigueur, notamment le DTR BC 2.2 [73]. Le **Tableau (3.4)** précise les surcharges retenues pour différents types de planchers.

Tableau 3.4 : Charges d'exploitation pour les différents systèmes

| Eléments | Surcharge d'exploitation Q (KN/m ²) |
|-----------------------|---|
| Terrasse inaccessible | 1 |
| Étage courant | 2,5 |
| RDC | |
| Sous-sol | |
| Dalle pleine | 1,5 |
| Dalle machine | 1 |
| Escaliers | 2,5 |

3.3.3. Charges spécifiques de l'ascenseur

L'ascenseur représente un cas particulier de chargement, avec des charges localisées et linéiques ayant un impact significatif sur les voiles du noyau et les planchers. Le **Tableau (3.5)** distingue entre les charges permanentes (rails, câbles, moteur) et les charges d'exploitation (position variable de la cabine).

Tableau 3.5 : Charges de l'ascenseur des différents systèmes.

| Charges | Type | Position verticale (m) | Valeur | Élément structurel |
|--------------|-----------------------------------|------------------------|----------|----------------------|
| Permanente | Charge linéique – rails et câbles | 0 à 60 (plein noyau) | 1.5 kN/m | Voiles du noyau |
| | Charge ponctuelle – moteur | 60 (niveau R+20) | 15 kN | Dalle technique R+20 |
| Exploitation | Charge ponctuelle – cabine | 3 (R+1) | 10 kN | Dalle R+1 |
| | Charge ponctuelle – cabine | 15 (R+5) | 10 kN | Dalle R+5 |
| | Charge ponctuelle – cabine | 30 (R+10) | 10 kN | Dalle R+10 |
| | Charge ponctuelle – cabine | 45 (R+15) | 10 kN | Dalle R+15 |

3.4. BILAN DES MASSES

W: poids sismique total du Bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque Niveau **i**

$$W = \sum_{i=1}^n w_i ; n \text{ étant le nombre de niveaux}$$

Où:

$$W_i = W_{Gi} + \Psi \cdot W_{Qi} . \text{ pour tout niveau } i \text{ de la structure .}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure .

W_{Qi} : Charges d'exploitation

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

Conformément au Tableau (4.2) du Règlement Parasismique Algérien RPA2024, applicable aux bâtiments à usage d'habitation, le coefficient d'amortissement Ψ est fixé à 0,3.

Les coordonnées du centre de gravité sont déterminées à l'aide des expressions suivantes :

$$X_{CG} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad \text{et} \quad Y_{CG} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n W_i}$$

Le centre de rigidité est, quant à lui, évalué en fonction de la configuration des contreventements. Ces données ont été obtenues par le biais du logiciel ETABS, suite à la modélisation et à l'analyse des différentes configurations structurelles.

Les résultats relatifs aux masses, aux centres de masse ainsi qu'aux centres de rigidité sont synthétisés dans le tableau suivant :

Tableau 3.6 : Résultats des masses, des centres de masses et des centres de rigidité

| Variantes | Masse (t) | Centre de masse (m) | | Centre de rigidité (m) | |
|-----------|-----------|---------------------|-------|------------------------|-------|
| | | X | Y | X | Y |
| VAR-N | 17912.41 | 17.25 | 10.14 | 17.25 | 10.12 |
| VAR-N-P | 17912.41 | 17.41 | 10.02 | 17.41 | 10.1 |
| VAR-N-PAL | 18309.45 | 17.4 | 10.03 | 17.4 | 10 |

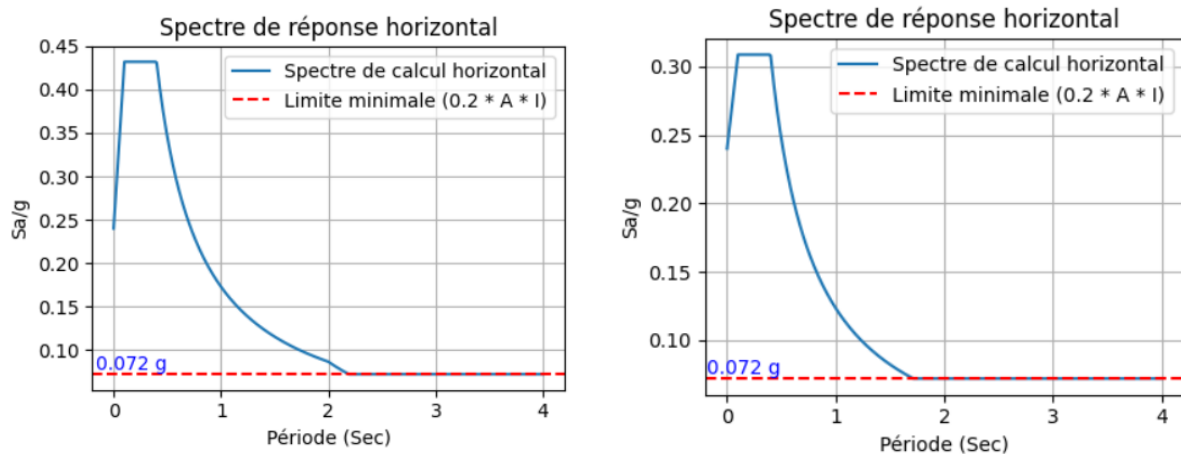
3.5. PARAMETRES SISMIQUES

Pour l'analyse dynamique des variantes proposées, les paramètres sismiques utilisés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3.7 : Les paramètres sismiques.

| Paramètres | Variables | | | | | |
|---|--------------------------------|------|---------|------|-----------|------|
| - Zone | VI | | | | | |
| - Groupe d'usage | 1B | | | | | |
| - Classe du sol | S1 | | | | | |
| - Coefficient de comportement R (selon le type de contreventement) | VAR-N | | VAR-N-P | | VAR-N-PAL | |
| | 2,5 | | 3,5 | | 2,5 | |
| - Facteur de qualité Q_F | X | Y | X | Y | X | Y |
| | 1.2 | 1.25 | 1.2 | 1.25 | 1.2 | 1.25 |
| - Facteur d'amortissement η ξ (amortissement critique) | $\eta = 0,76$ ($\xi = 10\%$) | | | | | |

Selon les paramètres sismiques décrits dans le Tableau (3.7), les spectres correspondants sont donnés par les Figures ci-après :



(a) $R = 2,5$

(b) $R = 3,5$

Figure 3.4: Spectre de réponse de calcul selon RPA2024.

3.6. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de présenter un bâtiment élancé à noyau central, étudié selon trois variantes de systèmes de contreventement mixtes associant béton armé et charpente métallique. En conformité avec les exigences du RPA2024, chaque variante a été modélisée en tenant compte de la disposition des éléments porteurs, des matériaux utilisés, ainsi que des sections structurelles adoptées. Les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les cas particuliers tels que les charges liées à l'ascenseur ont été définis et répartis selon les éléments du bâtiment.

L'ensemble de ces données prépare le terrain pour le chapitre suivant, qui se concentrera sur l'analyse sismique détaillée des trois configurations structurelles, dans le but de comparer leurs performances et d'identifier la solution la plus efficace en termes de sécurité et de stabilité face aux sollicitations sismiques.

Chapitre 4 :

Résultats et discussion



4.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente les résultats de l'analyse dynamique de la structure du bâtiment modélisé et décrit dans le chapitre précédent. Afin d'évaluer la performance sismique des différentes variantes de systèmes de contreventement mixte étudiées, une approche comparative a été adoptée. L'analyse sismique a été réalisée selon les prescriptions du RPA 2024, en prenant en compte les caractéristiques modales de la structure et les efforts induits par le séisme.

Les comparaisons entre les différentes configurations de contreventement portent sur les critères suivants :

- Les périodes propres de vibration
- Les efforts tranchants
- Déplacements relatifs inter-étages
- Les effets du second ordre (effet P- Δ)
- Les efforts normaux réduits

Cette analyse vise à identifier la configuration la plus efficace en termes de comportement dynamique et de sécurité sismique.

4.2. MODELISATION

Dans le cadre de cette étude, une structure de type bâtiment à usage courant composée de 20 étages en superstructure (R+19) et de deux niveaux de sous-sol (2SS) a été modélisée à l'aide du logiciel **ETABS 2018 (Figure 4.1)**, reconnu pour sa performance dans l'analyse et la conception des structures de bâtiment. Le système de contreventement adopté est mixte, combinant la résistance et la ductilité d'un noyau en béton armé avec la légèreté et la rapidité de mise en œuvre des contreventements en profilés métalliques. Cette configuration vise à améliorer la performance sismique du bâtiment tout en optimisant la répartition des efforts horizontaux. La modélisation prend en compte les propriétés mécaniques réelles des matériaux, les sections transversales définies selon les normes, ainsi que les conditions aux limites réalistes représentant les liaisons sol-structure.

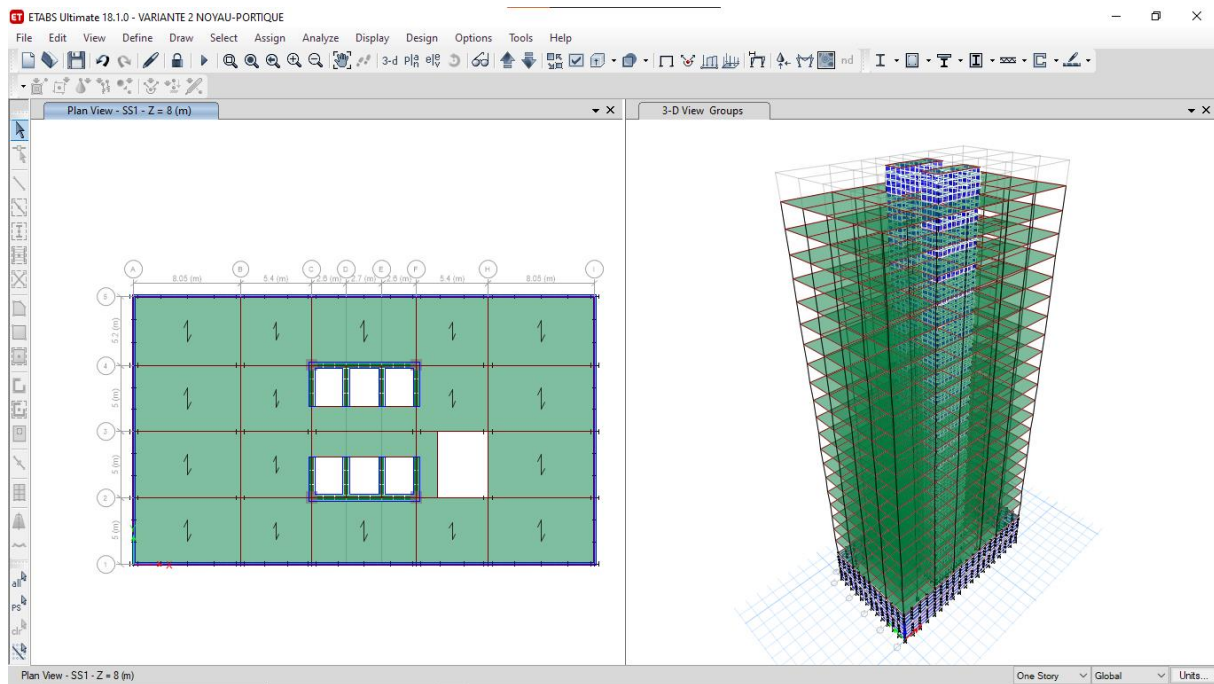


Figure 4.1 : Modélisation de la structure selon ETABS 2018.

Les principales étapes de la modélisation sont les suivantes :

- **Définition des matériaux** : béton armé (selon les classes de résistance courantes) et acier pour les armatures et éventuels éléments métalliques.
- **Attribution des sections transversales** aux éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles, dalles).
- **Modélisation des planchers** par des **diaphragmes rigides**, afin de garantir un transfert horizontal des efforts vers les éléments de contreventement.
- **Hypothèses de modélisation** : fondations encastrées, libérations des extrémités des poteaux dans certaines variantes pour simuler un comportement en cadre déformable.
- **Définition des charges verticales** permanentes et variables selon le RPA 2024.
- **Ajout des cas de charges sismiques**, via la méthode d'analyse modale spectrale, avec un spectre de réponse défini conformément aux exigences du RPA 2024 pour la zone sismique concernée.

Cette modélisation a permis d’obtenir les caractéristiques dynamiques essentielles (périodes propres, formes modales, efforts internes, déplacements, etc.) nécessaires à l’analyse comparative des différentes variantes de contreventement étudiées dans ce travail.

4.3. RESULTATS ET DISCUSSION

4.3.1. Vérification des critères de régularité

➤ **Régularité en plan** : A partir des plans d’architecture on vérifie les conditions :

a) Selon le sens X Les dimensions des travées depuis le centre vers la gauche et la droite **sont parfaitement symétriques****CV**

Et le selon le sens Y, le plan **est symétrique** en disposition des éléments porteurs par contre il **n’est pas symétrique** en dimensions**CNV**

b) $\frac{L_{longueur}}{L_{largeur}} = \frac{34.8}{20.2} = 1,72 < 4$ **CV**

Décrochement suivant X et Y : aucun **CV**

c) $\frac{S_{ouverture}}{S_{totale}} = \frac{65.48}{702.96} = 9.3 \% < 15\%$ **CV**

d) Vérification de l’excentricité :

Tableau 4.1 : Vérification de l'excentricité selon RPA 2024[43]

| Variantes | Centre de masse (m) | | Centre de rigidité (m) | | Éxcentricité (m) | | Vérification | |
|-----------|---------------------|----------|------------------------|----------|------------------|----------|-----------------------|-----------------------|
| | X_{CM} | Y_{CM} | X_{CR} | Y_{CR} | e_{ox} | e_{oy} | $e_{ox} \leq 0,30r_x$ | $e_{oy} \leq 0,30r_y$ |
| | | | | | | | $r_x \geq l_s$ | $r_y \geq l_s$ |
| VAR-N | 17.25 | 10.14 | 17.25 | 10.12 | 0 | 0,015 | CV | CV |
| VAR-N-P | 17.41 | 10.02 | 17.41 | 10.1 | 0 | 0.08 | CV | CV |
| VAR-N-PAL | 17.4 | 10.03 | 17.4 | 10 | 0 | 0.03 | CV | CV |

$$\begin{cases} r_x = \sqrt{\frac{\sum [x_i^2 \cdot I_{xi} + y_i^2 \cdot I_{yi}]}{\sum I_{xi}}} = 25.28 \\ r_y = \sqrt{\frac{\sum [x_i^2 \cdot I_{xi} + y_i^2 \cdot I_{yi}]}{\sum I_{yi}}} = 111.33 \\ l_s = \sqrt{\frac{\sum m_j (x_j^2 + y_j^2)}{\sum m_j}} = 20.02 \end{cases}$$

$\sum m_j$: masse du plancher.

$\sum m_j (x_j^2 + y_j^2)$: moment d'inertie polaire du plancher.

Avec : r_x et r_y sont respectivement les rayons de torsion suivant X et Y.

l_s : est le rayon de giration massique du plancher en plan.

A partir des résultats trouvés ci- dessus, le bâtiment est classé **régulier** en plan suivant X, et il est **irrégulier en plan** suivant Y selon RPA2024.

➤ **Régularité en élévation**

a) Tous les éléments porteurs verticaux sont continus jusqu'à la fondation,

Sens X

$$\frac{B_M}{B} = \frac{34.8}{34.8} = \mathbf{1} \geq 0,67 \dots\dots\dots \mathbf{CV.}$$

Sens Y

$$\frac{B_M}{B} = \frac{20.2}{20.2} = \mathbf{1} \geq 0,67 \dots\dots\dots \mathbf{CV.}$$

b) On doit vérifier la condition suivante : $\frac{m_i / K_{i,x/y}}{m_{i-1} / K_{i-1,x/y}} \leq 0,25$

Tableau 4.2 : Vérification de la rigidité des étages selon le sens XX.

| VAR | Mi (KN) | Ki (KN/m) | $\frac{m_i / K_{i,y}}{m_{i-1} / K_{i-1,y}}$ | ≤ 0,25 |
|-----------|----------|-----------|---|--------|
| VAR-N | 16551.62 | 104456.67 | 0.83 | CNV |
| | 17115.51 | 104497.42 | | |
| VAR-N-P | 16551.62 | 127404 | 0.83 | CNV |
| | 17115.51 | 127410 | | |
| VAR-N-PAL | 16574.58 | 179633.75 | 0.96 | CNV |
| | 17161.51 | 179667.08 | | |

Tableau 4.3 : Vérification de la rigidité des étages selon le sens YY.

| VAR | Mi (KN) | Ki (KN/m) | $\frac{m_i/K_{i,y}}{m_{i-1}/K_{i-1,y}}$ | ≤ 0,25 |
|-----------|----------|-----------|---|--------|
| VAR-N | 16551.62 | 104456.67 | 0.97 | Cnv |
| | 17115.51 | 104497.42 | | |
| VAR-N-P | 16551.62 | 127404 | 0.97 | Cnv |
| | 17115.51 | 127410 | | |
| VAR-N-PAL | 16574.58 | 179633.75 | 0.96 | Cnv |
| | 17161.51 | 179667.08 | | |

A partir des résultats trouvés ci-dessus, le bâtiment est classé *irrégulier en élévation* dans les deux directions sismiques selon RPA2024.

4.3.2. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale d'une structure représente la durée d'un cycle complet de vibration propre en réponse à un séisme. Elle constitue un paramètre essentiel dans l'évaluation des actions sismiques selon RPA2024. La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique ($T_{\text{empirique}}$) suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 72^{3/4} = 1,24 \text{ s}$$

Choix de la période :

| Cas | Période à utiliser |
|--|---------------------------------|
| $T_{\text{calcul}} \leq 1,3T_{\text{empirique}}$ | $T_0 = T_{\text{calcul}}$ |
| $1,3T_{\text{empirique}} \leq T_{\text{calcul}}$ | $T_0 = 1,3T_{\text{empirique}}$ |

Le Tableau (4.4) et les Figures (4.2) (4.3) présentent les périodes propres de la structure pour les trois variantes de contreventement : VAR-N (noyau seul), VAR-N-P (noyau + portiques en façade) et VAR-N-PAL (noyau + paliers de stabilité). Ces périodes, calculées à l'aide du logiciel ETABS, sont comparées aux valeurs empiriques réglementaires.

Tableau 4.4 : Période fondamentale adopté pour chaque variante.

| Variante | Période (s) | T_{calcul} | $1,3T_{empirique}$ | T_0 |
|-----------|-------------|--------------|--------------------|-------|
| VAR-N | T_y | 4,665 | 1,612 | 1,612 |
| | T_x | 4,106 | 1,612 | 1,612 |
| VAR-N-P | T_y | 3,847 | 1,612 | 1,612 |
| | T_x | 3,432 | 1,612 | 1,612 |
| VAR-N-PAL | T_y | 3,55 | 1,612 | 1,612 |
| | T_x | 2,33 | 1,612 | 1,612 |

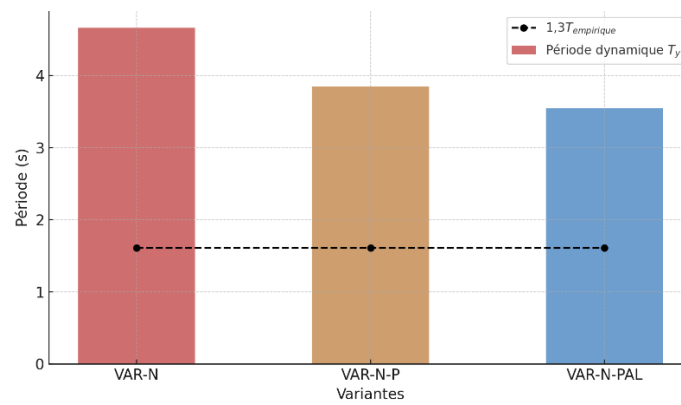


Figure 4.2 : Comparaison des périodes dynamiques dans le sens Y.

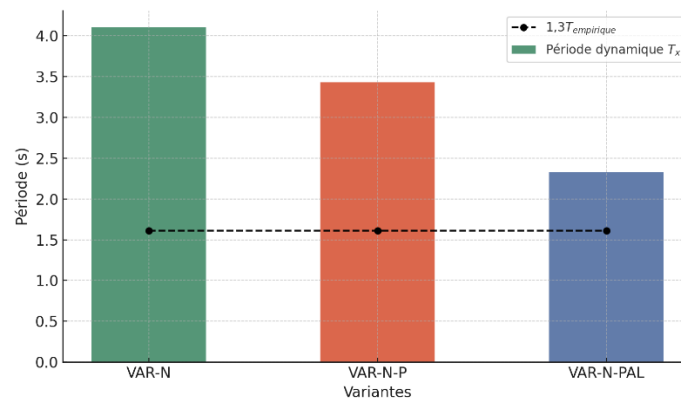


Figure 4.3 : Comparaison des périodes dynamiques dans le sens X.

L'analyse met en évidence que la variante VAR-N présente les périodes les plus élevées (4,665 s en Y et 4,106 s en X), traduisant une structure particulièrement souple, avec un écart important par rapport aux valeurs empiriques. Cela indique une faible rigidité latérale, un risque de déplacements excessifs et une sensibilité accrue aux effets de second ordre. En revanche, la variante VAR-N-P montre une nette amélioration, avec des périodes réduites (3,847 s en Y et 3,432 s en X), grâce à l'apport des portiques qui participent à la résistance latérale. Enfin, la variante VAR-N-PAL est la plus performante, avec des périodes encore plus basses (3,55 s en Y et surtout 2,33 s en X), ce qui reflète une rigidité significativement renforcée. L'ajout des paliers de stabilité a permis un meilleur contrôle des déplacements latéraux et une distribution plus homogène de la raideur dans la structure. Ainsi, parmi les trois variantes, le système VAR-N-PAL apparaît comme le plus efficace sur le plan dynamique, offrant un bon compromis entre stabilité, rigidité et sécurité sismique.

4.3.3. Justification de l'effort tranchant à la base

4.3.3.1. Calcul de la force sismique V statique selon RPA2024

D'après l'art 4.2.3 du RPA2024 [43], la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

❖ λ : Coefficient de correction

Selon le RPA2024 [43], la période caractéristique associée à la catégorie de site T_2 correspondantes au cas du site 1 (roche) sont égales à $T_2 = 0,4$ s.

$$T_{0x} = T_{0y} = 1,612 \text{ s} > 2T_2 = 2 \times 0,4 = 0,8 \text{ s}$$

Donc, on prend : $\lambda = 1$

❖ W : Poids total de la structure

Le poids total des différentes structures est donné par le logiciel ETABS2018 [45] est représenté ci-dessous :

| Variante | W _X =W _Y (KN) |
|-----------|-------------------------------------|
| VAR-N | 175720,79 |
| VAR-N-P | 175720,79 |
| VAR-N-PAL | 179615,76 |

❖ **Q_F : Facteur de qualité**

Selon le RPA2024 [43], la pondération à prendre en compte selon le système de contreventement constitué par des voiles est de catégorie (b).

$$Q = 1 + \sum_1^3 P_q$$

- Redondance en plan

Sens-X :

- 2 files de voiles ≤ 2 CV **P_{q3X} = 0**

Sens-Y :

- 3 files de voiles ≤ 2 CV **P_{q3Y} = 0**

Donc le facteur de qualité QF pour les trois variantes étudiées est de :

| Catégorie | Critère, q | P _q | |
|-----------|----------------------------|----------------|--------|
| | | Sens X | Sens Y |
| (b) | 1. Régularité en plan | 0 | 0,05 |
| | 2. Régularité en élévation | 0,20 | 0,20 |
| | 3. Redondance en plan | 0 | 0 |

$$Q_x = 1 + \sum_1^3 P_{qX} = 1,2$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^3 P_{qY} = 1,25$$

❖ **A : Coefficient d'accélération**

- Zones VI : Sismicité élevée. Donc **A=0,3**

❖ **I : Coefficient d'importance**

- Groupe d'usage : « 1B » : Bâtiment de grande importance Donc **I = 1.2**

❖ **R : Coefficient de comportement :**

Selon le RPA2024 le coefficient de comportement « R » est donné selon le type de système de contreventement.

Donc :

| Variantes | Type de système de contreventement. | R |
|-----------|---|-----|
| VAR-N | Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau ou à effet noyau en béton armé | 2.5 |
| VAR-N-P | Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de portiques métalliques en périphérie | 3.5 |
| VAR-N-PAL | Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palées métalliques en périphérie | 2.5 |

❖ **S : Coefficient de site**

- Zones VI : Sismicité élevée.
- Type de sol : Rocheux S₁

Donc **S = 1**

❖ $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T₀

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

Pour les 3 variantes et selon les 2 directions on a :

$$T_2 = 0,40 \text{ s} < T_0 = 1.612 \text{ s} < T_3 = 2 \text{ s}$$

Donc le spectre de calcul est donné par la formule suivante :

$$\frac{S_{ad}}{g} (T_0) = A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

Tableau 4.5 : Valeurs des efforts sismiques règlementaires.

| Variante | Sens | λ | W (KN) | $\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$ | V_{RPA} |
|-----------|------|-----------|-----------|--------------------------|-----------|
| VAR-N | X | 1 | 175720,79 | 0,1072 | 18837,27 |
| | Y | 1 | 175720,79 | 0,1117 | 19628,01 |
| VAR-N-P | X | 1 | 175720,79 | 0,0765 | 13442,64 |
| | Y | 1 | 175720,79 | 0,0797 | 14004,94 |
| VAR-N-PAL | X | 1 | 179615,76 | 0,1072 | 19254,80 |
| | Y | 1 | 179615,76 | 0,1117 | 20063,08 |

4.3.3.2. Vérification de l'effort tranchant a la base

D'après RPA2024, la résultante des forces sismiques à la base ($V_{\text{Dynamique}}$) obtenue par la combinaison des valeurs modales doit représenter au moins 80% de la somme des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (V_{Statique}) pour une période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Le **Tableau (4.6)** présente les valeurs des efforts tranchants dynamiques $V_{\text{Dynamique}}$ et les efforts tranchants statiques réduits $0,8V_{\text{Statique}}$ selon les deux directions sismiques principales pour les trois variantes :

- $V_{Dynamique}$: Est la résultante des forces sismique à la base avec :

$$V_{Dynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}.$$

- $V_{Statique}$: Est la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

L'analyse comparative des efforts tranchants dus à l'action sismique constitue une étape essentielle pour évaluer la conformité des modèles étudiés aux prescriptions réglementaires du Règlement Parasismique Algérien (RPA). Selon la méthode statique équivalente, le critère de vérification impose que l'effort tranchant dynamique obtenu par analyse modale spectrale soit supérieur ou égal à 80 % de l'effort tranchant statique de référence. Cette vérification a été effectuée pour les deux directions principales d'excitation (XX et YY), et les résultats sont présentés dans le Tableau (4.6) et les Figures (4.4) (4.5).

Tableau 4.6 : Efforts tranchants dus au séisme et vérification.

| Effort tranchant | $V_{Dynamique}$ (KN) | | $0,8.V_{Statique}$ (KN) | | Condition $V_{Dynamique} \geq 0,8.V_{Statique}$ | |
|------------------|----------------------|----------|-------------------------|----------|--|---------|
| | V_x | V_y | V_x | V_y | Sens XX | Sens YY |
| VAR-N | 25451,84 | 19151,27 | 15069,82 | 15726,40 | Oui | Oui |
| VAR-N-P | 20620,68 | 17237,88 | 10754,11 | 11203,95 | Oui | Oui |
| VAR-N-PAL | 34346,24 | 27032,91 | 15403,84 | 16050,46 | Oui | Oui |

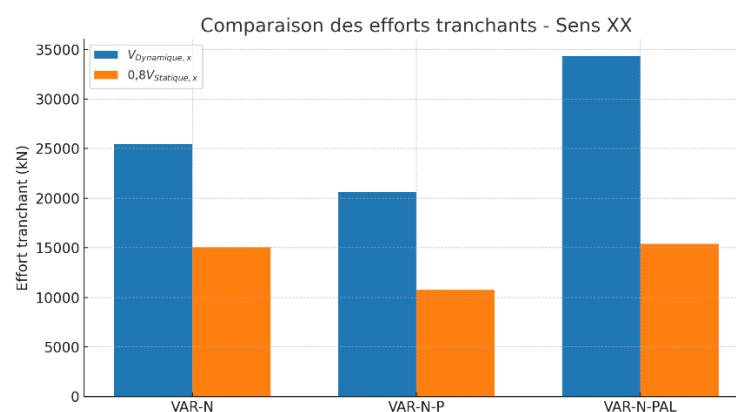


Figure 4.4 : Comparaison des efforts tranchants - Sens XX.

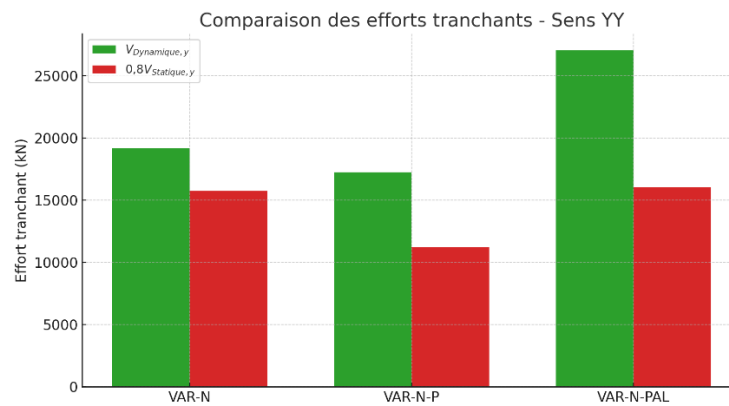


Figure 4.5 : Comparaison des efforts tranchants - Sens YY.

L'analyse des efforts tranchants montre que les trois variantes respectent les exigences réglementaires concernant l'effort tranchant dynamique. La variante VAR-N, avec son noyau central, satisfait largement les critères, validant ainsi la modélisation dynamique. La variante VAR-N-P, combinant noyau et portiques, présente des efforts dynamiques plus faibles, mais reste conforme, démontrant l'efficacité des portiques dans la réduction des sollicitations. Enfin, VAR-N-PAL, intégrant des palées de stabilité, offre les meilleures performances, avec une capacité d'absorption des charges sismiques supérieure, confirmant la robustesse du système mixte.

En synthèse, les trois variantes étudiées respectent pleinement l'exigence réglementaire relative aux efforts tranchants dynamiques. Toutefois, la solution VAR-N-PAL se distingue nettement par sa capacité à encaisser les charges sismiques, confirmant ainsi sa supériorité en termes de performance structurelle et de sécurité. Ce résultat plaide en faveur de l'adoption de systèmes combinés noyau-palées dans les régions à forte sismicité.

4.3.3.3. Répartition des efforts sismiques entre les différents contreventements

Pour évaluer la performance des contreventements utilisés, la répartition des efforts sismiques vers ces derniers est comparée pour les variantes proposées dans les Tableaux et les Figures ci-dessous :

• **Sens X :**

Tableau 4.7: Distribution des efforts sismiques sens X

| Modèle | Coeff. R | V _x | Distribution | | | | | |
|-----------|----------|----------------|--------------|-----|-----------|------|----------|-------|
| | | | Noyau | % | Portiques | % | Palées | % |
| VAR-N | 2,5 | 25451,84 | 25448,4 | 100 | 15,2 | 0,06 | / | / |
| VAR-N-P | 3,5 | 20620,68 | 19387,31 | 94 | 1348,91 | 6,54 | / | / |
| VAR-N-PAL | 2,5 | 34346,24 | 22742,47 | 66 | 1191,31 | 3,47 | 10412,46 | 30,32 |

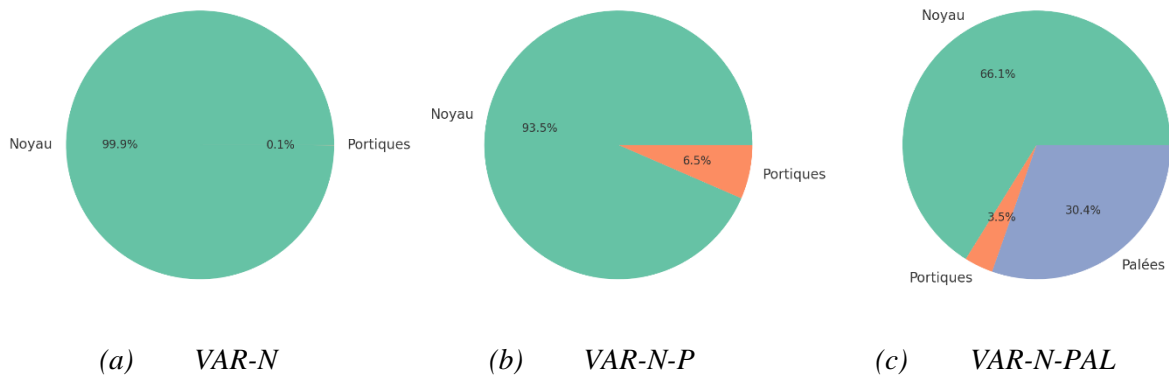


Figure 4.6 : distribution des efforts sismiques dans le sens X.

• **Sens Y :**

Tableau 4.8: Distribution des efforts sismiques sens Y

| Modèle | Coeff. R | V _y | Distribution | | | | | |
|-----------|----------|----------------|--------------|-----|-----------|------|---------|-------|
| | | | Noyau | % | Portiques | % | Palées | % |
| VAR-N | 2,5 | 19151,27 | 19108,31 | 100 | 67,95 | 0,35 | / | / |
| VAR-N-P | 3,5 | 17237,88 | 16687 | 97 | 1597,11 | 9,27 | / | / |
| VAR-N-PAL | 2,5 | 27032,91 | 17455,55 | 65 | 511,6 | 1,89 | 9065,76 | 33,54 |

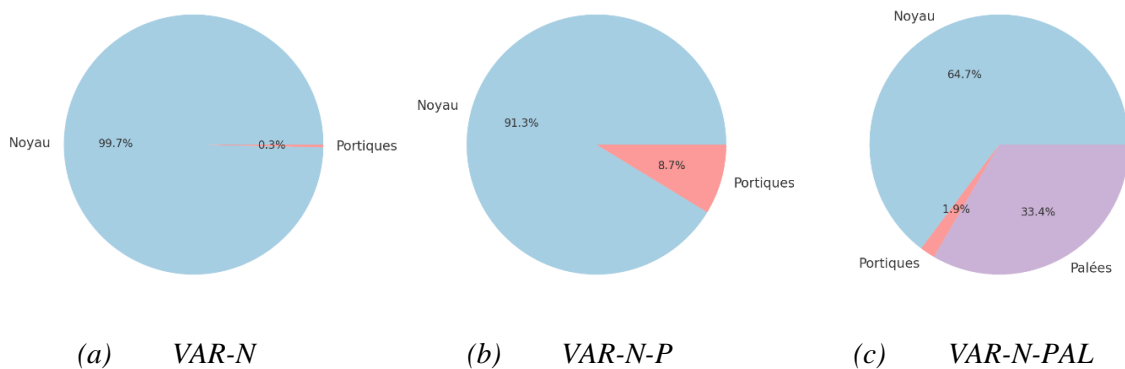


Figure 4.7 : distribution des efforts sismiques dans le sens Y.

L'analyse des résultats, portant sur la répartition des efforts sismiques dans les directions X et Y, permet de dégager les performances respectives des trois variantes de contreventement étudiées : VAR-N, VAR-N-P et VAR-N-PAL. Cette discussion met en évidence les implications structurelles du choix de configuration, en termes de rigidité, de redondance, de résilience et de sécurité sismique.

Dans la variante VAR-N, la totalité ou quasi-totalité des efforts sismiques est absorbée par le noyau, avec 100 % en X et près de 98 % en Y. Cela signifie que le noyau assure seul la stabilité latérale de la structure. Bien que cette solution maximise la rigidité centrale, elle présente plusieurs inconvénients :

- Concentration excessive des efforts sur un seul élément porteur.
- Risque accru de torsion en cas de plan irrégulier ou d'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité.
- Faible redondance structurelle : en cas de défaillance partielle du noyau, le reste du système n'offre que peu ou pas de relais.

Cette configuration est donc efficace sur le plan de la rigidité, mais peu favorable du point de vue de la sécurité sismique globale.

L'ajout de portiques sur les façades permet une répartition plus équilibrée des efforts (VAR-N-P). En direction X, 94 % des efforts sont repris par le noyau et 6,5 % par les portiques ; en Y, la part des portiques atteint 9,3 % contre 97 % pour le noyau. Cette configuration offre des avantages notables :

- Soulagement partiel du noyau, réduisant sa sollicitation et les risques de surcharge.
- Participation modérée des portiques, qui contribuent à améliorer la rigidité latérale globale.
- Meilleure robustesse et capacité d'amortissement, même si la contribution reste encore modeste.

Cette variante constitue un compromis intéressant entre rigidité centrale et participation des éléments périphériques, mais elle ne mobilise pas pleinement tout le système porteur.

La troisième configuration (VAR-N-PAL) présente la répartition la plus équilibrée des efforts sismiques, avec une mobilisation significative de l'ensemble des éléments :

- En X : 66 % des efforts repris par le noyau, 3,5 % par les portiques, et 30,3 % par les palées.

- En Y : 64,5 % par le noyau, 1,9 % par les portiques, et 33,5 % par les palées.

Les avantages de cette configuration sont multiples :

- Distribution homogène des efforts sur plusieurs systèmes porteurs.
- Diminution de la dépendance au noyau, réduisant les effets de concentration.
- Haute redondance structurelle, essentielle pour la résilience sismique.
- Amélioration notable du comportement dynamique, avec réduction des risques de déformation excessive ou d'effondrement localisé.

Cette variante mobilise efficacement tous les éléments structuraux disponibles, assurant une meilleure capacité d'adaptation aux sollicitations extrêmes et une sécurité accrue pour les occupants.

Au terme de cette analyse, il apparaît clairement que la variante VAR-N-PAL offre les meilleures performances globales. En répartissant efficacement les efforts sismiques entre noyau, portiques et palées, elle garantit une structure plus robuste, plus sûre et plus résiliente face aux sollicitations sismiques. Elle constitue donc la solution optimale dans une logique de conception parasismique performante et durable, tout en respectant les exigences de sécurité des règlements en vigueur.

4.3.4. Déplacements relatifs inter-étages

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé selon le RPA2024 (Art. 4.5.2) [43], comme suit :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{eK}$$

δ_{eK} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement.

Q_F : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est calculé selon le RPA2024 [43], comme suit :

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

➤ *Justification de non-effondrement*

Pour une structure en béton armé, les déplacements relatifs latéraux Δ_k , d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser la limite suivante (RPA2024 Art 5.10.1) [43] :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 0,015 \cdot h_k$$

h_k : est la hauteur du niveau « k ».

Les résultats sont résumés dans les Tableaux suivants :

La vérification des déplacements relatifs inter-étage constitue une exigence essentielle des règlements parasismiques. Elle permet de s'assurer que la structure reste dans le domaine de fonctionnement élastique admissible et que les déformations ne compromettent ni la stabilité globale, ni l'intégrité des éléments non structuraux.

Le Tableau (4.9) présente les valeurs maximales des déplacements relatifs inter-étage observés pour chaque variante, comparées à la limite réglementaire de $0,015 \cdot h_k$, fixée ici à 0,051 m.

Tableau 4.9 : *Justification de non-effondrement des déplacements relatif inter-étage maximaux.*

| Variante | Sens | $\Delta_k (m)$ Max | $0,015 \cdot h_k (m)$ | $\Delta_k \leq 0,015 \cdot h_k$ |
|-----------|------|-----------------------|-----------------------|---------------------------------|
| VAR-N | X | 0,25 | 0,051 | CNV |
| | Y | 0,15 | | CNV |
| VAR-N-P | X | 0,025 | | CV |
| | Y | 0,051 | | CV |
| VAR-N-PAL | X | 0,05 | | CV |
| | Y | 0,028 | | CV |

L'évaluation des déplacements relatifs inter-étage met en évidence des différences significatives entre les trois variantes de contreventement étudiées. La variante VAR-N, reposant uniquement sur un noyau central, présente des déplacements excessifs dépassant largement la limite réglementaire, ce qui la rend non conforme. Ces dépassements s'expliquent par une concentration des efforts sur un seul élément, induisant une déformabilité excessive et un comportement latéral peu maîtrisé. À l'inverse, la variante VAR-N-P, intégrant des portiques, montre une amélioration notable de la rigidité : les déplacements sont réduits à 0,025 m en X et 0,051 m en Y, cette dernière valeur étant juste au seuil de conformité. Cette amélioration est due à une meilleure répartition des efforts sismiques, limitant la flexibilité de

la structure. Enfin, la variante VAR-N-PAL, qui mobilise en plus des palées de stabilité, présente les meilleures performances, toutes deux inférieures à la limite admissibles. Cette configuration assure un comportement rigide et stable, grâce à une mobilisation optimale de l'ensemble des éléments de contreventement, offrant ainsi la meilleure conformité aux exigences parasismiques.

Ainsi, seule la variante VAR-N échoue à satisfaire les exigences réglementaires de déplacement inter-étage. Les variantes VAR-N-P et VAR-N-PAL, en revanche, assurent la conformité normative, avec un net avantage pour VAR-N-PAL, qui présente une meilleure maîtrise des déformations dans les deux directions. Cela confirme une fois de plus la supériorité de cette variante sur le plan du comportement dynamique et de la sécurité sismique.

➤ *Justification de limitation des dommages*

Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles, les déplacements relatifs latéraux Δ_k , d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser la limite suivante (RPA2024 Art 5.10.2) [43] :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq 0,0075 \cdot h_k$$

v_A : Coefficient réducteur (est pris égal à 0,5).

La vérification des déplacements relatifs inter-étage, au regard de la limite stricte de $0,0075 \cdot h_k$ (soit 0,0255 m), permet d'évaluer la capacité de la structure à limiter les dommages aux éléments non structuraux tels que les cloisons, façades et remplissages. Cette contrainte vise à garantir non seulement la sécurité des occupants, mais aussi la continuité d'usage du bâtiment après un séisme modéré. Les résultats sont résumés dans le Tableau suivant :

Tableau 4.10 : Justification de limitation des dommages déplacements relatif inter-étage maximaux.

| Variante | Sens | $\Delta_k (m)$ <i>Max</i> | $0,0075 \cdot h_k (m)$ | $\Delta_k \leq 0,0075 \cdot h_k$ |
|-----------|------|------------------------------|------------------------|----------------------------------|
| VAR-N | X | 0,25 | 0,0255 | CNV |
| | Y | 0,15 | | CNV |
| VAR-N-P | X | 0,025 | | CV |
| | Y | 0,051 | | CV |
| VAR-N-PAL | X | 0,05 | | CV |
| | Y | 0,028 | | CV |

L'analyse montre que la variante VAR-N est non conforme aux critères de limitation des dommages, avec des déplacements largement supérieurs aux seuils admissibles, en raison de sa dépendance exclusive au noyau. À l'inverse, la variante VAR-N-P, grâce à l'ajout de portiques, améliore significativement la maîtrise des déplacements, atteignant la conformité en X et une tolérance acceptable en Y. Enfin, la variante VAR-N-PAL, qui combine noyau, portiques et palées, présente les meilleures performances globales, assurant une conformité renforcée dans les deux directions et une limitation efficace des dommages aux éléments non structuraux.

Au regard de cette vérification, la variante VAR-N-PAL s'affirme de nouveau comme la plus performante. Sa capacité à limiter efficacement les déplacements inter-étage en fait une solution structurelle robuste, compatible avec les exigences de limitation des dommages, et particulièrement bien adaptée aux zones sismiques où la protection des éléments non structuraux est une priorité.

4.3.5. Les effets du second ordre (effet P-Δ)

L'effet P-Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Selon le règlement parasismique Algérien RPA2024 (Art 5.9) [43], cette vérification prend en considération la flexibilité inter étages des constructions. Les effets du second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0,10$$

Si $\theta_k < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.
($P_k = P_i + P_{i+1}$)

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K ».

Tableau 4.11 : Vérification de l'effet P- Δ .

| Variante | Sens | P_K (KN) | V_K (KN) | h_k (m) | Δ_k (m) | θ_K (Max) | θ_{adm} | Condition |
|-----------|------|---------------|---------------|--------------|-------------------|---------------------|----------------|-----------|
| VAR-N | X | 16551.62 | 2646,48 | 3,4 | 0,25 | 0,46 | 0,1 | CNV |
| | Y | 16551.62 | 2526,78 | 3,4 | 0,15 | 0,29 | 0,1 | CNV |
| VAR-N-P | X | 16551.62 | 3656,38 | 3,4 | 0,0251 | 0,034 | 0,1 | CV |
| | Y | 16551.62 | 3105,317 | 3,4 | 0,0423 | 0,07 | 0,1 | CV |
| VAR-N-PAL | X | 16574.58 | 5108,282 | 3,4 | 0,025 | 0,03 | 0,1 | CV |
| | Y | 16574.58 | 4178,77 | 3,4 | 0,019 | 0,023 | 0,1 | CV |

La VAR-N ne satisfait pas à la condition de stabilité vis-à-vis de l'effet P- Δ dans les deux directions X et Y. Les valeurs de rotation θ_K dépassent largement la limite admissible de 0,1. Cette variante présente donc une instabilité significative, notamment en direction X.

La VAR-N-P montre une nette amélioration par rapport à VAR-N. Les rotations maximales sont bien inférieures à la limite, ce qui traduit une stabilité satisfaisante dans les deux directions. L'ajout d'éléments ou de dispositions spécifiques (probablement des poteaux ou parois supplémentaires) a permis d'améliorer la rigidité globale du système.

La VAR-N-PAL présente les meilleures performances structurelles. Avec les rotations les plus faibles, cette variante est la plus résistante à l'effet P- Δ . Elle combine à la fois des efforts verticaux plus élevés et des déplacements latéraux très faibles, indiquant une excellente stabilité. Cela suggère une configuration renforcée, probablement avec des palées ou une structure de contreventement optimisée.

L'évolution des variantes de VAR-N vers VAR-N-P et VAR-N-PAL montre clairement une amélioration progressive de la stabilité vis-à-vis de l'effet P- Δ . Seules les variantes VAR-N-P et VAR-N-PAL satisfont aux exigences de vérification, avec une supériorité marquée pour VAR-N-PAL, qui constitue la solution la plus sûre et la plus performante du point de vue de la stabilité globale de la structure.

4.3.6. Vérification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le C.B. A93 [44] et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_u}{B_c \times f_{c28}}$$

Où : N_u : l'effort normal maximal

B_c : section du poteau

f_{c28} : résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Les résultats selon RPA2024 sont résumés dans le Tableau suivant :

Tableau 4.12 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux en BA.

| Section (cm ²) | Variante | Condition de non fragilité | | |
|-------------------------------|-----------|----------------------------|------|----------|
| | | N _{max} (KN) | v | v ≤ 0,35 |
| 90 × 90 | VAR-N | 6973,44 | 0,28 | CV |
| | VAR-N-P | 6726,8 | 0,27 | CV |
| | VAR-N-PAL | 8566,33 | 0,04 | CV |
| 70×70 | VAR-N | 4190,71 | 0,28 | CV |
| | VAR-N-P | 3991,4 | 0,27 | CV |
| | VAR-N-PAL | 3876,46 | 0,26 | CV |
| 50× 50 | VAR-N | 2261,74 | 0,3 | CV |
| | VAR-N-P | 2252,9 | 0,3 | CV |
| | VAR-N-PAL | 2250,34 | 0,3 | CV |
| 30× 30 | VAR-N | 516,08 | 0,19 | CV |
| | VAR-N-P | 334,08 | 0,12 | CV |
| | VAR-N-PAL | 225,36 | 0,08 | CV |

La vérification de l'effort normal réduit v dans les poteaux permet d'assurer la non-fragilité des éléments verticaux sous les sollicitations combinées de compression et de flexion. Selon le RPA, la valeur de V doit rester inférieure ou égale à 0,35, seuil au-delà duquel le risque de rupture fragile devient significatif. Dans les trois variantes étudiées, toutes les sections vérifient

cette condition, avec des valeurs de ν comprises entre 0,04 et 0,3. On constate que dans la variante VAR-N, les efforts normaux maximaux sont les plus élevés pour toutes les sections (par exemple 6973,44 KN pour la section 90×90 et 2261,74 KN pour 50×50), ce qui traduit une sollicitation excessive des poteaux du fait de l'absence d'éléments de partage d'efforts, comme les portiques ou les paliers de stabilité. Les sollicitations internes destinées au ferrailage (N_{sd} y sont également les plus importantes. À l'inverse, la variante VAR-N-PAL montre les efforts normaux réduits les plus faibles, avec une valeur exceptionnelle de 0,04 pour la section 90×90, indiquant un excellent équilibre structurel et une répartition plus homogène des charges verticales. Cela se traduit également par des valeurs de N_{max} et N plus faibles, facilitant le dimensionnement économique des armatures. La variante VAR-N-P se situe dans une position intermédiaire, avec des efforts normaux modérés et bien répartis. Ainsi, du point de vue de la vérification de non-fragilité et d'optimisation du ferrailage, la variante VAR-N-PAL se distingue comme la plus performante, combinant sécurité structurelle et efficacité économique.

4.3.7. Contraintes de compression σ sollicitant les voiles

Les contraintes de compression dans les voiles des 3 variantes sont vérifiées, sous sollicitation dû à G+Q+E, à la contrainte maximale de compression du béton. On a :

Avec $f_{c28} = 30\text{MPa}$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq 0.6f_{c28}$$

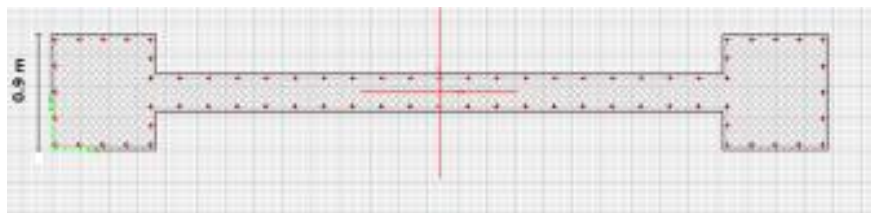


Figure 4.8 : Voile du noyau sens XX.

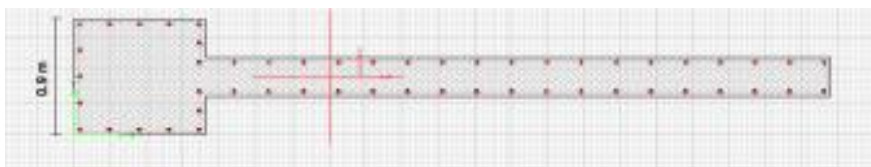


Figure 4.9 : Voile du noyau sens YY.

Les résultats sont résumés dans le Tableau et les Figures suivants :

Tableau 4.13 : Contraintes de compression σ [MPa] dans les voiles

| Variante | Voile | N_{sd} (KN) | M(KN.m) | σ (MPa) | $\bar{\sigma}$ (MPa) | $\sigma < \bar{\sigma}$ |
|-----------|-------|---------------|----------|----------------|----------------------|-------------------------|
| VAR-N | xx | 26141,69 | 40373,42 | 1,95 | 1,8 | CNV |
| | yy | 26072,56 | 15369,56 | 1,19 | 1,8 | CV |
| VAR-N-P | xx | 23498,6 | 35289,22 | 0,92 | 1,8 | CV |
| | yy | 21260,4 | 15119,03 | 1,08 | 1,8 | CV |
| VAR-N-PAL | xx | 21006,3 | 35168,9 | 0,8 | 1,8 | CV |
| | yy | 19973,8 | 14200,4 | 0,9 | 1,8 | CV |

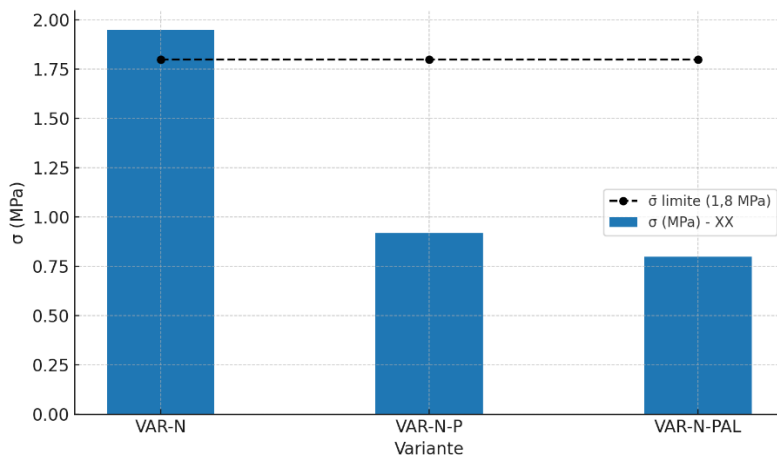


Figure 4.10 : Contraintes de compression dans les voiles - Sens XX.

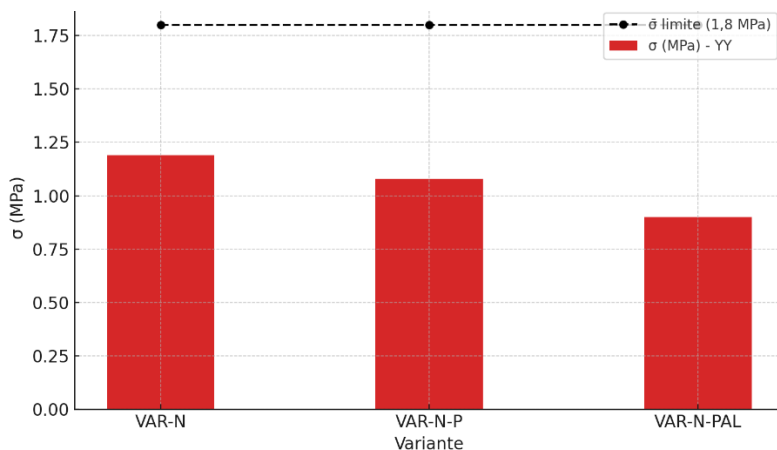


Figure 4.11 : Contraintes de compression dans les voiles - Sens YY.

La vérification des contraintes normales dans les voiles structurels constitue une étape cruciale pour s'assurer que les sollicitations combinées de compression axiale (N_{sd} et de flexion (M) ne génèrent pas de dépassement de la contrainte admissible du béton, fixée à $\bar{\sigma} = 1,8$ MPa selon les hypothèses de calcul. Dans la variante VAR-N (noyau seul), la contrainte maximale atteint 1,95 MPa dans les voiles xx, soit une non-conformité (CNV) claire, traduisant une surcharge importante sur ce voile, probablement due à l'absence d'éléments complémentaires de reprise d'efforts. Le voile yy reste conforme, mais proche de la limite (1,19 MPa). En revanche, les variantes VAR-N-P et VAR-N-PAL affichent une répartition plus équilibrée des sollicitations : toutes les contraintes maximales y sont inférieures à 1,1 MPa, ce qui assure une conformité (CV) et une marge de sécurité confortable. Plus précisément, la variante VAR-N-PAL, grâce à l'introduction des paliers de stabilité, présente les contraintes les plus faibles : 0,8 MPa pour les voiles xx et 0,9 MPa pour voiles yy, soit moins de 50 % de la limite admissible, ce qui démontre une efficacité remarquable dans la distribution des efforts verticaux et fléchissant. Cette performance souligne encore une fois l'intérêt d'un système combiné bien étudié, permettant de soulager le noyau central et d'optimiser la réponse globale de la structure face aux sollicitations sismiques.

4.3.8. Vérification du poteau en charpente métallique

➤ Flambement simple

Les poteaux en charpente métalliques pour les 3 variantes sont vérifiés selon la configuration suivante :

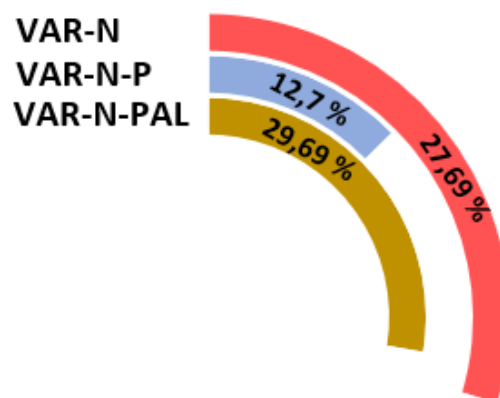
- Poteaux HEM 600, niveaux RDC - 4^{ème} étage,
- Les poteaux des palées de stabilité ainsi que les poteaux articulés aux poutres sont vérifiés au flambement simple,
- Les poteaux des portiques auto stables (au niveau des façades) sont vérifiés au flambement avec flexion (flexion /axe faible) et au déversement (flexion / axe fort).

Les résultats sont résumés dans le Tableau suivant :

Tableau 4.14 : Vérification au flambement simple du poteau HEM 600

| Variante | N_{sd} (KN) | $N_{Rd} = \frac{\chi_{min} \times A \times f_y}{\gamma_{Mi}}$ (KN) | Condition $N_{sd} \leq N_{Rd}$ |
|-----------|---------------|--|--------------------------------|
| VAR-N | 5013,682 | 6933,94 | CV |
| VAR-N-P | 6053,25 | 6933,94 | CV |
| VAR-N-PAL | 4875,47 | 6933,94 | CV |

Avec : $\chi_{min} = 0.7626$; $A = 363.7$; $f_y = 2750$ daN/cm²

**Figure 4.12** : Taux de variation du flambement simple du poteau HEM 600.

Les résultats montrent que pour les trois variantes étudiées, les efforts sollicités restent inférieurs à la résistance admissible. Les valeurs de N_{sd} sont respectivement de 5013,68 KN pour VAR-N, 6053,25 kN pour VAR-N-P, et 4875,47 KN pour VAR-N-PAL, ce qui signifie que la condition $N_{sd} \leq N_{Rd}$ est vérifiée dans tous les cas. Toutefois, on note que la variante VAR-N-P présente l'effort le plus élevé, s'approchant davantage de la limite de stabilité. Cela indique une sollicitation plus intense des poteaux dans cette configuration, probablement liée à une répartition moins favorable des efforts verticaux entre noyau et portiques. En revanche, la variante VAR-N-PAL, grâce à la présence des paliers de stabilité, montre une sollicitation plus modérée du poteau, traduisant un meilleur équilibre structurel et une marge de sécurité plus confortable. Globalement, cette vérification confirme la conformité structurelle des trois variantes du point de vue du flambement, tout en mettant en lumière l'efficacité accrue de VAR-N-PAL pour garantir la stabilité sans surdimensionnement excessif.

➤ **Déversement**

Les résultats sont résumés dans le Tableau suivant :

Tableau 4.15 : Vérification au déversement (axe fort y-y) du poteau HEM 600

| Variante | N _{sd} (KN) | M _{z,sd} (KN.m) | Stabilité | Condition |
|----------|----------------------|--------------------------|-----------|-----------|
| VAR-N-P | 5206,2 | 150,23 | 0,82 | CV |

Où la formule de stabilité est :
$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Avec : $\chi_z = 0.7626$; $A=363.7\text{cm}^2$; $f_y=2750$ daN/cm

$\chi_{LT} = 0.9588$; $K_{LT}= 0.987$; $W_{pl,y}=8772\text{cm}^3$

➤ **Flambement avec flexion**

Les résultats sont résumés dans le Tableau suivant :

Tableau 4.16 : Vérification au flambement avec flexion (axe faible z-z) du poteau HEM 600

| Variante | N _{sd} (KN) | M _{z,sd} (KN.m) | Stabilité | Condition |
|----------|----------------------|--------------------------|-----------|-----------|
| VAR-N-P | 5206.2 | 150.23 | 0.75 | CV |

Où la formule de stabilité est :
$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Avec : $\chi_{min} = 0.7626$; $A=363.7\text{cm}^2$; $f_y=2750$ daN/cm

$K_z= 0.829$; $W_{pl,z}=8772\text{cm}^3$

La stabilité globale du poteau métallique HEM 600 est contrôlée à travers deux vérifications essentielles : le déversement selon l'axe fort (y-y) et le flambement avec flexion selon l'axe faible (z-z). Ces vérifications visent à s'assurer que l'élément est capable de résister aux effets combinés de la compression et de la flexion, sans instabilité latérale ni flambement local.

Avec les valeurs données (N_{sd}=5206.2 KN, M_{y,sd}=150.23 KN·m), on obtient une valeur de stabilité de 0.82, soit inférieure à 1, ce qui garantit la conformité (CV) de la section vis-à-vis du

déversement. Cela montre que malgré les sollicitations combinées, le poteau conserve une stabilité suffisante dans son axe fort, grâce à un moment fléchissant modéré et une résistance latérale adéquate.

La valeur obtenue est de 0.75, également inférieure à 1, indiquant que le poteau est statiquement stable même en tenant compte d'un effet de flexion latérale combinée à la compression. Cette vérification est souvent plus exigeante, car l'axe z-z est le plus faible pour un profil HEM, mais le bon dimensionnement et l'absence de moments trop élevés permettent de satisfaire à la condition de stabilité.

En conclusion, les deux vérifications confirment que le poteau HEM 600 dans la variante VAR-N-PAL est conforme vis-à-vis du risque de déversement et de flambement avec flexion. Toutefois, avec une valeur de stabilité relativement élevée en déversement (0.82), une vigilance est recommandée pour garantir la rigidité latérale (contreventement, liaison aux nœuds) en cas de modifications du système structurel.

4.3.9. Vérification des diagonales

Tableau 4.17 : Vérification au flambement simple des diagonales

| Variante | N_{sd} (KN) | $N_{Rd} = \frac{\chi_{min} \times A \times f_y}{\gamma_{Mi}}$ (KN) | N_{sd} / N_{Rd} | Condition $N_{sd} \leq N_{Rd}$ |
|-----------------------|---------------|--|-------------------|-----------------------------------|
| VAR-N-PAL (HEA200) | 520,24 | 825,43 | 0,63 | CV |

Avec : $\chi_{min} = 0.7905$; $A=325.8\text{cm}^2$; $f_y=2750$ daN/cm

Dans la variante VAR-N-PAL, les paliers de stabilité intègrent des diagonales métalliques HEA200, dont la stabilité est contrôlée par une vérification au flambement simple. Cette vérification consiste à s'assurer que l'effort axial de compression N_{sd} reste inférieur à la résistance de flambement réduite N_{Rd}

Avec un effort de compression sollicité $N_{sd}=520,24$ KN, le rapport de stabilité est de 0.63, soit largement inférieur à 1, ce qui signifie que la condition de stabilité est vérifiée (CV).

Cette marge de sécurité importante (37 %) indique une conception robuste des diagonales, leur permettant de participer efficacement au transfert des efforts horizontaux sans risque de

flambement. Elle souligne également la qualité de la répartition des efforts dans le système palé de stabilité, qui contribue à la stabilité latérale de la structure tout en limitant la sollicitation excessive de chaque élément.

Ainsi, on peut conclure que les diagonales HEA200 utilisées dans la variante VAR-N-PAL sont parfaitement dimensionnées au regard du flambement, contribuant à la sécurité globale et à l'efficacité du système de contreventement.

4.4. CONCLUSION

Ce chapitre présente l'analyse dynamique de la structure modélisée pour évaluer la performance sismique des différentes variantes de systèmes de contreventement. Trois configurations sont étudiées : VAR-N (noyau central), VAR-N-P (noyau et portiques), et VAR-N-PAL (noyau avec palées de stabilité). L'analyse prend en compte les périodes propres, les efforts tranchants, les déplacements relatifs inter-étages et les effets du second ordre ($P-\Delta$). En revanche, la variante VAR-N-PAL offre les meilleures performances en termes de rigidité, de stabilité et de sécurité sismique, grâce à une répartition optimale des efforts sismiques entre les éléments structurels. Les vérifications des critères de régularité, de période fondamentale, d'efforts tranchants et de déplacements relatifs inter-étages ont permis de confirmer que la solution VAR-N-PAL répond de manière optimale aux exigences du RPA 2024, assurant ainsi la durabilité et la sécurité de la structure en zones sismiques.



Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'essor des constructions verticales dans les milieux urbains modernes impose une évolution constante des techniques de conception et de stabilisation des bâtiments de grande hauteur, particulièrement dans les zones soumises à de fortes sollicitations latérales telles que les séismes. Ce mémoire s'est inscrit dans une perspective d'**optimisation des structures élancées** à travers l'analyse et l'évaluation de **systèmes de contreventement mixtes acier-béton**, afin de conjuguer performance structurelle, souplesse architecturale et efficacité économique.

Dans un premier temps, une revue bibliographique détaillée a permis d'identifier les défis majeurs liés à la conception de bâtiments élancés, notamment en matière de stabilité latérale, de confort des usagers et de performance sismique. Les systèmes traditionnels en béton armé ou en acier, bien que performants, présentent chacun des limites lorsqu'ils sont utilisés isolément. C'est dans ce contexte que les **structures mixtes** se sont révélées être une solution hybride particulièrement adaptée.

Les modélisations numériques réalisées dans le troisième chapitre ont confirmé la **supériorité des systèmes mixtes** en matière de résistance et de dissipation d'énergie. Les résultats montrent que l'introduction d'un **noyau central en béton armé** couplé à une **ossature périphérique en acier** permet de réduire significativement les déplacements latéraux, d'améliorer la rigidité globale de la structure et de mieux répartir les efforts internes. Cette configuration optimise également le comportement dynamique de l'ouvrage, en retardant l'apparition des effets de résonance et de torsion, tout en assurant une bonne ductilité sous l'action sismique.

Les **systèmes mixtes** offrent ainsi un compromis efficace entre rigidité et légèreté, ce qui se traduit par une réduction des charges sur les fondations et une amélioration du confort des occupants, en particulier aux niveaux élevés. L'analyse comparative des différentes configurations a permis d'identifier les cas dans lesquels le recours à ces solutions est non seulement avantageux, mais parfois indispensable pour respecter les exigences réglementaires (notamment le RPA 2024).

Au terme de cette étude, plusieurs **recommandations** peuvent être formulées :

1. Promouvoir l'adoption des structures mixtes dans les projets de grande hauteur en Algérie, notamment dans les zones à forte sismicité, à travers des campagnes de sensibilisation, des programmes de formation et des révisions réglementaires.
2. La recherche devrait s'orienter vers l'étude du comportement des structures mixtes après un séisme majeur, en mettant l'accent sur les stratégies de réparation, de renforcement et de remise en service rapide.
3. Développer une base de données nationale regroupant des retours d'expérience, des projets pilotes et des études de cas sur les bâtiments élancés et les systèmes de contreventement utilisés, afin d'orienter les choix techniques des futurs projets.
4. La recherche peut tirer profit des approches d'optimisation basées sur l'intelligence artificielle (réseaux neuronaux, algorithmes génétiques, apprentissage automatique) pour automatiser le choix des configurations optimales de contreventement.

En conclusion, les résultats obtenus démontrent que les systèmes de contreventement mixtes acier-béton représentent une avancée significative pour le renforcement des structures élancées. Leur intégration réfléchie dans la conception des bâtiments permet de concilier sécurité, performance et rationalisation des coûts, tout en s'adaptant aux exigences sismiques et environnementales. Ce mémoire ouvre ainsi la voie à une nouvelle génération de constructions verticales résilientes, modernes et adaptées aux défis de l'urbanisation future.



Références Bibliographiques

1. Monde, L., *A New York, le Flatiron Building pourrait accueillir ses premiers habitants*. Le Monde 2024.
2. Freepik. *Immeubles de grande hauteur modernes en construction*. 2025; Available from: https://fr.freepik.com/photos-premium/immeubles-grande-hauteur-modernes-construction_78806049.htm.
3. Monde, L. and *A New York, le Flatiron Building pourrait accueillir ses premiers habitants*. Le Monde, 2024.
4. Légifrance, *Code de la construction et de l'habitation – Chapitre VI : Immeubles de grande hauteur*. 2025.
5. SlidePlayer. *Classification GHA : immeubles à usage d'habitation*. 2025; Available from: <https://slideplayer.fr/slide/3064076/>.
6. France, *Code de la construction et de l'habitation : Article R.122-2*. Légifrance, 2021.
7. Dupont, M.a.M., L., *Innovations dans les systèmes de transport vertical pour les IGH*. Revue des Technologies Modernes, 2018. **10**(3): p. 123–135.
8. Durand, J.a.L., P., *Conception parasismique des IGH : défis et solutions*. Bulletin d'Ingénierie Structurale, 2019. **8**(4): p. 200–215.
9. Martin, C.L.a.o., *Conception des fondations pour les bâtiments de grande hauteur : défis et solutions*. Revue Française de Génie Civil, 2019. **28**(2): p. 45–58.
10. EOLIOS. *Actions du vent sur les bâtiments*. 2025; Available from: <https://eolios.fr/air-vent/actions-du-vent-sur-les-batiments/>.
11. naturels, P.c.l.d. *Technique du bâtiment et dangers naturels : Effets du vent sur un bâtiment*. 2025; Available from: <https://www.protection-dangers-naturels.ch/proprietaire/blog/29-technique-du-batiment-et-dangers-naturels.html>.
12. Benlakhel, P. *Cours : Étude de vent selon le règlement Algérien (version RNV 2013)*. 2024. Unuversity Hassiba Benbouali.
13. Flamand, O., *Actions du vent sur les ouvrages : effets dynamiques*. 2003, Association de l'Ingénierie du Vent (AIV): Université de Nantes.
14. Beltrando, G., *Effet du vent sur les bâtiments de grandes hauteurs*. 2017, Université Paris-Est.
15. BTP-cours, *Le séisme et les bâtiments*. 2019, BTP-cours.
16. naturels, P.c.l.d. *Séisme – effets sur les bâtiments : liquéfaction, basculement, affaissement*. Légifrance 2025; Available from: <https://www.protection-dangers-naturels.ch/architecte/dangers-naturels/seisme.html>
17. Lemaire, J.-P., *Règles générales de l'EC 8 pour l'analyse sismique des bâtiments*. 2011, Orléans: Université d'Orléans.
18. Meriem, Z., *Cours de bâtiment*. 2020.

19. Rooftop, L., *Contreventement : définition et rôle dans la construction*. s.d. .
20. Usinages.com. *Dureté, rigidité, résistance, résilience : quelle différence ?*
Usinages.com; Available from: <https://www.usinages.com/threads/durete-rigidite-resistance-resilience-quelle-difference.124056/>.
21. Sciences, F. *Ductilité : définition*. Futura Sciences 2025; Available from:
<https://www.futura-sciences.com/sciences/definitions/physique-ductilite-2074/>.
22. Abderrahmane, D.T.H., *Chapitre 2 : Système de Contreventements cours* university center of abdalhafid boussouf - MILA.
23. Noureddine, B., *Etude comparative du comportement sismique de bâtiments élancés en béton armé, charpente métallique et mixte*, in *Département de Génie civil*. 2016, Université Hassiba Benbouali de Chlef Faculté de Génie Civil et d'Architecture.
24. Saadi, M., *Chapitre 1 : Conception et calcul des systèmes de contreventements d'ossatures métalliques*. (2017): Département de Génie Civil, Université Batna 2.
25. Mohandis, D.A. and <https://daralmohandis2025.blogspot.com/2020/11/avantages-et-inconvenients-du-beton-arme.html>. *Avantages et inconvénients du béton armé*. 2020; Available from: <https://daralmohandis2025.blogspot.com/2020/11/avantages-et-inconvenients-du-beton-arme.html>.
26. Guelma, A., *Cours Structure : Les Contreventements*. 2016.
27. Li, G., *Research on Application of Steel and Concrete Mixed Structure in High-rise Buildings*, in *3rd International Conference on Civil Engineering and Biotechnology (CIVEB 2020)*. 2020, Francis Academic Press, UK. p. 11–17.
28. Adams, E., *Check Out the Earthquake Shock Absorbers on LA's Newest Skyscraper*. 2016.
29. AroundUs. *Wilshire Grand Center*. Available from:
<https://fr.aroundus.com/p/4886625-wilshire-grand-center>.
30. Engineering, G., *Building for the Future: Insights from Earthquakes on Seismic-Resistant Structural Design*2023.
31. Britannica, T.E.o.E. *Transamerica Pyramid*. 2023; Available from:
<https://www.britannica.com/place/Transamerica-Pyramid>
32. Zhang, L.W., Cuikun; Chen, Caihua; Cui, Mingzhe, *Seismic Performance Assessment of Composite Frame–High-Strength Steel Plate Wall Core Tube Resilient Structural System*. Buildings, 2024. **14**(1).
33. Images, A., *Vue sur un bâtiment : le plus haut du monde, Burj Khalifa à Dubaï, Émirats Arabes Unis*.
34. Vrai, V.e., *Auckland – La ville la plus moche de l'hémisphère Sud*. 2016.
35. Amira, S.A.E., *Étude d'un bâtiment R+4+S-Sol construction mixte Acier / béton*. 2023, Université Ahmed Draia, Adrar.

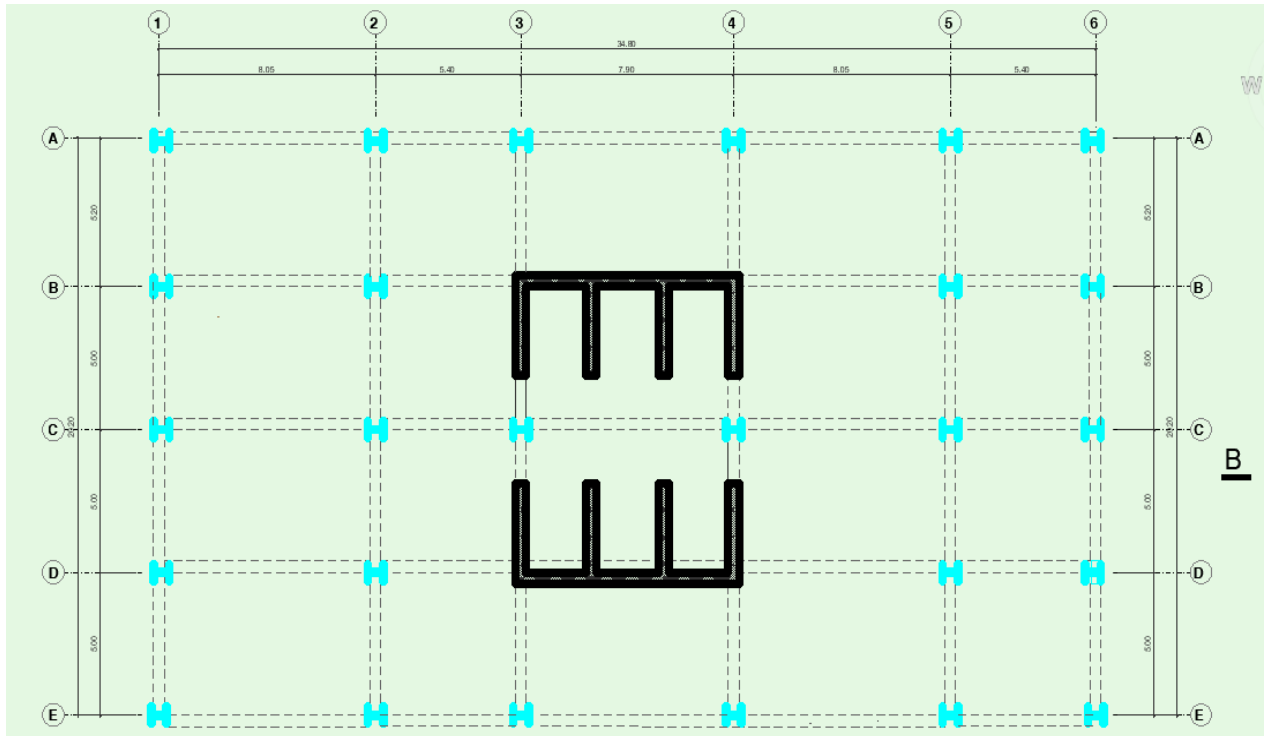
Références Bibliographiques

36. *Optimisation du comportement parasismique de la structure élancée du minaret de la Grande Mosquée d'Alger*. Université de Aïn Témouchent.
37. Arroudj, A. *Un chantier titanesque pour refaire d'Alger un diamant de la Méditerranée*
2023; Available from: <https://www.lefigaro.fr/international/un-chantier-titanesque-pour-refaire-d-alger-un-diamant-de-la-meditteranee-20231202>.
38. Ministère de l'Habitat, d.l.U.e.d.l.V. 2023; Available from: https://fr.wikipedia.org/wiki/Minist%C3%A8re_de_l%27Habitat%2C_de_l%E2%80%99Urbanisme_et_de_la_Ville.
39. Ministère de l'Habitat, d.l.U.e.d.l.V., *Le ministre de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville, Monsieur Mohamed Tarek Belaribi, en visite d'inspection du projet du siège du ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville*. 2024.
40. d'Oran, L.d.g.-c., 2025
41. Darigro. *Tour Galaxie à Oran, 30 étages, 118 mètres – Deuxième plus grande hauteur après le minaret de la Grande Mosquée d'Alger*. 2022; Available from: <https://www.facebook.com/darigro/posts/591177639295356>.
42. BENLAKEHAL Nourredine, Conception des structures métalliques en zones sismiques, Journée d'étude sur les constructions parasismiques, Institut des Sciences et de la Technologie, Université de Khemis Miliana, Avril 2011
43. *Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville, Règlement Parasismique Algérien – RPA 2024, Alger, Algérie: CGS, 2024*
44. *Ministère de l'Équipement, du Tourisme, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites : Règles BAEL/CBA 93 modifiées 99, Algérie, 2000.*
45. *CSI (Computers and Structures, Inc.), ETABS 2018 - Integrated Building Design Software, Version 18.0.2, Berkeley, California, USA, 2018*



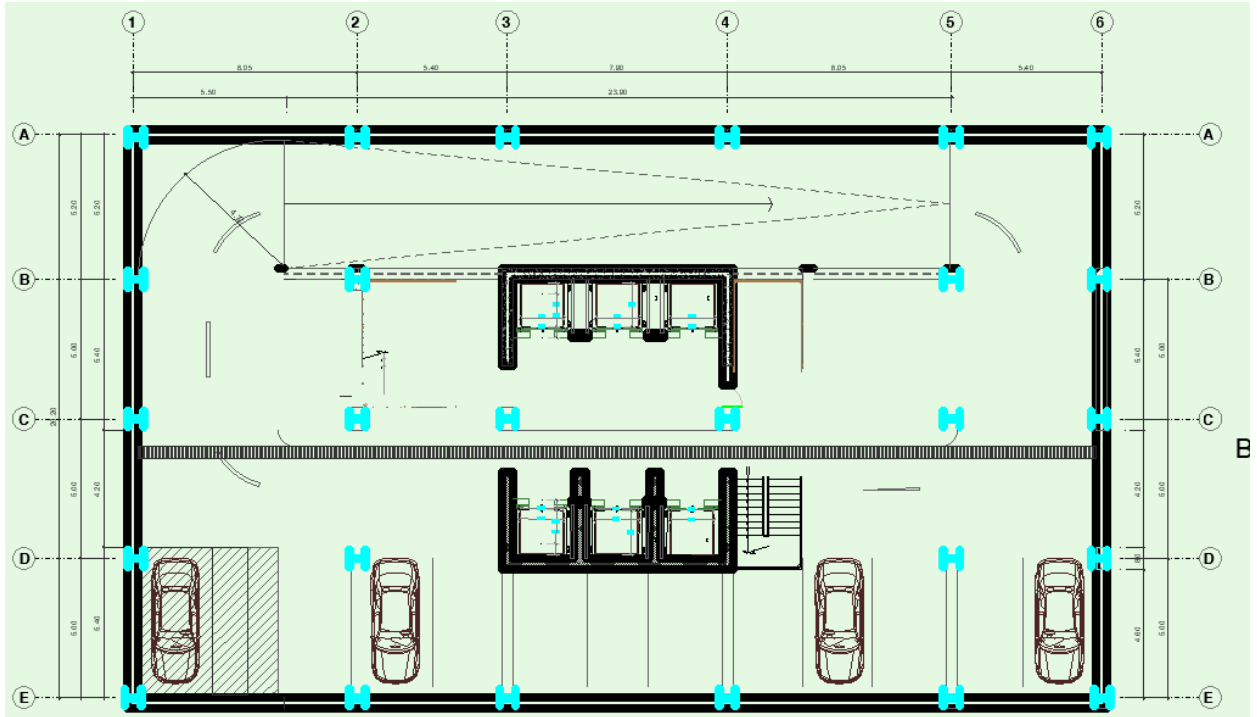
Annexes

➤ *Plan de Structure :*

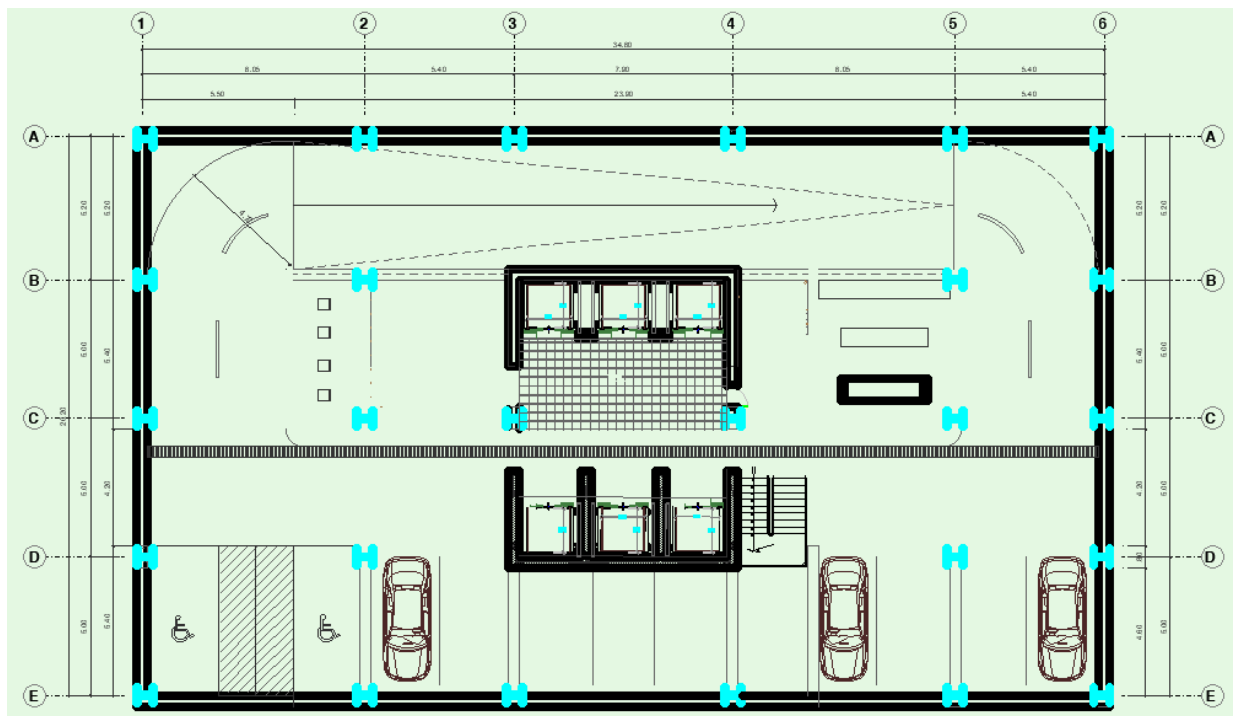


Annexe A : Disposition structurelle du système poteaux-poutres avec noyaux de contreventement

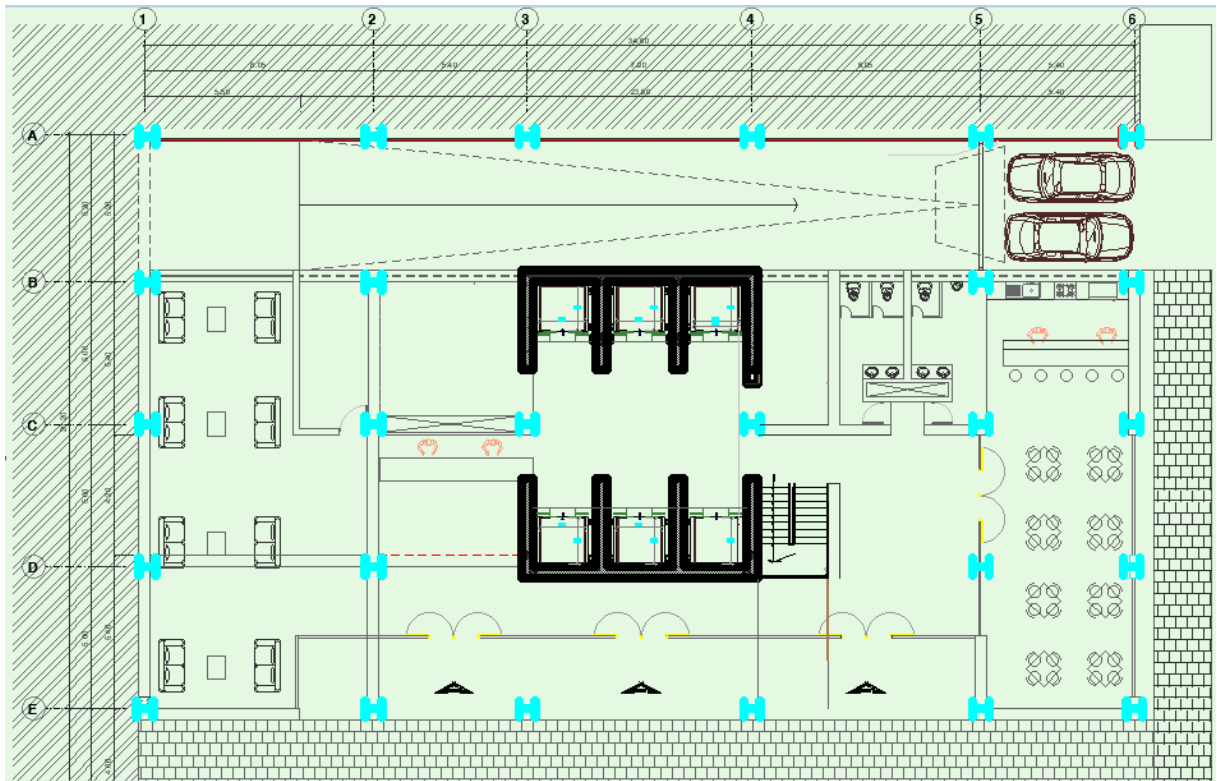
➤ *Plans Architecturaux par Niveau :*



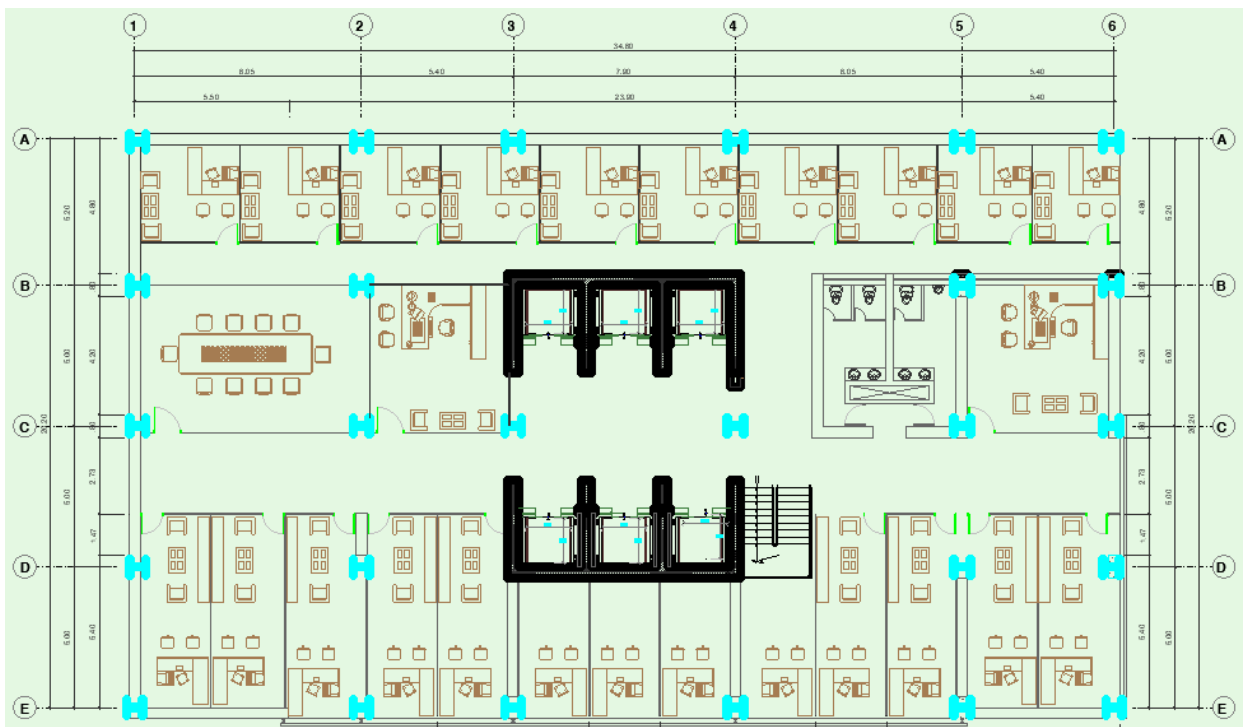
Annexe B : Plan du sous-sol 2 (Parking -2)



Annexe C : Plan du sous-sol 1 (Parking -1 / Accès PMR)



Annexe D : Plan du rez-de-chaussée (Salle de Réception et Services)



Annexe E : Plan de l'étage courant (bureaux)