

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانشون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Conception Et Dimensionnement D'une
Structure en béton armé à voiles porteurs et
dalles plates de type Flat Slab**

Présenté par :

LAIB Imene
BENHOUARA Chaima

Encadré par :

Mr. TOUNSI Khaled
Mr. AKNOUCHE Hassan

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ - Gadiri - Vieux Kouba

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, la patience et la volonté nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à nos encadrateurs, Monsieur AKNOUCHE Hassan et Monsieur TOUNSI Khaled, pour leur accompagnement, leur disponibilité, leurs orientations précieuses et la confiance qu'ils nous ont accordée tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'études. Leurs conseils, leur rigueur scientifique et leurs remarques pertinentes ont largement contribué à l'amélioration de ce travail.

Nous exprimons également notre profonde reconnaissance à Monsieur TABOUCHOUNT, Monsieur HARRICH ainsi qu'à Madame RIHANNA, pour leur aide, leur soutien, leurs encouragements et les éclaircissements qu'ils nous ont apportés durant les différentes étapes de ce projet. Leur contribution, de près ou de loin, a été d'une grande importance pour l'aboutissement de cette étude.

Nos vifs remerciements s'adressent aussi aux membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'examiner ce travail, ainsi que pour l'intérêt qu'ils porteront à notre étude et les remarques constructives qui permettront de l'enrichir.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants et professeurs qui ont contribué à notre formation durant notre parcours universitaire. Leur enseignement, leur encadrement et leur dévouement nous ont permis d'acquérir les connaissances nécessaires à la réalisation de ce mémoire.

Enfin, nous tenons à remercier nos familles, nos proches et toutes les personnes qui nous ont soutenus, encouragés et aidés, de près ou de loin, durant l'élaboration de ce travail.

À toutes et à tous, nous exprimons notre profonde gratitude.

إهداء

{وَأَخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنِ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ}

لم تكن الرحلة قصيرة، ولا الطريق معبّدة بالتسهيلات، لكنني قطعتها فالحمد لله الذي ييسر البدايات وأكمل النهايات وبلغنا الغايات بكل حب، أهدي ..ثمرة نجاحي

إلى نفسي الطموحة أولاً، التي آمنت بالحلم رغم الصعوبات، وسعت خلفه بإصرار حتى صار واقعاً

إلى النور الذي أضاء دربي، وإلى العزيز الذي حملت اسمه فخراً، إلى معلمي الأول ومن أكرمني الله به وجعله في منزلة الأب، إلى عمي الغالي الذي كان البطل في هذه القصة، والذي لم يبخل عليّ يوماً بالدعم والنصح والاحتواء، أهديك هذا الإنجاز بكل فخر واعتزاز

إلى أُمي الحبيبة،

في لحظة كنتُ أغير فيها مسار حياتي، وفي اليوم الذي عزمت فيه على التوقيع على ورقة التخلي عن هذه المدرسة التي لم أكن أرغب فيها يوماً، **لطالما كنت فخراً لي بمراتبك العالية في الدراسة، فلا تحرميني هذا " بجاعني منك اتصال غير كل شيء. ما زلت أذكر كلماتك وكأنها قيلت بالأمس " الشعور**

كانت جملة بسيطة، لكنها هزّت أعماقي وأعدت إليّ الإيمان بنفسي. فعدلت عن قراري، واخترت الاستمرار رغم الصعوبات، حتى وصلت إلى هذا اليوم الذي أضع فيه ثمرة سنوات من الجهد بين يديك

لولا كلماتك في تلك اللحظة، لما كنت هنا اليوم. فشكراً لأنك كنت دائماً صوت الأمل عندما ضعفت، والنور الذي أرشدني عندما تاهت بي الطرق. هذا النجاح هو نجاحك بقدر ما هو نجاحي، وأنت صاحبة الفضل فيه بعد الله

إلى جدتي الغالية رحمها الله، التي غادرتني قبل شهرين، والتي لطالما انتظرت هذا اليوم بفارغ الصبر، وكانت تساندني بدعائها الصادق ومحبتها الكبيرة، أهديك هذا النجاح وفاءً لذكراك الطيبة، وأسأل الله أن يجعل مثواك الجنة وأن يجمعني بك في الفردوس الأعلى

...إلى أختي رانيا

الداعمة الوفية، وصاحبة القلب الطيب، التي كانت إلى جانبي في لحظات التعب قبل الفرح، وآمنت بقدرتي على النجاح عندما كانت الشكوك تحاصرني. شكراً لك على كل كلمة تشجيع، وكل موقف دعم، وكل دعاء صادق، فأنت شريكة في هذا النجاح

...إلى أختي أسماء

التي لا أستطيع أن أعتبرها مجرد أخت، بل صديقة العمر ورفيقة درب، والقلب الذي أجد فيه الراحة والطمأنينة. شكراً لك على وجودك الدائم إلى جانبي، وعلى محبتك الصادقة التي كانت مصدر قوة لي في الكثير من المواقف. حفظك الله وأدامك نعمة في حياتي

إلى ضلعي الثابت، إخوتي وأبي، الداعمين والسند في أفراحي وأحزاني

إلى ذلك القلب الخفي الذي شاركني نفس الاسم وكذا عناء أيام بكلمات لم تكن خلف الكواليس سنداً فحسب، بل رافقتني في كل خطوة، إلى صديقتي الوفية شيماء.

"والى أنيسيتاي ورفيقتاي في السكن الجامعي إيمان وإكرام، اللتين جعلتا من الغربة بيتاً، ومن الأيام الصعبة لحظات أخف وأجمل بوجودهما

شكراً لكل من ساعدني وآمن بي وكان عوناً وسنداً لي في هذا الطريق، وإلى كل من قال: "أنا هنا لأجلك"، فكان عند حسن الظن وأكثر

ما كنت لأصل لولا توفيق الله، فالحمد لله الذي ما خيب رجاء ولا أضاع سعياً، وأغرقتني سروراً وفرحاً

Chaima

Dédicace

*Je dédie ce travail à mon père,
ma force tranquille, celui dont les gestes silencieux ont toujours porté plus loin que les mots,
et dont les efforts ont éclairé mon chemin avec patience, amour et confiance.*

*À ma mère,
pour ce lien unique que la vie écrit à sa manière,
avec ses nuances, ses leçons et ses empreintes profondes.
Je lui dédie une pensée douce, sincère et apaisée.*

*À mon frère Mohamed et à ma sœur Ikram,
petits morceaux précieux de mon univers,
pour les instants partagés, les sourires simples
et cette présence familiale qui rend les réussites plus belles.*

*À mes tantes,
pour leur affection, leurs mots bienveillants
et cette tendresse qui accompagne les moments importants de la vie.*

*À mes grands-parents,
racines chères de mon histoire,
dont l'amour, la sagesse et la chaleur donnent à chaque réussite
une saveur plus profonde.*

*À mon amie Serine,
et cette amitié sincère qui laisse dans le cœur
une trace tendre et lumineuse.*

*À toutes les présences discrètes,
celles qui n'ont pas toujours besoin d'être nommées,
mais dont un mot, un geste ou une attention
laissent une trace douce dans le cœur.*

*Et enfin, à moi-même,
pour avoir vécu cette étape avec cœur, curiosité et joie,
pour les efforts simples mais sincères,
et pour le bonheur d'avoir vu ce travail prendre forme,
pas à pas, comme un beau souvenir à garder.*

Avec tendresse et gratitude.

Imene

TITRE EN FRANÇAIS

Étude structurale et optimisation d'un bâtiment hôtelier en béton armé selon le RPA 2024 : analyse des flèches différées et proposition d'une variante structurale
Cas de l'Hôtel Falcon Thalassa à Cap Falcon, Oran

RÉSUMÉ

Le présent projet de fin d'études porte sur l'étude structurale d'un bâtiment hôtelier en béton armé, à savoir l'Hôtel Falcon Thalassa, implanté à Cap Falcon dans la commune d'Aïn El Turck, wilaya d'Oran. L'ouvrage étudié est composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée, de sept étages et d'un attique. En raison de sa destination recevant du public, de sa localisation en zone côtière et de son implantation dans une région de forte sismicité, cette structure nécessite une conception rigoureuse répondant aux exigences de résistance, de stabilité, de ductilité, de durabilité et de serviceabilité.

L'étude a d'abord porté sur la description de l'ouvrage, le prédimensionnement des éléments structuraux, l'évaluation des charges permanentes et d'exploitation, puis la modélisation tridimensionnelle de la structure à l'aide du logiciel ETABS. L'analyse sismique a été réalisée conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, en tenant compte des paramètres réglementaires relatifs à la zone sismique, au groupe d'usage, à la catégorie de site, au coefficient de comportement et au facteur de qualité. Les vérifications ont concerné notamment l'effort tranchant à la base, les déplacements inter-étages, l'effet du second ordre $P-\Delta$, la stabilité au renversement et le comportement global de la structure.

Le dimensionnement des éléments structuraux principaux, notamment les poutres, les voiles et les dalles, a ensuite été effectué selon les règlements en vigueur. Une attention particulière a été accordée à l'influence des nouvelles exigences du RPA 2024 sur les sollicitations sismiques et sur les sections d'armatures obtenues, en comparaison avec la conception initiale établie selon le RPA 99/version 2003. Les résultats ont mis en évidence une augmentation importante des efforts dans certains éléments, entraînant des sections d'armatures élevées et des difficultés potentielles d'exécution.

Par ailleurs, une étude paramétrique des flèches instantanées et différées des planchers a été menée en s'appuyant sur les recommandations de l'ACI 318 et de l'ACI 435. Cette analyse a permis d'évaluer l'influence de plusieurs paramètres, notamment la largeur et la hauteur des poutres, le taux de ferrailage des dalles, la résistance du béton et la durée de chargement. Les résultats ont montré que la rigidité des poutres, la qualité du béton et le taux d'armatures jouent un rôle déterminant dans la maîtrise des déformations à long terme.

À partir des résultats obtenus, une variante structurale améliorée a été proposée. Elle repose principalement sur l'adoption d'un plancher plus rigide avec des poutres larges, l'augmentation de l'épaisseur de certains voiles et l'ajustement de leur disposition afin d'améliorer la répartition des rigidités et le comportement sismique global. Cette solution permet de réduire les déformations différées, d'améliorer la faisabilité du ferrailage et de satisfaire les exigences réglementaires de résistance, de stabilité et de serviceabilité.

Mots clés

Béton armé, bâtiment hôtelier, RPA 2024, étude sismique, voiles porteurs, poutres noyées, flèches différées, ETABS, ACI 318, optimisation structurale.

العنوان بالعربية

RPA 2024: دراسة إنشائية وتحسين مبنى فندقى من الخرسانة المسلحة وفق النظام الزلزالي الجزائري
تحليل الترخيمات المؤجلة واقتراح بديل إنشائي
برأس فالكون، وهران Falcon Thalassa حالة فندق

الملخص

Falcon Thalassa يتناول هذا المشروع دراسة إنشائية لمبنى فندقى من الخرسانة المسلحة، يتمثل في فندق الواقع برأس فالكون في بلدية عين الترك، ولاية وهران. يتكون المبنى من طابق سفلي، طابق أرضي، سبعة طوابق علوية وطابق علوي إضافي. ونظراً لطبيعة استعماله كمرفق يستقبل الجمهور، ولموقعه الساحلي، ووجوده في منطقة ذات نشاط زلزالي معتبر، فإن تصميمه يتطلب دراسة دقيقة تراعي متطلبات المقاومة، الاستقرار، المطيلية، المتانة وسلامة الاستعمال.

بدأت الدراسة بوصف عام للمشروع، ثم التقدير الأولي لأبعاد العناصر الإنشائية، وتقييم الحمولات الدائمة أجريت ETABS. وحمولات الاستغلال، وبعد ذلك تم إنجاز نموذج ثلاثي الأبعاد للبناء باستعمال برنامج ، مع اعتماد المعطيات التنظيمية RPA 2024 الدراسة الزلزالية وفق متطلبات النظام الزلزالي الجزائري المتعلقة بالمنطقة الزلزالية، صنف استعمال المبنى، نوعية التربة، معامل السلوك ومعامل الجودة. وقد شملت ، الاستقرار $P-\Delta$ التحققات الزلزالية قوة القص القاعدية، الانتقالات النسبية بين الطوابق، تأثير الرتبة الثانية ، ضد الانقلاب والسلوك العام للمنشأ.

بعد ذلك، تم حساب وتسليح العناصر الإنشائية الرئيسية، خاصة العوارض، الجدران الحاملة والبلاطات، وفق على القوى RPA 2024 القوانين والأنظمة المعمول بها. كما تم التركيز على تأثير المتطلبات الجديدة للنظام نسخة 2003. وقد RPA 99 الزلزالية وعلى كميات التسليح، مقارنة بالتصميم الأولي المعتمد على النظام أظهرت النتائج ارتفاعاً معتبراً في بعض الجهود الداخلية، مما أدى إلى زيادة معتبرة في مقاطع التسليح وإمكانية ظهور صعوبات في التنفيذ داخل الورشة.

و ACI 318 كما تم إنجاز دراسة بارامترية للتخيمات الانية والمؤجلة للبلاطات بالاعتماد على توصيات سمحت هذه الدراسة بتحليل تأثير عدة عوامل، أهمها عرض وارتفاع العوارض، نسبة تسليح ACI 435. البلاطات، مقاومة الخرسانة ومدة التحميل. وقد بينت النتائج أن صلابة العوارض، نوعية الخرسانة ونسبة التسليح تعتبر من أهم العوامل المؤثرة في التحكم في التشوهات طويلة المدى.

اعتماداً على النتائج المتحصل عليها، تم اقتراح بديل إنشائي محسن يقوم أساساً على اعتماد نظام بلاطات أكثر صلابة باستعمال عوارض عريضة، مع زيادة سمك بعض الجدران الحاملة وتعديل توزيعها من أجل تحسين قدرة أفضل على تقليل التخيمات variante توزيع الصلابة والسلوك الزلزالي العام للمبنى. وقد أظهرت هذه المؤجلة، تحسين قابلية تنفيذ التسليح، وتحقيق متطلبات المقاومة، الاستقرار وسلامة الاستعمال.

الكلمات المفتاحية

، الدراسة الزلزالية، الجدران الحاملة، العوارض المخفية، RPA 2024: الخرسانة المسلحة، مبنى فندقى، التحسين الإنشائي ACI 318، ETABS، التخيمات المؤجلة،

TITLE IN ENGLISH

Structural Analysis and Optimization of a Reinforced Concrete Hotel Building According to RPA 2024: Long-Term Deflection Analysis and Proposal of an Improved Structural Variant
Case Study of Falcon Thalassa Hotel, Cap Falcon, Oran

ABSTRACT

This final-year project focuses on the structural analysis of a reinforced concrete hotel building, namely the Falcon Thalassa Hotel, located in Cap Falcon, in the municipality of Aïn El Turck, Oran. The structure consists of one basement, a ground floor, seven upper floors and an attic level. Due to its public-use function, its coastal location and its implantation in a high seismicity region, the building requires a rigorous structural design that satisfies strength, stability, ductility, durability and serviceability requirements.

The study first presents the general description of the building, the preliminary sizing of the structural elements, the evaluation of permanent and live loads, and the development of a three-dimensional numerical model using ETABS software. The seismic analysis was carried out in accordance with the Algerian Seismic Code RPA 2024, taking into account the regulatory parameters related to the seismic zone, occupancy category, soil category, behavior factor and quality factor. The main verifications included the base shear force, inter-storey drifts, second-order P- Δ effects, overturning stability and the overall seismic behavior of the structure.

The design and reinforcement of the main structural elements, including beams, shear walls and slabs, were then performed according to the applicable design codes. Particular attention was given to the influence of the new RPA 2024 requirements on seismic forces and reinforcement areas, in comparison with the initial design based on RPA 99/version 2003. The results showed a significant increase in internal forces in some structural members, leading to high reinforcement ratios and potential execution difficulties on site.

In addition, a parametric study of immediate and long-term deflections of reinforced concrete slabs was conducted according to the recommendations of ACI 318 and ACI 435. This analysis assessed the influence of several parameters, including beam width and depth, slab reinforcement ratio, concrete compressive strength and loading duration. The results showed that beam stiffness, concrete strength and reinforcement ratio have a major influence on the control of long-term deflections.

Based on the obtained results, an improved structural variant was proposed. This solution mainly consists of adopting a stiffer floor system with wide beams, increasing the thickness of some shear walls and adjusting their layout in order to improve stiffness distribution and the global seismic response of the building. The proposed variant reduces long-term deflections, improves reinforcement feasibility and satisfies the regulatory requirements related to strength, stability and serviceability.

Keywords

reinforced concrete, hotel building, RPA 2024, seismic analysis, shear walls, embedded beams, long-term deflections, ETABS, ACI 318, structural optimization.

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
Objectifs du travail	3
Organisation du mémoire	3

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES STRUCTURES À VOILES PORTEURS ET LES FLÈCHES DIFFÉRÉES DES DALLES EN BÉTON

ARMÉ

I.1 Introduction	6
I.2 Les systèmes constructifs des structures en béton armé	7
I.2.1 Généralités	7
I.2.2 Les charges agissant sur les bâtiments	8
I.2.3 Définition du contreventement	9
I.2.4 Classification des systèmes de contreventement	9
I.2.5 Système de contreventement constitué par des voiles porteurs	10
I.2.6 Interaction entre planchers et éléments de contreventement	11
I.3 Les dalles pleines avec poutres noyées	11
I.3.1 Généralités	11
I.3.2 Définition du système de construction en dalles pleines	12
I.3.3 Les types de dalles pleines	13
I.3.4 Têtes de poteau et retombées de panneau	15
I.3.5 Rôle des poutres noyées	17
I.3.6 Épaisseur des dalles pleines	18
I.3.7 Les avantages et les inconvénients des dalles pleines	18
I.3.7.1 Les avantages	18
I.3.7.2 Les inconvénients	18
I.3.8 Force de cisaillement dans la dalle pleine	19
I.3.9 Transfert de moments et cisailles entre dalles et poteaux	20
I.3.10 Analyse et conception de la dalle plate pour les charges verticales	21
I.3.10.1 La méthode de conception directe	21
I.3.10.2 Méthode du cadre équivalent	22
I.3.11 Modes de défaillance	23
I.3.12 Influence des forces latérales	24
I.3.13 Critères de conception des dalles pleines	24
I.3.13.1 Ouvertures dans les dalles pleines	25
I.3.13.2 Les fissures	26
I.3.13.3 Déflexion	26
I.3.13.4 Durabilité	27

I.4 Retrait, fluage et état de l'art réglementaire des flèches différées	28
I.4.1 Généralités	28
I.4.2 Les déformations du béton	28
I.4.3 Le retrait	28
I.4.4 Le fluage	32
I.4.5 Flèches différées des dalles pleines	33
I.4.6 État de l'art réglementaire des flèches différées	33
I.4.7 Intérêt de la modélisation des flèches sous ETABS	35
I.5 Conclusion	36

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

II.1 Introduction	38
II.2 Présentation générale du projet	38
II.2.1 Identification du projet	38
II.2.2 Situation géographique	39
II.3 Description architecturale de l'ouvrage	40
II.3.1 Composition générale selon les plans architecturaux	40
II.3.2 Plans architecturaux de l'ouvrage	40
II.3.3 Organisation fonctionnelle des niveaux	44
II.3.4 Irrégularité en plan et en élévation	44
II.4 Système structural prévu	45
II.4.1 Système porteur vertical	45
II.4.2 Système de plancher	45
II.4.3 Système de contreventement	46
II.5 Caractéristiques géométriques du bâtiment	46
II.5.1 Dimensions en élévation	46
II.5.2 Dimensions en plan	47
II.6 Classification réglementaire de l'ouvrage	47
II.6.1 Classification du site	47
II.6.2 Classification selon la zone sismique	47
II.6.3 Classification selon l'importance de l'ouvrage	48
II.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux	48
II.7.1 Béton	48
II.7.2 Acier	50
II.8 Conclusion	52

CHAPITRE III : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX ET ÉVALUATION DES CHARGES

III.1 Introduction	54
III.2 Hypothèses de calcul	54
III.3 Prédimensionnement des planchers	55
III.3.1 Condition de résistance au feu	56
III.3.2 Condition d'isolation acoustique	56
III.3.3 Condition de résistance à la flexion	56
III.3.4 Condition de flèche	57
III.4 Prédimensionnement des poutres noyées	59
III.4.1 Vérification préliminaire des flèches des poutres	60
III.6 Prédimensionnement des voiles	61
III.9 Évaluation des charges et surcharges	63
III.9.1 Charges d'exploitation	63
III.9.2 Charges permanentes du plancher courant	63
III.9.3 Charges permanentes de la terrasse inaccessible	64
III.9.4 Charges permanentes du palier d'escalier	64
III.9.5 Charges permanentes de la volée d'escalier	65
III.9.6 Charges permanentes des murs extérieurs	66
III.11 Conclusion	66

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

IV.1 Introduction	68
IV.2 Objectif de l'étude sismique	68
IV.3 Méthodes de calcul sismique	69
IV.4 Modélisation dynamique de la structure	69
IV.4.1 Principe de la modélisation	69
IV.4.2 Modélisation mathématique	70
IV.4.3 Modélisation des éléments structuraux	71
IV.4.4 Modélisation de la structure sur ETABS	72
IV.4.5 Modélisation de la masse	73
IV.5 Paramètres sismiques de calcul	73
IV.6 Choix du coefficient de comportement	74
IV.7 Facteur de qualité	75
IV.7.1 Régularité en plan	76
IV.7.2 Régularité en élévation	77
IV.7.3 Redondance en plan	78

IV.8 Analyse modale spectrale	78
IV.8.1 Principe de la méthode	78
IV.8.2 Nombre de modes à considérer	79
IV.9 Vérification de la période fondamentale	81
IV.10 Calcul de l'effort tranchant à la base	82
IV.10.1 Méthode statique équivalente	82
IV.10.2 Vérification de l'effort tranchant dynamique	84
IV.11 Vérification des déplacements inter-étages	85
IV.11.1 Justification de non-effondrement	85
IV.11.2 Justification de limitation des dommages	86
IV.12 Vérification de l'effet P- Δ	88
IV.12.1 Direction X	88
IV.12.2 Direction Y	89
IV.13 Vérification de la stabilité au renversement	90
IV.13.1 Direction X	90
IV.13.2 Direction Y	91
IV.14 Vérification de l'hypothèse du diaphragme rigide	91
IV.14.1 Vérification suivant X	91
IV.14.2 Vérification suivant Y	92
IV.15 Conclusion	92

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction	95
V.2 Étude des poutres	95
V.2.1 Combinaisons d'actions	96
V.2.2 Exigences du RPA 2024 relatives aux armatures longitudinales	96
V.2.3 Sollicitations extrêmes des poutres	97
V.2.4 Calcul des armatures longitudinales	98
V.2.5 Vérification des armatures longitudinales	99
V.2.6 Vérification à l'état limite ultime	99
V.2.6.1 Vérification de la contrainte tangente limite ultime	99
V.2.6.2 Vérification de la section des armatures inférieures d'appui	100
V.2.6.3 Vérification de la profondeur de l'appui	101
V.2.6.4 Vérification de la contrainte de compression dans la bielle	103
V.2.7 Vérification à l'état limite de service	103
V.2.7.1 Contrainte admissible du béton	103
V.2.7.2 Contrainte admissible de l'acier	104

V.2.8 Dimensionnement et vérification des armatures transversales des poutres ..	105
V.2.8.1 Exigences réglementaires	105
V.2.8.2 Vérification selon le BAEL 91	106
V.2.8.3 Paramètres de calcul	108
V.2.8.4 Choix des armatures transversales	108
V.3 Étude des voiles	110
V.3.1 Vérifications réglementaires des voiles	110
V.3.1.1 Vérification de la condition de l'effort normal réduit	110
V.3.1.2 Vérification sous sollicitations tangentes	111
V.3.2 Dimensions géométriques du voile	112
V.3.3 Classification du voile	113
V.3.4 Ferrailage des voiles et des trumeaux	114
V.3.4.1 Calcul de la hauteur critique du voile	114
V.3.4.2 Enveloppe des moments fléchissants	115
V.3.5 Ferrailage des éléments de rive	116
V.3.5.1 Détermination des dimensions des éléments de rive	116
V.3.5.2 Ferrailage longitudinal des éléments de rive	117
V.3.5.3 Ferrailage transversal des éléments de rive	118
V.3.6 Ferrailage de l'âme du voile	120
V.3.6.1 Armatures longitudinales de l'âme	120
V.3.6.2 Armatures transversales de l'âme	121
V.3.7 Vérification des conditions de ductilité locale	122
V.3.7.1 Calcul du rapport mécanique de confinement	122
V.3.7.2 Calcul de l'effort normal réduit	123
V.3.7.3 Coefficient d'efficacité du confinement	123
V.3.7.4 Taux mécanique des armatures verticales de l'âme	124
V.3.7.5 Calcul du coefficient de ductilité en courbure	124
V.3.7.6 Vérification de la condition de ductilité	125
V.3.7.7 Vérification de la longueur confinée des éléments de rive	125
V.3.8 Ferrailage adopté du voile	126
V.4 Sollicitations de calcul et ferrailage des dalles	127
V.4.1 Ferrailage selon la direction X-X	127
V.4.2 Ferrailage selon la direction Y-Y	127
V.4.3 Vérification de l'armature minimale	127
V.4.4 Disposition des armatures	128
V.5 Conclusion	130

CHAPITRE VI : ÉTUDE PARAMÉTRIQUE SUR LES DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES

VI.1 Introduction	133
VI.2 Calcul de la flèche selon l'ACI 318	133
VI.2.1 Charges appliquées	134
VI.2.2 Cas de charges considérés pour le calcul des flèches	134
VI.2.3 Types de déflexions	135
VI.2.4 Moment d'inertie effectif	136
VI.2.5 Flèches immédiates	137
VI.2.6 Flèches à long terme	139
VI.2.6.1 Méthode 1 : Multiplicateur à long terme selon l'ACI 318	139
VI.2.6.2 Méthode 2 : Méthode modifiée du Comité ACI 435	141
VI.3 Techniques de conception pour contrôler la déflexion	145
VI.4 Calcul des flèches à l'aide du logiciel ETABS	146
VI.4.1 Cas de charges considérés dans ETABS	146
VI.4.2 Combinaison des déflexions	147
VI.5 Étude paramétrique des dalles plates	151
VI.5.1 Distribution des moments au niveau des dalles	151
VI.5.2 Section 1 : Influence de la largeur des poutres et du taux de ferrailage des dalles sur les flèches différées	154
VI.5.3 Section 2 : Influence de la largeur et de la hauteur des poutres sur les flèches différées	158
VI.5.4 Section 3 : Influence de la résistance du béton sur les flèches différées	165
VI.5.5 Combinaison des tableaux	171
VI.6 Conclusion	175

CHAPITRE VII : STRUCTURE PROPOSÉE

VII.1 Introduction	178
VII.2 Justification de la variante structurale proposée	179
VII.3 Description de la structure proposée	181
VII.4 Hypothèses de calcul et règlements utilisés	182
VII.5 Vérification sismique de la structure proposée selon le RPA 2024	183
VII.5.1 Vérification de l'effet de noyau	183
VII.5.2 Méthode d'analyse adoptée	185

VII.5.3 Analyse modale de la structure proposée	185
VII.5.4 Vérification de la période fondamentale	187
VII.5.5 Vérification de l'effort tranchant à la base	188
VII.5.6 Vérification des déplacements inter-étages : justification de non-effondrement	190
VII.5.7 Vérification de la limitation des dommages	191
VII.5.8 Vérification de l'effet P- Δ	192
VII.5.9 Vérification de la stabilité au renversement	193
VII.6 Ferrailage des éléments structuraux de la structure proposée	196
VII.6.1 Objectif du ferrailage	196
VII.6.2 Ferrailage des poutres	197
VII.6.2.1 Description des poutres étudiées	197
VII.6.2.2 Sollicitations extrêmes des poutres	197
VII.6.2.3 Calcul des armatures longitudinales des poutres	198
VII.6.2.4 Vérification des armatures longitudinales selon le RPA 2024	200
VII.6.2.5 Vérification de la contrainte tangente limite ultime	201
VII.6.2.6 Vérification de la section des armatures inférieures d'appui	203
VII.6.2.7 Vérification de la profondeur d'appui	204
VII.6.2.8 Vérification de la compression dans la bielle	205
VII.6.2.9 Vérification sous combinaison ELS	205
VII.6.2.10 Dimensionnement des armatures transversales des poutres	207
VII.6.2.11 Vérification de la flèche des poutres de la nouvelle variante	210
VII.6.3 Étude des voiles	212
VII.6.3.1 Choix du voile représentatif	212
VII.6.3.2 Vérification de l'effort normal réduit	212
VII.6.3.3 Vérification sous sollicitations tangentes	213
VII.6.3.4 Dimensions géométriques du voile	214
VII.6.3.5 Hauteur critique du voile	215
VII.6.3.6 Détermination des dimensions des éléments de rive	216
VII.6.3.7 Ferrailage longitudinal des éléments de rive	217
VII.6.3.8 Disposition des armatures longitudinales	218
VII.6.3.9 Ferrailage transversal des éléments de rive	219
VII.6.3.10 Armatures verticales de l'âme	219
VII.6.3.11 Armatures horizontales de l'âme	220
VII.6.3.12 Vérification des conditions de ductilité locale	221
VII.6.3.13 Ferrailage des étages supérieurs	226
VII.6.4 Étude des dalles	227
VII.6.4.1 Rôle des dalles et principe de calcul	227
VII.6.4.2 Ferrailage suivant la direction X-X et Y-Y	227
VII.7 Vérification de la flèche selon l'ACI	230
VII.7.1 Objectif de la vérification	230

VII.7.2 Critère de vérification selon l'ACI	231
VII.7.3 Résultats numériques	232
VII.7.4 Analyse des résultats	233
VII.7.5 Influence des poutres larges sur le comportement en déformation	235
VII.8 Conclusion générale du chapitre	236
CONCLUSION GÉNÉRALE	239
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	244
ANNEXES	249

TABLE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1 : Fonctionnement global d'une structure en béton armé à voiles porteurs sous charges verticales et actions horizontales	7
Figure I.2 : Les charges agissant sur les bâtiments	8
Figure I.3 : Dommages de la structure dus à l'effet dynamique	9
Figure I.4 : Systèmes de contreventement	10
Figure I.5 : Principe de fonctionnement d'un plancher-dalle en béton armé	12
Figure I.6 : Dalle pleine sans retombée de panneau et tête de poteau	13
Figure I.7 : Dalle pleine sans tête et avec retombée de panneau	14
Figure I.8 : Dalle plate avec tête et avec retombée de panneau	14
Figure I.10 : Dalle plate nervurée	15
Figure I.11 : Détail de la tête de poteau	16
Figure I.12 : Dimensions de retombée de panneau	16
Figure I.13 : Poutre noyée dans une dalle pleine	17
Figure I.14 : Poinçonnement d'un poteau dans une dalle	19
Figure I.15 : Section critique de cisaillement	20
Figure I.16 : Section critique pour les sections de poteaux avec des angles entrants	20
Figure I.17 : Section critique pour les poteaux près du bord libre d'une dalle	21
Figure I.18 : Les conditions de la méthode de conception directe	22
Figure I.19 : Modèle de largeur de poutre effective proposé par Luo et al. (1994)	23
Figure I.20 : Le parking de Pipiers Row après les défaillances progressives par cisaillement	24
Figure I.21 : Fissuration de la dalle à cause d'ouverture	25
Figure I.22 : Apparition de fissures au voisinage du poteau	26
Figure I.23 : La déflexion dans une dalle pleine	27
Figure I.24 : Le retrait et sa déformation dans le temps	29
Figure I.25 : Influence du dosage des granulats sur le rapport retrait du béton / retrait de la pâte de ciment	29
Figure I.26 : Relation entre le retrait et le temps d'exposition à différentes humidités relatives	30
Figure I.27 : Effet de la période de cure sur le développement du retrait dans le temps	30
Figure I.28 : Influence du rapport E/C et du pourcentage des agrégats sur le retrait	31
Figure I.29 : Résultats de retrait des bétons contenant 2 % d'adjuvants réducteurs de retrait	31
Figure I.30 : Le fluage et sa déformation dans le temps	32

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Figure II.1 : Localisation géographique de l'Hôtel Falcon Thalassa - Oran	39
Figure II.2 : Vue satellitaire du site de l'Hôtel Falcon	39
Figure II.3 : Vue générale de l'Hôtel Falcon Thalassa	41
Figure II.4 : Vue en plan du sous-sol	41
Figure II.5 : Vue en plan du rez-de-chaussée	42
Figure II.6 : Vue en plan du premier étage	42
Figure II.7 : Vue en plan des étages courants du 2e au 7e étage	43
Figure II.8 : Vue en plan de l'attique	43
Figure II.9 : Vue en plan de la terrasse	44
Figure II.10 : Irrégularité en élévation de l'Hôtel Falcon Thalassa	45
Figure II.11 : Disposition des voiles porteurs dans le bâtiment	46

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

Figure IV.1 : Vue en plan du modèle	72
Figure IV.2 : Vue en 3D du modèle	72
Figure IV.3 : Spectre de réponse horizontale	79

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1 : Position de la poutre B43	95
Figure V.2 : Ferrailage de la poutre B43 en travée	109
Figure V.3 : Ferrailage de la poutre B43 sur appui	109
Figure V.4 : Ferrailage des autres poutres sur appui	109
Figure V.5 : Ferrailage des autres poutres en travée	109
Figure V.6 : Enveloppe des moments fléchissants du voile	115
Figure V.7 : Ferrailage longitudinal des éléments de rive des voiles	118
Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile	121
Figure V.9 : Schéma de ferrailage des dalles	130

CHAPITRE VI : ÉTUDE PARAMÉTRIQUE SUR LES DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES

Figure VI.1 : Multiplicateurs pour les déformations à long terme	141
Figure VI.2 : Facteurs de correction du fluage pour des conditions non standards	142
Figure VI.3 : Facteurs de correction du retrait pour des conditions non standards	144
Figure VI.4 : Cas 1 : DL + LL	148
Figure VI.5 : Cas 2 : DL + 0,25 LL	148
Figure VI.6 : Cas 3 : DL + 0,25 LL	148
Figure VI.7 : Combinaison de la déflexion	148
Figure VI.8 : Zone d'étude en 3D	150

Figure VI.9 : Valeurs de déflexion de la structure après 5000 jours de chargement	150
Figure VI.10 : Distribution des moments selon la direction X-X sans poutres	152
Figure VI.11 : Distribution des moments selon la direction X-X avec poutres	152
Figure VI.12 : Distribution des moments selon la direction Y-Y sans poutres	153
Figure VI.13 : Distribution des moments selon la direction Y-Y avec poutres	153
Figure VI.14 : Déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour des poutres plates de largeur 40 cm	155
Figure VI.15 : Déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour des poutres plates de largeur 120 cm	157
Figure VI.16 : Déflexion de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps pour une hauteur de poutre de 20 cm	159
Figure VI.17 : Déflexion de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps pour une hauteur de poutre de 25 cm	161
Figure VI.18 : Déflexion de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps pour une hauteur de poutre de 30 cm	162
Figure VI.19 : Déflexion de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps pour une hauteur de poutre de 35 cm	164
Figure VI.20 : Déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour une qualité de béton de 25 MPa	166
Figure VI.21 : Déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour une qualité de béton de 30 MPa	168
Figure VI.22 : Déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour une qualité de béton de 35 MPa	169
Figure VI.23 : Déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour une qualité de béton de 40 MPa	170
Figure VI.24 : Évolution des flèches différées en fonction du rapport b/h et du temps pour des poutres de largeur 40 cm	172
Figure VI.25 : Évolution des flèches différées en fonction du rapport b/h et du temps pour des poutres de largeur 160 cm	173
Figure VI.26 : Évolution des flèches différées en fonction de la résistance du béton f_{c28} et du temps pour un taux de ferrailage des dalles $\rho_s = 0,0054$	174

CHAPITRE VII : STRUCTURE PROPOSÉE

Figure VII.1 : Ferrailage des poutres sur appui	211
Figure VII.2 : Ferrailage des poutres en travée	211
Figure VII.3 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissants	216
Figure VII.4 : Ferrailage de l'élément de rive	218
Figure VII.5 : Schéma du ferrailage du voile	221
Figure VII.6 : Détail de ferrailage de la dalle	230
Figure VII.7 : Flèche du plancher terrasse sans poutres à 5000 jours	233
Figure VII.8 : Flèche du plancher terrasse avec poutres à 5000 jours	234

Figure VII.9 : Flèche du plancher terrasse sans poutres à 5000 jours	235
Figure VII.10 : Flèche du plancher terrasse avec poutres larges à 5000 jours	236

TABLE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau I.1 : État de l'art réglementaire des flèches différées	35
---	----

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Tableau II.1 : Identification générale du projet	38
Tableau II.2 : Composition architecturale de l'ouvrage	40
Tableau II.3 : Hauteurs des différents niveaux de la structure	46
Tableau II.4 : Dimensions en plan du bâtiment selon les plans architecturaux	47
Tableau II.5 : Caractéristiques mécaniques du béton	48
Tableau II.6 : Caractéristiques mécaniques de l'acier	50
Tableau II.7 : Les contraintes limites de l'acier	51

CHAPITRE III : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX ET ÉVALUATION DES CHARGES

Tableau III.1 : Épaisseur minimale des planchers selon la résistance au feu	56
Tableau III.2 : Vérification de l'épaisseur de la dalle selon la condition de flexion	57
Tableau III.3 : Synthèse des épaisseurs minimales de la dalle	59
Tableau III.4 : Vérification préliminaire des dimensions des poutres noyées	60
Tableau III.5 : Vérification préliminaire des flèches des poutres noyées	61
Tableau III.6 : Vérification de l'épaisseur minimale des voiles	61
Tableau III.7 : Vérification de la longueur minimale des voiles selon le RPA 2024	62
Tableau III.8 : Vérification de la formule de Blondel pour l'escalier de type 1	64
Tableau III.9 : Vérification de la formule de Blondel pour l'escalier de type 2	65
Tableau III.10 : Charges d'exploitation retenues	66
Tableau III.11 : Descente de charge du plancher courant	66
Tableau III.12 : Descente de charge de la terrasse inaccessible	67
Tableau III.13 : Descente de charge du palier d'escalier	67
Tableau III.14 : Descente de charge de la volée d'escalier	68
Tableau III.15 : Descente de charge des murs extérieurs	68

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

Tableau IV.1 : Coefficients d'accompagnement des charges d'exploitation	76
Tableau IV.2 : Paramètres sismiques de calcul	77
Tableau IV.3 : Vérification de l'effet de noyau	78
Tableau IV.4 : Régularité en plan	79

Tableau IV.5 : Vérification de la régularité en élévation	80
Tableau IV.6 : Vérification de la redondance en plan	81
Tableau IV.7 : Synthèse du facteur de qualité	81
Tableau IV.8 : Périodes et participations massiques modales	83
Tableau IV.9 : Vérification de la période fondamentale	84
Tableau IV.10 : Efforts tranchants à la base par la méthode statique équivalente	86
Tableau IV.11 : Valeurs minimales réglementaires de l'effort tranchant dynamique	87
Tableau IV.12 : Vérification de l'effort tranchant à la base	87
Tableau IV.13 : Justification de non-effondrement suivant X	89
Tableau IV.14 : Justification de non-effondrement suivant Y	89
Tableau IV.15 : Justification de limitation des dommages suivant X	90
Tableau IV.16 : Justification de limitation des dommages suivant Y	90
Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P- Δ suivant X	92
Tableau IV.18 : Vérification de l'effet P- Δ suivant Y	92
Tableau IV.19 : Vérification de la stabilité au renversement suivant X	93
Tableau IV.20 : Vérification de la stabilité au renversement suivant Y	94
Tableau IV.21 : Vérification du diaphragme rigide suivant X	95
Tableau IV.22 : Vérification du diaphragme rigide suivant Y	95

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 : Sollicitations extrêmes des poutres	100
Tableau V.2 : Armatures longitudinales de la poutre B43	101
Tableau V.3 : Armatures longitudinales des autres poutres	101
Tableau V.4 : Vérification des armatures longitudinales des poutres	101
Tableau V.5 : Vérification de la contrainte tangente limite ultime	102
Tableau V.6 : Vérification des contraintes en service de la poutre B43	107
Tableau V.7 : Vérification des contraintes en service des autres poutres	107
Tableau V.8 : Paramètres de calcul des armatures transversales	110
Tableau V.9 : Armatures transversales des poutres	111
Tableau V.10 : Distribution de l'effort normal et des moments fléchissants	118
Tableau V.11 : Ferrailage adopté pour le voile	128
Tableau V.12 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles dans la direction X-X ..	129
Tableau V.13 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles dans la direction Y-Y ..	129
Tableau V.14 : Comparaison des paramètres sismiques selon le RPA 99/version 2003 et le RPA 2024	133
Tableau V.15 : Comparaison des sections d'armatures longitudinales des poutres	134
Tableau V.16 : Comparaison des sections d'armatures des voiles	135

CHAPITRE VI : ÉTUDE PARAMÉTRIQUE SUR LES DÉFORMATIONS

DIFFÉRÉES

Tableau VI.1 : Valeurs du facteur ξ en fonction du temps	145
Tableau VI.2 : Conditions standards influençant le fluage selon l'ACI 435R-95	147
Tableau VI.3 : Valeurs de déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour des poutres de section 40×20 cm	159
Tableau VI.4 : Valeurs de déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour des poutres plates de section 80×20 cm	161
Tableau VI.5 : Valeurs de déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour des poutres plates de section 120×20 cm	162
Tableau VI.6 : Valeurs de déflexion de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps pour une hauteur de poutre de 20 cm	164
Tableau VI.7 : Valeurs de déflexion de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps pour une hauteur de poutre de 25 cm	165
Tableau VI.8 : Valeurs de déflexion de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps pour une hauteur de poutre de 30 cm	167
Tableau VI.9 : Valeurs de déflexion de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps pour une hauteur de poutre de 35 cm	169
Tableau VI.10 : Valeurs de déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour une qualité de béton de 25 MPa	171
Tableau VI.11 : Valeurs de déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour une qualité de béton de 30 MPa	172
Tableau VI.12 : Valeurs de déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour une qualité de béton de 35 MPa	174
Tableau VI.13 : Valeurs de déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour une qualité de béton de 40 MPa	175
Tableau VI.14 : Évolution des flèches différées en fonction du rapport b/h et du temps pour des poutres de largeur 40 cm	177
Tableau VI.15 : Évolution des flèches différées en fonction du rapport b/h et du temps pour des poutres de largeur 160 cm	177
Tableau VI.16 : Évolution des flèches différées en fonction de la résistance du béton f_{c28} et du temps pour un taux de ferrailage des dalles $\rho_s = 0,0054$	179

CHAPITRE VII : STRUCTURE PROPOSÉE

Tableau VII.1 : Comparaison entre la structure initiale et la structure proposée	185
Tableau VII.2 : Caractéristiques principales de la structure proposée	187
Tableau VII.3 : Paramètres sismiques de calcul	188
Tableau VII.4 : Vérification de l'effet de noyau	189
Tableau VII.5 : Périodes et participations massiques modales de la structure proposée	190
Tableau VII.6 : Vérification de la période fondamentale	193
Tableau VII.7 : Vérification de l'effort tranchant dynamique à la base	194

Tableau VII.8 : Justification de non-effondrement suivant X-X et Y-Y	196
Tableau VII.9 : Justification de limitation des dommages suivant X-X et Y-Y	196
Tableau VII.10 : Vérification de l'effet P- Δ suivant X-X	197
Tableau VII.11 : Vérification de l'effet P- Δ suivant Y-Y	198
Tableau VII.12 : Vérification du renversement suivant X-X	199
Tableau VII.13 : Vérification du renversement suivant Y-Y	200
Tableau VII.14 : Les sollicitations extrêmes sur les poutres	203
Tableau VII.15 : Armatures longitudinales des poutres	203
Tableau VII.16 : Vérification des armatures longitudinales des poutres	203
Tableau VII.17 : Vérification des armatures longitudinales selon le RPA 2024	205
Tableau VII.18 : Vérification sous ELA et ELU	205
Tableau VII.19 : Vérification des contraintes en service	207
Tableau VII.20 : Résultats de calcul d'espacement selon le BAEL 91	208
Tableau VII.21 : Ferrailage transversal adopté des poutres	209
Tableau VII.22 : Vérification de l'effort normal réduit	210
Tableau VII.23 : Dimensions géométriques du voile	213
Tableau VII.24 : Ferrailage des voiles des étages supérieurs	215
Tableau VII.25 : Ferrailage adopté pour le voile	226
Tableau VII.26 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles sans poutres suivant X-X	226
Tableau VII.27 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles sans poutres suivant Y-Y	227
Tableau VII.28 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles avec poutres suivant X-X	228
Tableau VII.29 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles avec poutres suivant Y-Y	229
Tableau VII.30 : Limites admissibles des flèches selon l'ACI 318	231
Tableau VII.31 : Vérification de la flèche selon l'ACI	233

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone au rocher.
a : Profondeur d'appui.
As : Section des armatures longitudinales.
As,min : Section minimale des armatures longitudinales.
As,adoptée : Section d'armatures adoptée.
At : Section des armatures transversales.
Av : Section des armatures verticales.
B : Aire de la section brute.
Bc : Aire de la section brute du béton.
b : Largeur d'un élément structural.
b0 : Largeur de l'âme ou largeur utile de la section.
bw : Épaisseur du voile ou largeur de l'âme.
d : Hauteur utile de la section.
d' : Distance entre la fibre comprimée et le centre des armatures comprimées.
E : Module d'élasticité longitudinal.
Ec : Module d'élasticité du béton.
Ec,eff : Module d'élasticité effectif du béton.
Es : Module d'élasticité de l'acier.
Eij : Module de déformation longitudinale instantané du béton.
Evj : Module de déformation longitudinale différé du béton.
e : Épaisseur d'un élément.
e0x : Excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité suivant X.
e0y : Excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité suivant Y.
fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.
fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
ftj : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.
ft28 : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
fbu : Contrainte limite ultime du béton.
fe : Limite élastique de l'acier.
fsu : Contrainte limite ultime de l'acier.
fyd : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.
G : Charge permanente.
g : Accélération de la pesanteur.
h : Hauteur totale d'une section.
he : Hauteur d'étage.
hcr : Hauteur critique du voile.
I : Coefficient d'importance de l'ouvrage.
Ig : Moment d'inertie brut de la section.
Icr : Moment d'inertie fissuré.
Ie : Moment d'inertie effectif.

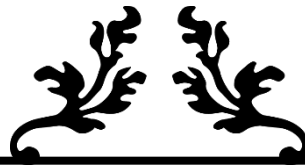
I_x : Moment d'inertie suivant l'axe X.
 I_y : Moment d'inertie suivant l'axe Y.
 L : Longueur ou portée d'un élément.
 L_a : Longueur d'ancrage utile.
 L_s : Longueur de scellement.
 l_x : Petite portée d'un panneau de dalle.
 l_y : Grande portée d'un panneau de dalle.
 l_w : Longueur du voile.
 M : Moment fléchissant.
 M_{cr} : Moment de fissuration.
 M_{Ed} : Moment fléchissant de calcul.
 M_{Rd} : Moment résistant de calcul.
 M_{ser} : Moment de service.
 M_u : Moment ultime.
 N_d : Effort normal de calcul.
 N_u : Effort normal ultime.
 P : Charge concentrée.
 $P-\Delta$: Effet du second ordre dû au déplacement latéral.
 Q : Charge d'exploitation.
 Q_F : Facteur de qualité selon le RPA 2024.
 R : Coefficient de comportement de la structure.
 S : Coefficient de site.
 S_a/g : Spectre de calcul normalisé par rapport à l'accélération de la pesanteur.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 T : Période propre de vibration.
 T_0 : Période fondamentale de la structure.
 T_1, T_2 : Périodes caractéristiques du site.
 V : Effort tranchant.
 V_d : Effort tranchant de calcul.
 V_u : Effort tranchant ultime.
 V_{stat} : Effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente.
 V_{dyn} : Effort tranchant obtenu par l'analyse dynamique modale spectrale.
 W : Poids sismique total de la structure.
 W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes au niveau i.
 W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation au niveau i.
 x : Position de l'axe neutre.
 z : Bras de levier interne.

 α : Coefficient dépendant de l'élancement ou coefficient de réduction.
 γ_b : Coefficient de sécurité partiel du béton.
 γ_s : Coefficient de sécurité partiel de l'acier.
 δ : Déplacement horizontal.
 δ_{ek} : Déplacement élastique au niveau k.
 Δ : Flèche ou déplacement relatif.

Δ_{adm} : Flèche admissible.
 Δ_i : Flèche immédiate.
 Δ_{LT} : Flèche supplémentaire à long terme.
 Δ_{cr} : Flèche due au fluage.
 Δ_{sh} : Flèche due au retrait.
 Δ_{tot} : Flèche totale.
 Δ_k : Déplacement inter-étage au niveau k.
 ε : Déformation relative.
 ε_s : Déformation de l'acier.
 ε_c : Déformation du béton.
 λ : Coefficient de correction ou élancement mécanique.
 $\lambda\Delta$: Multiplicateur de long terme selon l'ACI 318.
 $\mu\phi$: Coefficient de ductilité en courbure.
 v : Effort normal réduit.
 ρ : Taux d'armatures tendues.
 ρ' : Taux d'armatures comprimées.
 σ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton.
 σ_s : Contrainte dans l'acier.
 σ_{adm} : Contrainte admissible.
 τ : Contrainte de cisaillement.
 τ_{bu} : Contrainte tangentielle limite ultime.
 τ_b : Contrainte de cisaillement dans le béton.
 ϕ : Diamètre des armatures.
 ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.
 ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
 ψ : Coefficient d'accompagnement des charges d'exploitation.
 ξ : Facteur dépendant du temps pour les déformations différées.

LISTE DES ABRÉVIATIONS

ACI : American Concrete Institute.
 BAEL : Béton Armé aux États Limites.
 CBA : Code du Béton Armé.
 ELS : État Limite de Service.
 ELU : État Limite Ultime.
 ELA : État Limite Accidentel.
 ETABS : Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems.
 RPA : Règlement Parasismique Algérien.
 RDC : Rez-de-chaussée.
 S-Sol : Sous-sol.
 3D : Trois dimensions.



INTRODUCTION GÉNÉRALE



INTRODUCTION

Le développement des infrastructures touristiques en Algérie nécessite la réalisation d'ouvrages modernes, sûrs, fonctionnels et durables, capables de répondre à la fois aux exigences architecturales, techniques et réglementaires. Les bâtiments hôteliers constituent, à cet égard, des ouvrages particuliers en raison de la diversité de leurs espaces, de la variation de leurs charges d'exploitation et de la complexité de leur organisation fonctionnelle. Ils doivent assurer un niveau élevé de sécurité structurale tout en garantissant le confort des usagers et la pérennité des éléments porteurs et non porteurs.

Le présent projet de fin d'études porte sur l'étude structurale de l'Hôtel Falcon Thalassa, implanté à Cap Falcon, dans la commune d'Aïn El Turck, wilaya d'Oran. Il s'agit d'un bâtiment hôtelier en béton armé composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée, de sept étages et d'un attique. L'ouvrage comprend plusieurs espaces fonctionnels, notamment des zones de stationnement, d'accueil, de restauration, de détente, d'hébergement et des locaux techniques. Sa localisation en zone côtière impose également une attention particulière à la durabilité du béton armé, notamment vis-à-vis de l'enrobage des armatures, de la qualité du béton et des conditions d'exposition.

Du point de vue réglementaire, le projet présente un intérêt particulier en raison de son implantation dans une région de forte sismicité. Conformément au RPA 2024, la commune d'Aïn El Turck est considérée dans cette étude comme appartenant à la zone sismique VI. L'ouvrage, destiné à recevoir du public, est classé dans le groupe d'usage 1B, et le site est retenu comme étant de catégorie S3. Ces paramètres imposent une analyse sismique rigoureuse, permettant d'évaluer la réponse dynamique de la structure, les efforts sismiques de calcul, les déplacements inter-étages, l'effet du second ordre $P-\Delta$ et la stabilité globale de l'ouvrage.

La structure initiale du bâtiment est principalement constituée de voiles porteurs en béton armé associés à des dalles pleines avec poutres noyées. Les voiles assurent la reprise des charges verticales ainsi que la résistance aux efforts horizontaux dus au séisme, tandis que les planchers assurent la transmission des charges gravitaires vers les éléments porteurs et participent au fonctionnement global de la structure en tant que diaphragmes horizontaux. Ce système permet de répondre aux contraintes architecturales du projet, notamment la limitation des retombées apparentes et la recherche d'une sous-face de plancher régulière.

Cependant, l'étude d'une telle structure ne peut pas se limiter aux seules vérifications de résistance. Les critères de serviceabilité, en particulier le contrôle des flèches des planchers, occupent une place essentielle dans l'évaluation du comportement réel de l'ouvrage. En effet, des déformations excessives peuvent provoquer des désordres dans les cloisons, les revêtements et les éléments non structuraux, en plus d'affecter le confort des usagers et la fonctionnalité du bâtiment. Cette problématique devient encore plus importante dans le cas des dalles pleines et des poutres noyées, où la recherche d'une faible hauteur structurale peut rendre les planchers sensibles aux effets différés du béton, notamment le fluage, le retrait et l'évolution de la fissuration.

Dans ce contexte, ce travail vise à réaliser une étude structurale complète de l'ouvrage, en tenant compte à la fois des exigences de résistance, de stabilité, de ductilité et de serviceabilité. L'étude comprend d'abord une recherche bibliographique sur les structures à voiles porteurs, les dalles pleines, les poutres noyées et les phénomènes de flèches différées. Elle se poursuit par la description de l'ouvrage, le prédimensionnement des éléments structuraux, l'évaluation des charges, la modélisation numérique sous ETABS, l'analyse sismique selon le RPA 2024 et le ferrailage des éléments principaux.

Une attention particulière est ensuite accordée à l'étude paramétrique des déformations différées des planchers. Cette analyse, menée à l'aide du logiciel ETABS et conformément aux recommandations de l'ACI 318 et de l'ACI 435, permet d'évaluer l'influence de plusieurs paramètres sur les flèches à long terme, notamment la largeur et la hauteur des poutres, le taux de ferrailage des dalles, la résistance du béton et la durée de chargement. Les résultats obtenus permettent d'identifier les paramètres les plus influents sur le comportement en service des planchers et de proposer des orientations de conception plus adaptées.

L'application des nouvelles exigences du RPA 2024 à la structure initiale met également en évidence une augmentation importante des sollicitations sismiques par rapport aux anciennes dispositions du RPA 99/version 2003. Cette évolution entraîne, dans certains éléments, des sections d'armatures très importantes, en particulier au niveau des poutres fortement sollicitées, ce qui peut conduire à une congestion du ferrailage et à des difficultés d'exécution sur chantier. Ainsi, au-delà de la vérification réglementaire, l'étude vise également à apprécier la faisabilité constructive de la solution initiale.

À partir des résultats obtenus, une nouvelle variante structurale est proposée. Celle-ci consiste principalement à remplacer le système initial par un plancher plus rigide comportant des poutres larges, tout en augmentant l'épaisseur des voiles et en ajustant certaines longueurs de voiles afin d'améliorer la répartition des rigidités et le comportement sismique global. Cette variante est ensuite vérifiée vis-à-vis des exigences du RPA 2024, du BAEL 91 révisé 99, du CBA93 et des critères de serviceabilité de l'ACI 318. L'objectif est de proposer une solution plus performante, plus ductile, plus facile à exécuter et présentant un meilleur comportement vis-à-vis des flèches différées.

Le présent mémoire s'inscrit donc dans une démarche globale d'analyse et d'optimisation structurale. Il cherche à concilier la sécurité parasismique, la résistance des éléments porteurs, la maîtrise des déformations à long terme et la faisabilité du ferrailage. Cette approche permet de mieux apprécier l'impact des nouvelles exigences réglementaires sur la conception des bâtiments en béton armé et de proposer une solution structurale adaptée aux contraintes réelles du projet.

Objectifs du travail

Les principaux objectifs de ce projet de fin d'études sont les suivants :

- Présenter les bases théoriques relatives aux structures à voiles porteurs, aux dalles pleines, aux poutres noyées et aux flèches différées ;
- Décrire les caractéristiques architecturales, géométriques, réglementaires et mécaniques de l'Hôtel Falcon Thalassa ;
- Effectuer le prédimensionnement des principaux éléments structuraux et évaluer les charges permanentes et d'exploitation ;
- Modéliser la structure tridimensionnellement sous ETABS ;
- Réaliser l'étude sismique de la structure selon les prescriptions du RPA 2024 ;
- Dimensionner et vérifier le ferrailage des poutres, voiles et dalles conformément aux règlements en vigueur ;
- Comparer l'influence des exigences du RPA 2024 par rapport à la conception initiale établie selon le RPA 99/version 2003 ;
- Analyser les flèches instantanées et différées des planchers en béton armé ;
- Étudier l'influence des paramètres structuraux sur les déformations à long terme ;
- Proposer une variante structurale améliorée permettant de satisfaire les exigences de résistance, de stabilité, de ductilité et de serviceabilité.

Organisation du mémoire

Le mémoire est organisé en sept chapitres.

Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique. Il présente les notions générales relatives aux structures en béton armé, aux systèmes de contreventement par voiles porteurs, aux dalles pleines avec poutres noyées, ainsi qu'aux phénomènes de retrait, de fluage et de flèches différées.

Le deuxième chapitre présente la description de l'ouvrage étudié. Il précise la localisation du projet, sa configuration architecturale, ses dimensions principales, son système structural, sa classification réglementaire et les caractéristiques mécaniques des matériaux adoptés.

Le troisième chapitre traite le prédimensionnement des éléments structuraux et l'évaluation des charges. Il permet de définir les dimensions initiales des dalles, poutres noyées, voiles, escaliers et éléments secondaires, ainsi que les charges permanentes et d'exploitation nécessaires à la modélisation.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude sismique de la structure. Il présente la modélisation dynamique sous ETABS, l'analyse modale spectrale selon le RPA 2024, ainsi que les vérifications relatives à l'effort tranchant à la base, aux déplacements inter-étages, à l'effet P- Δ , à la stabilité au renversement et à l'hypothèse du diaphragme rigide.

Le cinquième chapitre porte sur le ferrailage des éléments structuraux. Il présente le dimensionnement des poutres, voiles et dalles, ainsi qu'une comparaison entre les résultats issus du RPA 99/version 2003 et ceux obtenus selon le RPA 2024.

Le sixième chapitre développe l'étude paramétrique des déformations différées. Il analyse l'influence de la largeur et de la hauteur des poutres, du taux de ferrailage, de la résistance du béton et du temps de chargement sur les flèches des planchers.

Le septième chapitre présente la structure proposée. Il justifie la nouvelle variante structurale, vérifie son comportement sismique selon le RPA 2024, dimensionne ses éléments principaux et contrôle la flèche du plancher terrasse selon les critères de l'ACI 318.

Enfin, le mémoire se termine par une conclusion générale qui résume les principaux résultats obtenus, met en évidence les apports de la variante proposée et présente les recommandations issues de l'étude.



CHAPITRE I : Recherche bibliographique
sur les structures à voiles porteurs et les
flèches différées des dalles en béton armé



I.1 Introduction

L'étude structurale d'un bâtiment en béton armé repose sur une compréhension préalable du fonctionnement global de l'ouvrage, depuis la reprise des charges au niveau des planchers jusqu'à leur transmission aux fondations. Les règles de conception des structures en béton armé exigent de vérifier à la fois la résistance, la stabilité, la durabilité et le comportement en service des éléments porteurs [11]. Dans ce cadre, les états limites de service occupent une place importante, notamment pour la limitation des déformations, la maîtrise de la fissuration et la protection des éléments non structuraux [5].

Dans les zones soumises à une activité sismique, le choix du système de contreventement devient un aspect déterminant de la conception. Le RPA 2024 définit les règles parasismiques applicables aux ouvrages en Algérie et encadre notamment la régularité structurale, le choix du système de résistance aux efforts horizontaux et la limitation des déplacements sous action sismique [12]. Les voiles porteurs en béton armé constituent, dans ce contexte, une solution couramment adoptée grâce à leur forte rigidité dans leur plan et à leur capacité à reprendre simultanément les charges verticales et les efforts horizontaux [12].

Le présent travail s'intéresse à une structure hôtelière en béton armé constituée principalement de voiles porteurs associés à des dalles pleines avec poutres noyées. Ce système permet de répondre à une double exigence : assurer un cheminement efficace des charges vers les fondations et satisfaire des contraintes architecturales liées à la limitation des retombées apparentes. Les documents techniques relatifs aux planchers distinguent les dalles pleines, les planchers nervurés et les planchers spéciaux, ce qui permet de situer le système étudié dans la famille des planchers en dalle pleine [6].

Au-delà de la résistance, l'étude des planchers nécessite une attention particulière vis-à-vis des flèches. Le contrôle des déformations des planchers est un critère central de serviceabilité, car une flèche excessive peut endommager les éléments non structuraux, être perceptible par les usagers ou nuire à la fonctionnalité de l'ouvrage [1]. Dans les dalles en béton armé, cette problématique devient plus importante lorsque les portées sont élevées, lorsque les charges permanentes sont significatives ou lorsque l'épaisseur de dalle est limitée [8].

Le comportement différé du béton joue également un rôle essentiel dans l'évolution des déformations. L'ACI 209.2R-08 présente le retrait et le fluage comme deux phénomènes majeurs à considérer dans la modélisation des déformations différées du béton durci [2]. Les travaux de Tellenbach et Favre montrent que la flèche à long terme des dalles fissurées dépend fortement de la fissuration, du retrait et du fluage [14]. Cette observation justifie l'intégration de ces phénomènes dans l'étude des dalles pleines avec poutres noyées.

Ce chapitre présente les bases bibliographiques nécessaires à la suite de l'étude. Il traite d'abord les systèmes constructifs des structures en béton armé, puis le rôle du contreventement par voiles porteurs. Il aborde ensuite le fonctionnement des dalles pleines avec poutres noyées, avant de développer les notions relatives aux flèches, au retrait, au fluage et à leur prise en compte réglementaire.

I.2 Les systèmes constructifs des structures en béton armé

I.2.1 Généralités

Les structures en béton armé sont constituées d'un ensemble d'éléments résistants assurant la reprise, la transmission et la redistribution des charges jusqu'aux fondations. Le CBA93 constitue le règlement algérien relatif à la conception et au calcul des structures en béton armé [11]. Il s'appuie sur la méthode des états limites, qui distingue les vérifications à l'état limite ultime et les vérifications à l'état limite de service [11].

Le béton armé repose sur l'association de deux matériaux complémentaires. Le béton présente une bonne résistance à la compression, tandis que les armatures en acier reprennent les efforts de traction. Cette complémentarité permet de concevoir différents éléments structuraux, tels que les dalles, poutres, poteaux, voiles et fondations [11]. Les ouvrages en béton peuvent ainsi adopter plusieurs formes structurales, notamment les structures poteaux-poutres, les structures à voiles, les systèmes mixtes et les systèmes à noyau rigide.

Dans une structure courante, les planchers reçoivent les charges verticales provenant du poids propre, des revêtements, des cloisons et des charges d'exploitation. Ces charges sont ensuite transmises aux éléments porteurs verticaux par l'intermédiaire des poutres, des voiles ou des poteaux. Le cours d'ouvrages en béton de Madi rappelle que les planchers peuvent être classés selon leur fonctionnement et leur mode de transmission des charges : dalles pleines, planchers à corps creux, planchers nervurés, planchers champignons ou planchers-dalles [10].

Le comportement global d'un bâtiment dépend donc de la géométrie de l'ouvrage, de la disposition des éléments porteurs, des caractéristiques mécaniques des matériaux et du système de contreventement adopté. Dans le cadre du présent projet, le système porteur est constitué principalement de voiles en béton armé associés à des dalles pleines avec poutres noyées. Ce choix permet de combiner rigidité latérale, efficacité structurale et compatibilité avec les contraintes architecturales d'un bâtiment hôtelier.

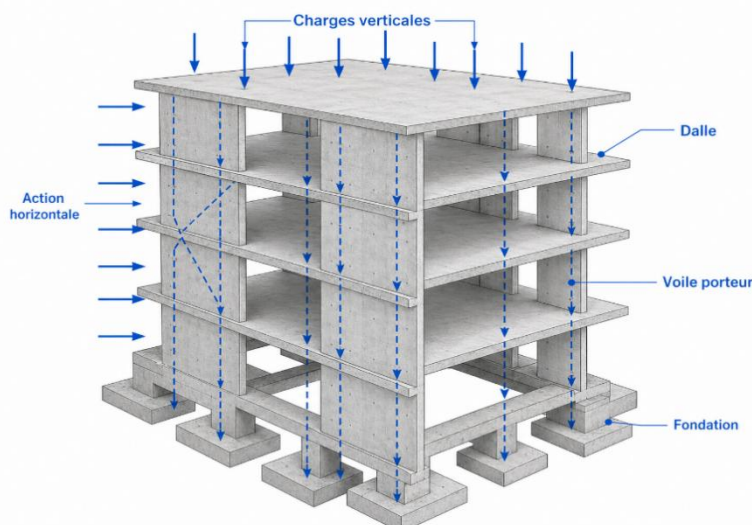


Figure I.1 : Fonctionnement global d'une structure en béton armé à voiles porteurs sous charges verticales et actions horizontales.

I.2.2 Les charges agissant sur les bâtiments

Les actions appliquées à un bâtiment se distinguent généralement en charges verticales et charges horizontales.

A) Les charges verticales : comprennent les charges permanentes et les charges d'exploitation. Les charges permanentes sont liées au poids propre des éléments structuraux et non structuraux, tandis que les charges d'exploitation dépendent de l'usage des locaux [11]. Dans le cas d'un bâtiment hôtelier, ces charges varient selon la destination des espaces : chambres, circulations, locaux techniques, terrasses, parkings ou espaces communs.

B) Les charges horizontales : proviennent principalement du vent et des actions sismiques. En zone sismique, l'action sismique est souvent déterminante dans le choix du système de contreventement, car elle impose à la structure de reprendre des efforts latéraux et de limiter les déplacements inter-étages [12]. La réponse dynamique d'un bâtiment dépend de sa masse, de sa rigidité, de sa régularité en plan et en élévation, ainsi que de la disposition des éléments résistants [12].

La prise en compte correcte de ces actions constitue une étape fondamentale dans la conception structurale. Une structure ne doit pas seulement présenter une résistance suffisante elle doit aussi assurer un cheminement clair et continu des efforts. Cette continuité du cheminement des charges conditionne la stabilité globale et limite les concentrations locales de sollicitations.

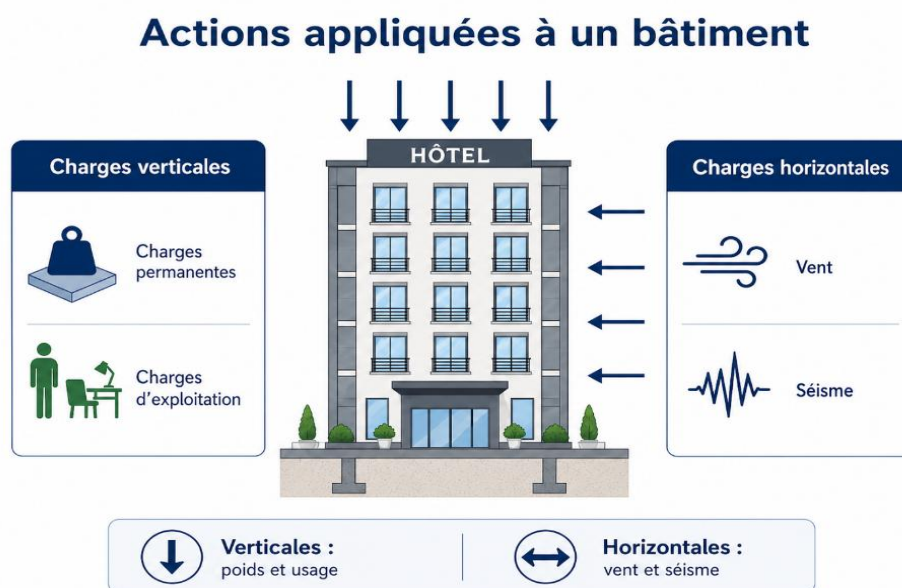


Figure I.2 : Les charges agissant sur les bâtiments

I.2.3 Définition du contreventement

Le contreventement correspond à l'ensemble des dispositions structurales permettant d'assurer la stabilité horizontale d'un bâtiment. Il a pour rôle de reprendre les efforts latéraux dus au vent ou au séisme et de les transmettre aux fondations. Le RPA 2024 encadre le comportement des structures sous actions sismiques, notamment à travers les exigences relatives au système de contreventement, aux déplacements et à la régularité structurale [12].

Dans les structures en béton armé, le contreventement peut être assuré par des portiques, des voiles, des noyaux rigides ou par une combinaison de ces systèmes. Les planchers participent également au fonctionnement global lorsqu'ils assurent la transmission des efforts horizontaux vers les éléments verticaux résistants. Dans ce cas, ils jouent le rôle de diaphragmes horizontaux.

L'efficacité du contreventement dépend de la résistance des éléments verticaux, mais aussi de leur disposition. Une organisation régulière des éléments résistants permet de limiter les effets de torsion et d'améliorer la distribution des efforts sismiques. À l'inverse, une disposition irrégulière peut provoquer des concentrations de sollicitations et amplifier les déplacements locaux.

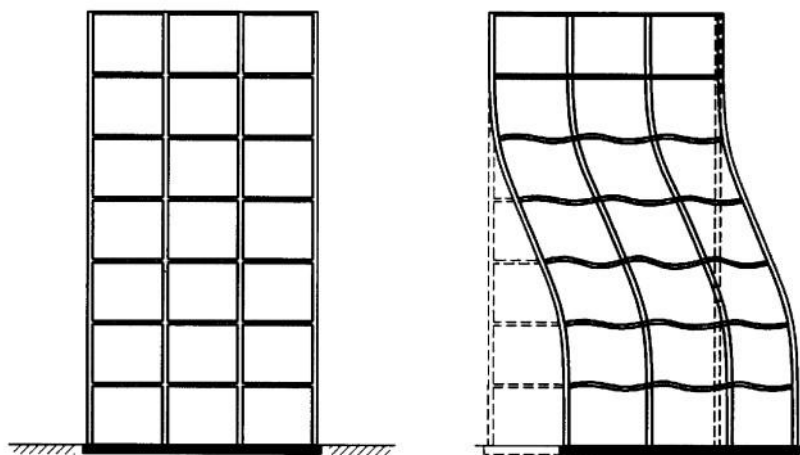


FIGURE I.3 : Dommages de la structure dus à l'effet dynamique

I.2.4 Classification des systèmes de contreventement

Les systèmes de contreventement des bâtiments en béton armé peuvent être classés selon le mode principal de reprise des efforts horizontaux. On distingue principalement les systèmes à portiques, les systèmes à voiles, les systèmes mixtes et les systèmes à noyau.

Les systèmes à portiques : les efforts horizontaux sont repris par l'association des poteaux et des poutres. Ces systèmes peuvent présenter une bonne ductilité, mais leur rigidité latérale devient parfois insuffisante lorsque la hauteur du bâtiment augmente.

Les systèmes à voiles : les efforts horizontaux sont principalement repris par des murs en béton armé disposés suivant une ou plusieurs directions. Ces voiles présentent une rigidité importante dans leur plan et permettent de réduire les déplacements latéraux [12].

Les systèmes mixtes associent les portiques et les voiles. La reprise des efforts horizontaux est alors partagée entre les deux systèmes selon leurs rigidités respectives. Les systèmes à noyau rigide sont souvent utilisés dans les bâtiments de grande hauteur ; le noyau, généralement constitué de voiles entourant les circulations verticales, participe fortement à la stabilité latérale.

Le choix du système de contreventement dépend de plusieurs paramètres : hauteur de l'ouvrage, niveau de sismicité, régularité géométrique, destination du bâtiment, contraintes architecturales et exigences réglementaires [12]. Dans le cadre de ce projet, les voiles porteurs constituent le système principal de résistance aux efforts horizontaux.

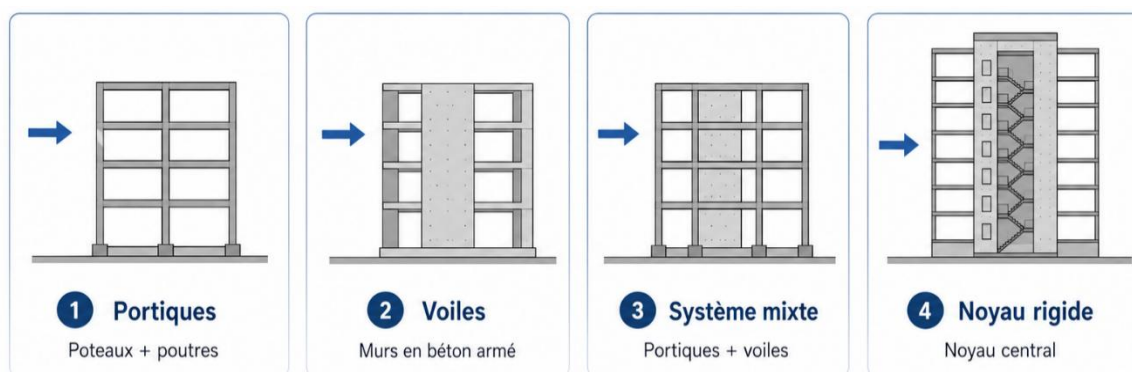


Figure I.4: systèmes de contreventement

I.2.5 Système de contreventement constitué par des voiles porteurs

Le contreventement par voiles porteurs constitue une solution largement utilisée dans les bâtiments en béton armé. Les voiles sont des éléments verticaux capables de reprendre les charges gravitaires et les efforts horizontaux. Leur forte rigidité dans leur plan permet de limiter les déplacements latéraux et de contribuer efficacement à la stabilité globale de l'ouvrage [12].

Le comportement des voiles dépend de leur longueur, de leur épaisseur, de leur hauteur, de leur élancement, de leur continuité en élévation et de leur ferrailage. Les zones d'extrémité des voiles sont particulièrement sollicitées sous actions sismiques, car elles peuvent être soumises à des efforts normaux et des moments importants. Les exigences de ductilité et de confinement doivent donc être prises en compte lors du dimensionnement [12].

La disposition des voiles en plan influence fortement la réponse dynamique du bâtiment. Une répartition équilibrée suivant les deux directions principales permet de réduire les effets de torsion. En revanche, une disposition dissymétrique peut créer un écart entre le centre de

masse et le centre de rigidité, ce qui entraîne une amplification des rotations du plancher sous séisme.

Dans le présent projet, les voiles porteurs assurent la fonction principale de contreventement. Les dalles pleines avec poutres noyées assurent la transmission des charges verticales vers ces voiles et participent, sous actions horizontales, à la redistribution des efforts au niveau des planchers.

I.2.6 Interaction entre planchers et éléments de contreventement

Le comportement global d'une structure en béton armé dépend fortement de l'interaction entre les éléments horizontaux et les éléments verticaux. Les planchers ne se limitent pas à la reprise des charges gravitaires ; ils assurent également la liaison entre les différents éléments résistants. Le document technique consacré aux planchers définit la dalle pleine comme un élément structural dont l'une des dimensions principales dans le plan est nettement supérieure à son épaisseur [6].

Sous charges verticales, les dalles pleines transmettent les charges vers les poutres, les voiles ou les appuis continus. Leur fonctionnement peut être unidirectionnel ou bidirectionnel selon le rapport des portées et les conditions d'appui [10]. Sous actions sismiques, les planchers transmettent les efforts d'inertie vers les voiles de contreventement. Cette fonction de diaphragme suppose une liaison efficace entre les dalles, les poutres noyées et les voiles.

Dans le cas des dalles pleines avec poutres noyées, les poutres intégrées dans l'épaisseur du plancher contribuent à organiser le cheminement des charges et à augmenter localement la rigidité. Cependant, leur efficacité dépend de leurs dimensions, de leur continuité, de leur ferrailage et de leur liaison avec les voiles. Une modélisation attentive est donc nécessaire pour représenter correctement leur contribution à la rigidité globale.

I.3 Les dalles pleines avec poutres noyées

I.3.1 Généralités

Les planchers représentent des éléments essentiels dans le fonctionnement d'un bâtiment en béton armé. Ils assurent la séparation entre les niveaux, supportent les charges d'exploitation et transmettent les efforts aux éléments porteurs verticaux. Les documents techniques distinguent principalement les planchers à dalle pleine, les planchers nervurés et les planchers spéciaux [6].

Les dalles pleines constituent une solution courante en béton armé. Elles présentent une bonne rigidité, une exécution relativement simple et une aptitude satisfaisante à la répartition des charges. Le cours de Madi classe les dalles pleines parmi les principaux types de

planchers utilisés dans les ouvrages en béton [10]. Dans le présent projet, le système adopté correspond à des dalles pleines associées à des poutres noyées. Il ne s'agit donc pas d'un système de dalle plate au sens strict, c'est-à-dire directement porté par des poteaux sans poutres. Le terme *flat slab* sera utilisé uniquement à titre comparatif, car certaines problématiques sont communes : maîtrise des flèches, rigidité du plancher, zones d'appui et comportement en service [13].

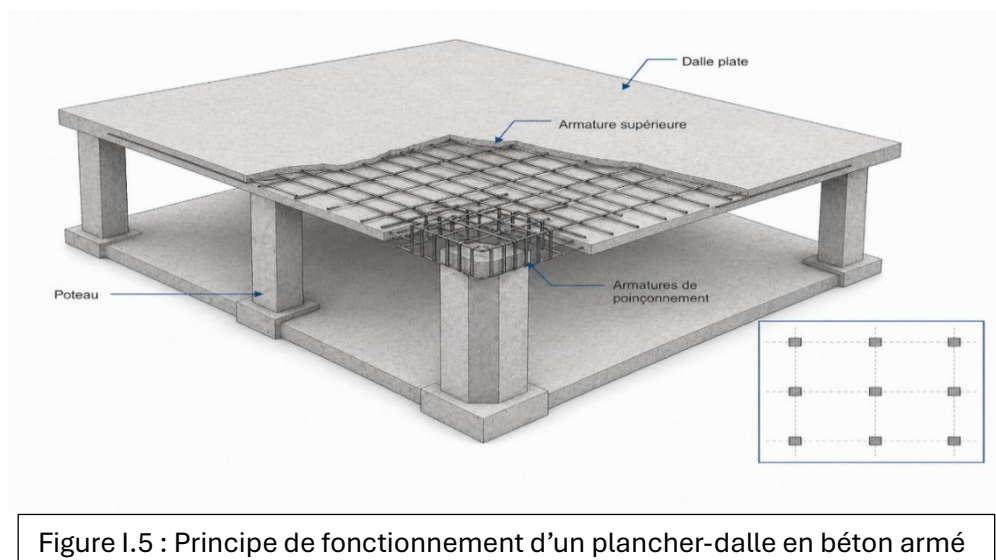


Figure I.5 : Principe de fonctionnement d'un plancher-dalle en béton armé

I.3.2 Définition du système de construction en dalles pleines (FLAT SLAB)

Une dalle pleine est un élément structural plan en béton armé dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Elle peut prendre appui sur des poutres, des voiles, des murs ou des poteaux selon le système structural adopté [6]. Le comportement de la dalle dépend du rapport entre ses portées, de ses conditions d'appui et de sa continuité avec les éléments voisins [10].

Le terme *flat slab* désigne généralement une dalle portée directement par des poteaux, avec ou sans épaissement local au droit des appuis. Les notes techniques relatives aux dalles plates indiquent que ce système est utilisé pour obtenir une sous-face plane, faciliter le passage des réseaux et réduire les retombées apparentes [13]. Cependant, dans le cadre de ce projet, le plancher comporte des poutres noyées et s'appuie principalement sur des voiles porteurs. Il est donc plus rigoureux de parler de dalles pleines avec poutres noyées.

Cette distinction est importante sur le plan mécanique. Une dalle plate sur poteaux est fortement sensible au poinçonnement, alors qu'une dalle pleine appuyée sur voiles ou poutres noyées présente généralement un transfert de charges plus distribué. Néanmoins, les deux systèmes peuvent être sensibles aux flèches, surtout lorsque l'épaisseur du plancher est limitée.

I.3.3 Les types de dalles pleines (FLAT SLAB)

Les dalles pleines peuvent se présenter sous plusieurs formes selon la portée, le chargement, la géométrie des appuis et le niveau de rigidité recherché. Les principaux types rencontrés sont [12] :

- **La dalle pleine sans retombée de panneau ni tête de poteau** : offre une sous-face entièrement plane, ce qui présente un intérêt architectural. Cependant, elle est plus sensible au poinçonnement et aux déformations, car la hauteur utile reste limitée au voisinage des appuis [13].

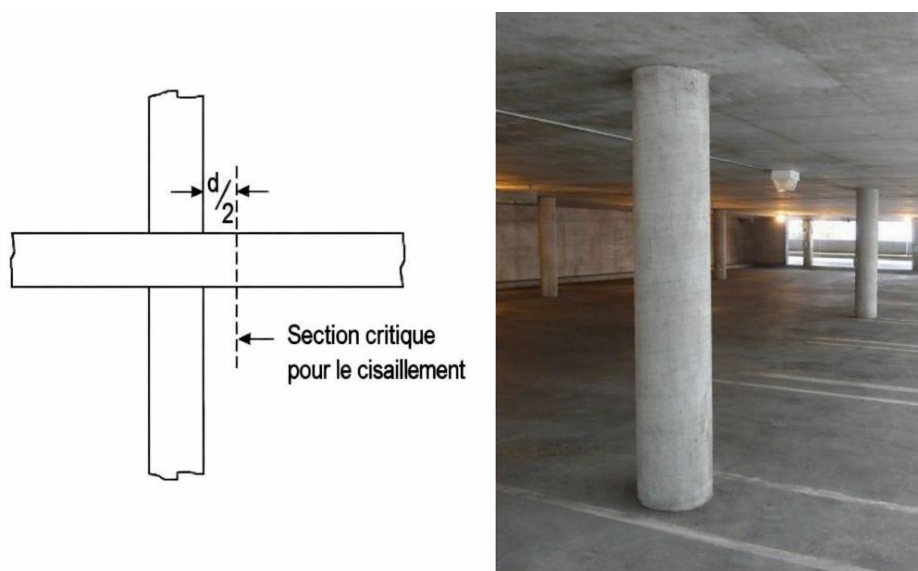


Figure I.6 : Dalle pleine sans retombée de panneau et tête de poteau [13]

- **La dalle pleine sans tête de poteau avec retombée de panneau** : comporte un épaissement local autour des appuis. Cette disposition augmente localement la rigidité et améliore la résistance au cisaillement et au poinçonnement [13]. La dalle avec tête de poteau permet d'élargir la zone de transfert des efforts entre la dalle et le poteau, réduisant ainsi les concentrations de contraintes [13].

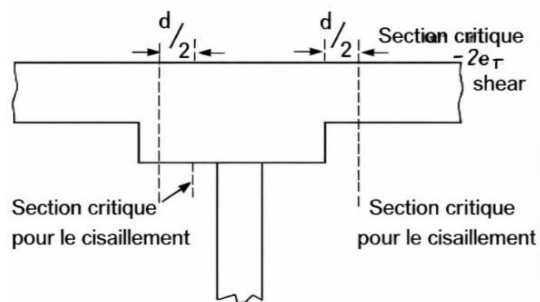


Figure I.7 : Dalle pleine sans tête et avec retombée de panneau [13]

- **La dalle pleine avec tête de poteau et retombée de panneau** : améliore le transfert local des efforts dans la zone d'appui en augmentant la surface de diffusion des contraintes. Elle permet de réduire les concentrations de contraintes et d'améliorer la sécurité vis-à-vis du poinçonnement.

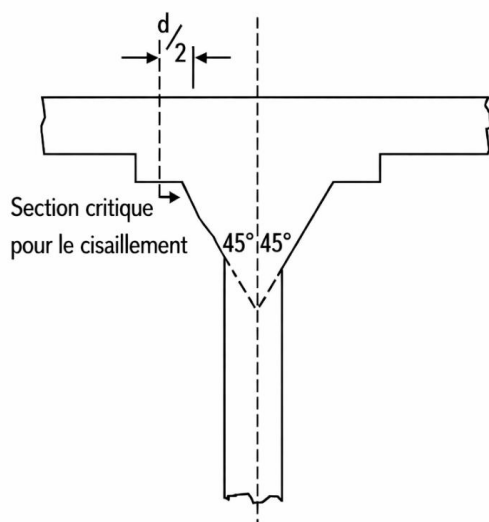


Figure I.8 : Dalle plate avec tête et avec retombée de panneau [13]

- **Les dalles à caissons et les dalles nervurées** : permettent d'améliorer le compromis entre rigidité et poids propre, en particulier dans le cas des grandes portées.

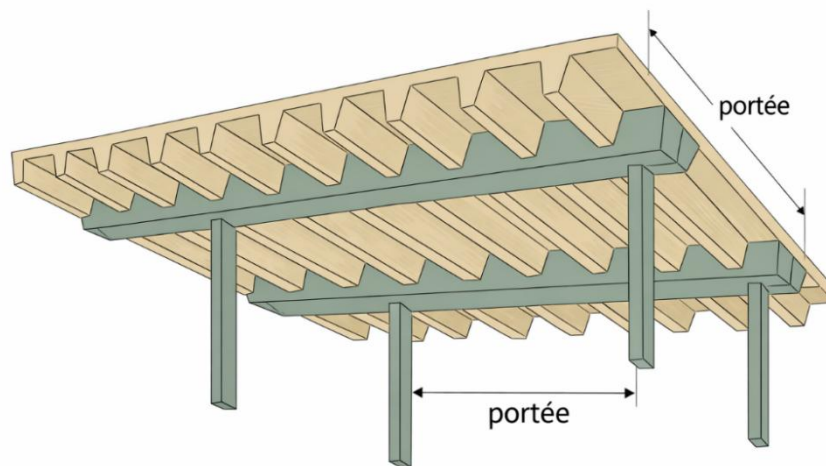
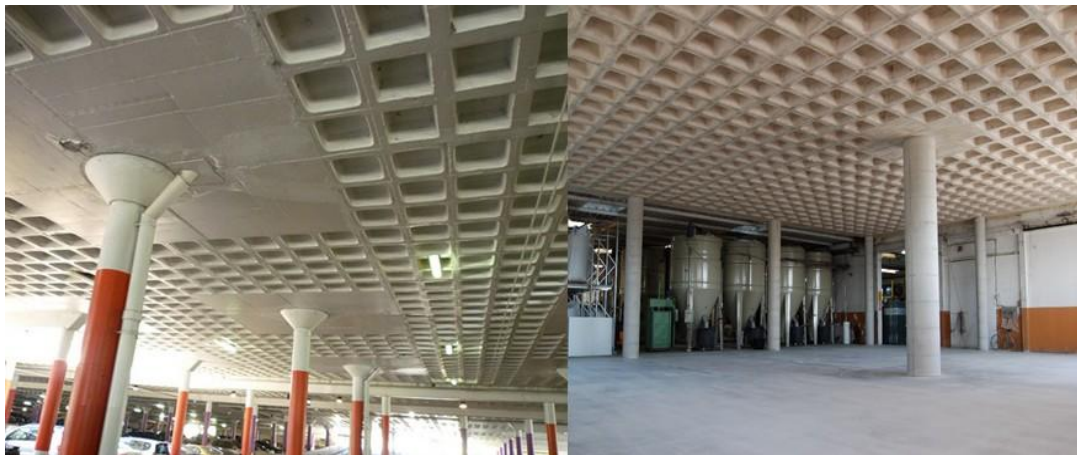


Figure I.10: Dalle plate nervurée [6]

I.3.4 Têtes de poteau et retombées de panneau

Les têtes de poteau et les retombées de panneau sont des dispositifs destinés à renforcer localement les zones d'appui des dalles plates. Les retombées de panneau augmentent l'épaisseur de la dalle autour des poteaux, ce qui améliore la résistance au cisaillement, la rigidité locale et la capacité en moment négatif [13]. Les têtes de poteau élargissent la surface d'appui et favorisent une meilleure diffusion des efforts [13].

seule la portion du chapiteau comprise dans une pyramide/cone avec angle de sommet de 90° est à considérer pour le dimensionnement

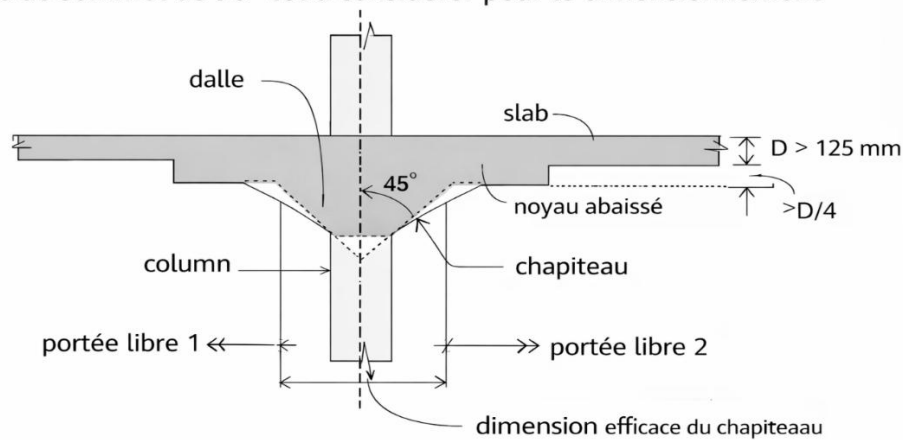


Figure I.11 : Detaille du tête de poteau [13]

Ces dispositifs sont principalement utilisés dans les planchers-dalles directement portés par des poteaux. Dans une structure à voiles porteurs avec poutres noyées, les appuis sont souvent linéaires ou semi-linéaires. Le problème de poinçonnement est donc généralement moins dominant que dans une dalle plate pure, mais les zones de transfert des efforts doivent tout de même être vérifiées avec rigueur.

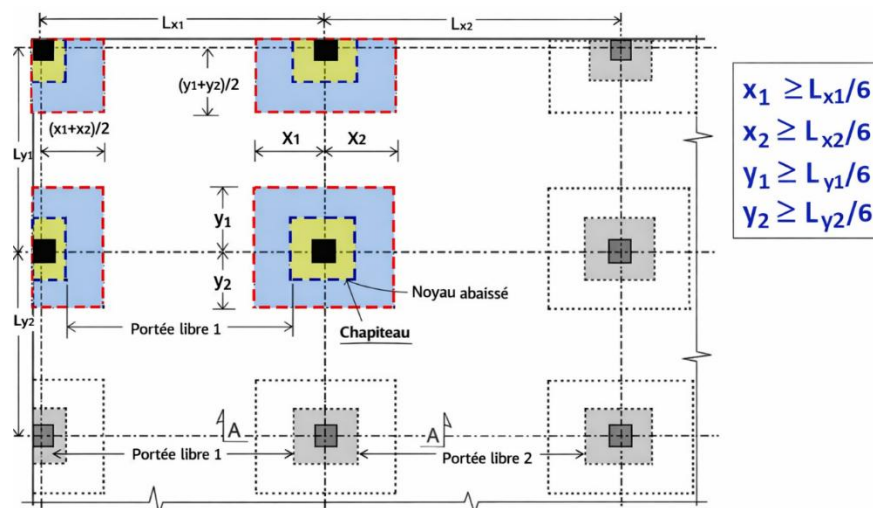


Figure I.12 : Dimensions de retombée de panneau [13]

Ainsi, même si les têtes de poteau et les retombées de panneau ne constituent pas le mécanisme principal dans le présent projet, leur étude permet de comprendre l'importance de la rigidité locale et du transfert des efforts au voisinage des appuis.

I.3.5 Rôle des poutres noyées

Les poutres noyées sont des éléments linéaires intégrés dans l'épaisseur du plancher. Contrairement aux poutres retombantes, elles ne présentent pas de saillie importante sous la dalle. Cette disposition permet de conserver une sous-face plus régulière, ce qui facilite l'intégration architecturale et le passage des réseaux techniques.

Sur le plan structural, les poutres noyées participent à la reprise des charges verticales et à leur transmission vers les éléments porteurs. Elles peuvent aussi augmenter localement la rigidité du plancher et améliorer la continuité entre les panneaux de dalle. Leur rôle doit cependant être évalué avec prudence, car une poutre noyée possède généralement une hauteur plus faible qu'une poutre retombante. Sa rigidité en flexion peut donc être limitée.

La contribution des poutres noyées dépend de leur largeur, de leur hauteur utile, de leur ferrailage, de leur continuité et de leur liaison avec les voiles. Dans une modélisation numérique, ces éléments doivent être représentés de manière cohérente afin d'éviter une surestimation ou une sous-estimation de la rigidité du plancher.

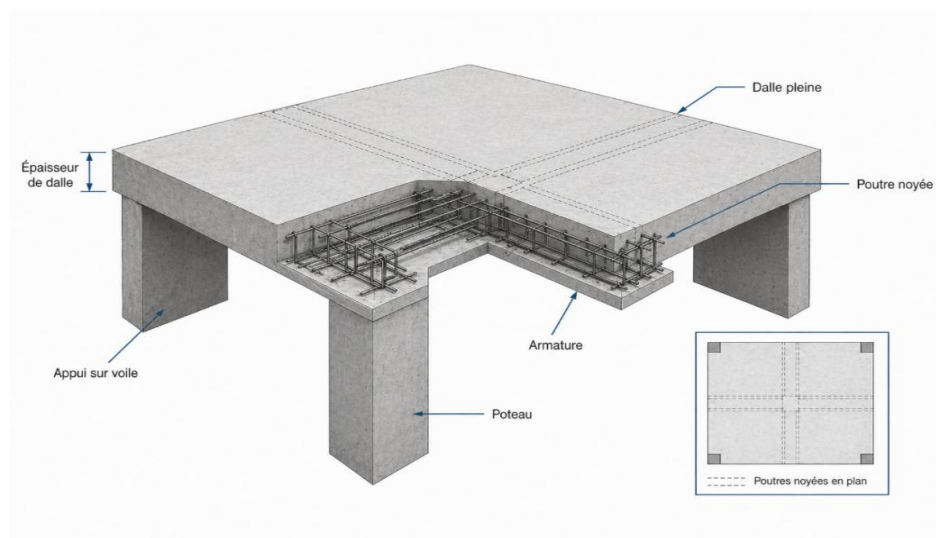


Figure I.13 : poutre noyée dans une dalle pleine

I.3.6 Épaisseur des dalles pleine

L'épaisseur d'une dalle constitue un paramètre fondamental, car elle influence directement la résistance à la flexion, la résistance au cisaillement, la rigidité et les flèches. Le guide de calcul selon l'Eurocode 2 indique que le contrôle des flèches peut être réalisé soit par des rapports portée/hauteur utiles réputés satisfaisants, soit par un calcul direct des déformations [9].

Le calcul direct des flèches est recommandé lorsqu'une estimation précise est nécessaire, lorsque les valeurs limites usuelles ne sont pas adaptées, lorsque l'élément est particulièrement élancé ou lorsque les phases de construction influencent les déformations [9]. Cette situation correspond bien aux dalles pleines avec poutres noyées, car la recherche d'une faible hauteur de plancher peut rendre les critères de serviceabilité plus contraignants que les critères de résistance.

Une dalle peut donc être suffisante à l'état limite ultime tout en présentant une flèche excessive à l'état limite de service. Cette observation est essentielle dans le présent projet, puisque l'étude porte spécifiquement sur les flèches instantanées et différées des planchers.

I.3.7 Les avantages et les inconvénients des dalles pleines (FLAT SLAB)

I.3.7.1 Les avantages

Les dalles pleines et plus généralement, les planchers à sous-face plane présentent plusieurs avantages. Ils permettent de limiter les retombées apparentes, d'obtenir un plafond plus régulier, de faciliter l'aménagement intérieur et de simplifier le passage des réseaux techniques [13]. Ces avantages sont particulièrement recherchés dans les bâtiments hôteliers, où la flexibilité des espaces et la qualité architecturale sont importantes.

Les dalles pleines avec poutres noyées permettent de conserver une partie de ces avantages tout en apportant une rigidité linéaire supplémentaire grâce aux poutres intégrées. Cette solution représente donc un compromis entre les exigences architecturales et les exigences structurales.

I.3.7.2 Les inconvénients

Les dalles pleines présentent également des limites. Leur faible hauteur structurale peut les rendre sensibles aux flèches, notamment à long terme. Le guide ADAPT rappelle que le contrôle des flèches des planchers est nécessaire pour éviter les dommages aux éléments non structuraux, préserver le confort des usagers et garantir le bon fonctionnement du plancher [1].

Les dalles plates directement portées par poteaux sont également sensibles au poinçonnement. L'ACI 318-19 traite explicitement les vérifications de poinçonnement et de cisaillement dans les dalles [3]. Dans une structure à voiles porteurs avec poutres noyées, ce risque peut être réduit lorsque les charges sont transmises vers des appuis linéaires, mais il ne doit pas être négligé dans les zones de charges concentrées.

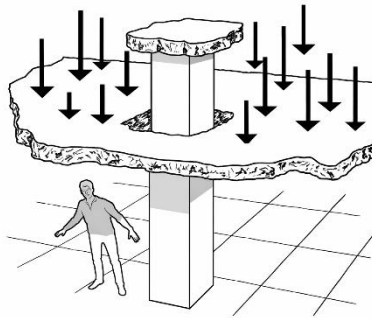


Figure I.14 : Poinçonnement d'un poteau dans une dalle [3]

Sous actions latérales, les dalles plates ne constituent pas, à elles seules, un système de contreventement suffisant. Les travaux de Shrestha sur la vulnérabilité sismique des structures à dalles plates montrent que ce type de système peut être sensible aux actions sismiques lorsqu'il n'est pas associé à un système latéral efficace [13]. Dans le présent projet, cette fonction est assurée par les voiles porteurs.

I.3.8 Force de cisaillement dans la dalle pleine

Le cisaillement constitue une vérification importante dans les dalles en béton armé. Le BAEL 91 révisé 99 consacre des dispositions aux justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes, notamment pour les dalles et poutres-dalles [5]. L'ACI 318-19 traite également les vérifications de cisaillement et de poinçonnement dans les éléments en béton armé [3].

Dans les dalles pleines portées par poteaux, le cisaillement est particulièrement critique autour des appuis ponctuels. Dans les dalles pleines appuyées sur voiles ou poutres noyées, les efforts sont généralement transmis de manière plus distribuée. Cependant, les zones d'appui, les ouvertures, les changements de rigidité et les charges concentrées doivent être vérifiés avec soin.

Une rupture par cisaillement ou par poinçonnement est généralement plus fragile qu'une rupture par flexion. Il est donc nécessaire de s'assurer que ces modes de rupture ne gouvernent pas le comportement du plancher.

I.3.9 Transfert de moments et cisailles entre dalles et poteaux

Dans une dalle plate classique, le transfert entre la dalle et le poteau ne se limite pas à un effort vertical. Il comprend également des moments et des efforts tranchants, ce qui rend la zone d'appui particulièrement sollicitée. L'ACI 318-19 traite ces questions dans le cadre des vérifications des dalles et des zones de poinçonnement [3].

Le comportement local dépend de l'épaisseur de la dalle, des dimensions de l'appui, du niveau de chargement, de la présence éventuelle de retombées ou de têtes de poteau et du ferrailage local. Lorsque des actions latérales sont présentes, les moments transférés peuvent augmenter, aggravant ainsi les sollicitations au voisinage des appuis [13].

Dans le cas du présent projet, le transfert des charges se fait principalement vers les voiles et les poutres noyées. La problématique dalle-poteau est donc moins centrale, mais les principes de transfert local des efforts restent utiles pour l'analyse des zones critiques.

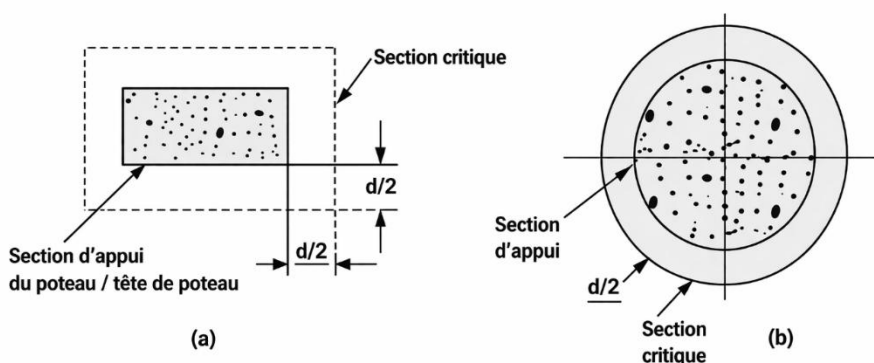


Figure I.15: Section critique de cisaillement [3]

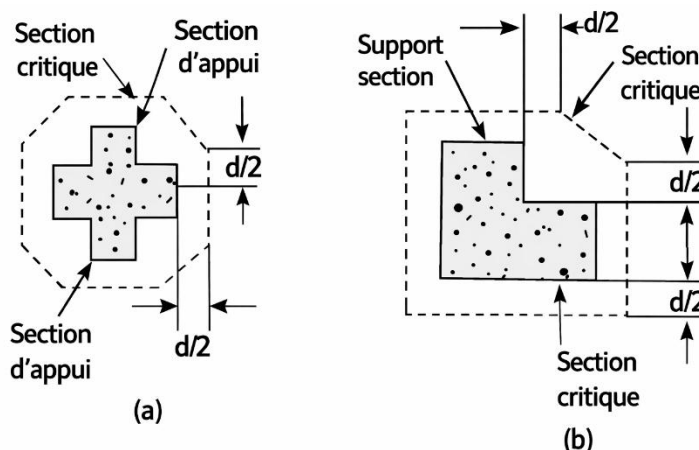


Figure I.16 : Section critique pour les sections de poteaux avec des angles entrants [3]

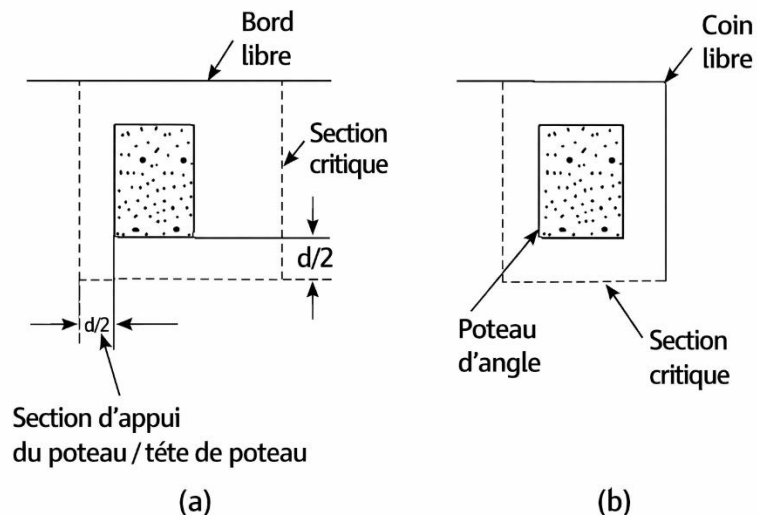


Figure I.17 : Section critique pour les poteaux près du bord libre d'une dalle [3]

I.3.10 Analyse et conception de la dalle plate pour les charges verticales

L'analyse des dalles sous charges verticales vise à déterminer la répartition des moments, des efforts tranchants et des déformations. Le cours de Madi rappelle que les dalles pleines peuvent travailler dans un seul sens ou dans deux sens selon le rapport entre leurs dimensions et leurs conditions d'appui [10].

Pour les panneaux réguliers, des méthodes classiques peuvent être utilisées afin d'évaluer les moments et les efforts. Le document technique sur les planchers présente également des formulaires et méthodes de calcul des panneaux de dalles rectangulaires [6]. Ces approches permettent d'obtenir des ordres de grandeur utiles et de contrôler les résultats issus des logiciels.

Dans les structures complexes, la modélisation par éléments finis permet une analyse plus détaillée. Toutefois, les résultats numériques doivent toujours être confrontés à une interprétation mécanique, car une modélisation incorrecte des appuis, des rigidités ou des charges peut conduire à des résultats non représentatifs.

I.3.10.1 La méthode de conception directe

La méthode de conception directe est une méthode simplifiée utilisée pour la répartition des moments dans les dalles plates régulières. Elle repose sur des hypothèses de régularité géométrique, de continuité et de chargement uniforme. Elle permet de répartir les moments entre bandes de poteaux et bandes médianes [3].

Cette méthode présente l'avantage d'être simple et rapide. Elle reste cependant limitée aux cas répondant à ses conditions d'application. Lorsque la géométrie est irrégulière, lorsque les appuis sont mixtes ou lorsque les charges sont non uniformes, une méthode plus détaillée devient nécessaire.

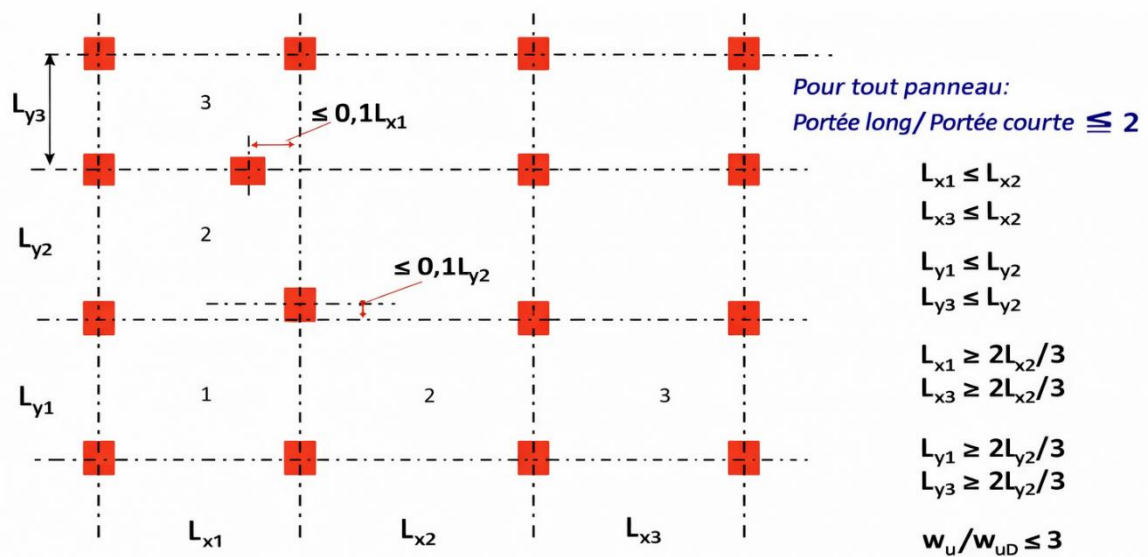


Figure I.18 : Les conditions de la méthode de Conception Directe

I.3.10.2 Méthode du cadre équivalent

La méthode du cadre équivalent consiste à représenter le plancher par des cadres fictifs composés de bandes de dalle et d'appuis verticaux. Cette méthode est utilisée dans l'analyse des dalles plates et permet de prendre en compte la rigidité relative entre la dalle et les appuis [3].

Elle donne une représentation plus réaliste que la méthode directe lorsque le comportement du plancher dépend fortement de la continuité et de la rigidité des appuis. Toutefois, elle reste une idéalisation. Pour une structure à voiles porteurs avec poutres noyées, la modélisation numérique tridimensionnelle permet de mieux représenter l'interaction entre les dalles, les voiles et les poutres intégrées.

Luo et al. (1994 ; 1995) ont proposé un modèle de largeur de poutre effective combiné avec le modèle de cadre équivalent, basé sur les rapports d'aspect des poteaux et des dalles ainsi que sur l'ampleur de la charge gravitationnelle [13].

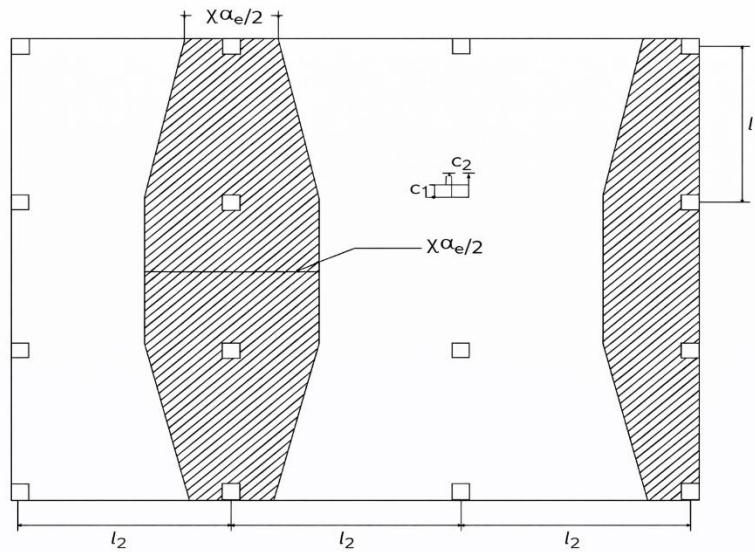


Figure I .19 : Modelé de largeur de poutre effective proposé par Luo et al (1994) [13]

I.3.11 Modes de défaillance

Les principaux modes de défaillance des dalles en béton armé sont la rupture par flexion, la rupture par cisaillement, la rupture par poinçonnement, la fissuration excessive et la déformation excessive en service.

La rupture par flexion apparaît lorsque la capacité résistante en moment est dépassée. Elle est généralement plus ductile que les ruptures par cisaillement ou par poinçonnement, car elle s'accompagne d'une plastification progressive des armatures. La rupture par cisaillement est plus fragile et doit être évitée par un dimensionnement approprié [3].

La rupture par poinçonnement est particulièrement critique dans les dalles plates sur poteaux. Elle se développe localement autour de l'appui et peut entraîner une perte brutale de capacité portante. Dans les systèmes à voiles porteurs, cette rupture est moins dominante lorsque les appuis sont continus, mais elle peut rester pertinente dans les zones d'appui ponctuel ou de charges concentrées [3].

La déformation excessive constitue un mode de défaillance de service. Elle n'entraîne pas nécessairement l'effondrement de la structure, mais peut provoquer des dommages importants aux éléments non structuraux et compromettre l'exploitation normale du bâtiment. Dans le cas des dalles pleines avec poutres noyées, ce critère est particulièrement important en raison de la recherche d'une faible hauteur de plancher [1].



Figure I.20 : Le parking de Pipiers Row après les défaillances progressives par cisaillement [13]

I.3.12 Influence des forces latérales

Les planchers à sous-face plane présentent un bon comportement sous charges verticales lorsqu'ils sont correctement dimensionnés. Cependant, ils ne doivent pas être considérés comme le système principal de résistance aux actions latérales. Sous séisme, les efforts horizontaux doivent être repris par des éléments adaptés, tels que les voiles porteurs, les noyaux rigides ou les portiques [12].

Dans une structure à voiles porteurs, les planchers jouent principalement le rôle de diaphragmes horizontaux. Ils transmettent les efforts d'inertie vers les voiles et assurent la compatibilité des déplacements entre les éléments verticaux. Leur rigidité dans leur plan doit donc être suffisante pour garantir une distribution cohérente des efforts [12].

Le comportement sous actions latérales dépend de la disposition des voiles, de la régularité en plan, de la continuité verticale des éléments résistants et de la position du centre de rigidité par rapport au centre de masse. Une disposition équilibrée réduit les effets de torsion et améliore la réponse sismique globale. [13].

Dans le présent projet, l'association dalles pleines – poutres noyées – voiles porteurs est cohérente avec cette logique : les dalles assurent la fonction de plancher et de diaphragme, tandis que les voiles assurent la résistance latérale principale.

I.3.13 Critères de conception des dalles pleines (FLAT SLAB)

La conception des dalles pleines doit intégrer plusieurs critères complémentaires : résistance à la flexion, résistance au cisaillement, vérification du poinçonnement lorsque nécessaire, maîtrise de la fissuration, limitation des flèches, durabilité et compatibilité avec les exigences architecturales.

La résistance à la flexion permet de garantir que la dalle peut reprendre les moments positifs en travée et les moments négatifs sur appuis. La vérification du cisaillement assure que les

efforts tranchants peuvent être transmis sans rupture fragile. La fissuration doit être maîtrisée afin de préserver la durabilité, l'esthétique et la rigidité effective de l'élément.

Le contrôle des flèches occupe une place particulière. Le guide ADAPT souligne que la limitation des déformations des planchers vise à éviter les dommages aux éléments non structuraux, à préserver le confort des occupants et à garantir la fonctionnalité du plancher, notamment pour l'écoulement des eaux ou la planéité des surfaces [1].

La durabilité dépend de la qualité du béton, de l'enrobage des armatures, de la maîtrise de la fissuration, des conditions d'exposition et de l'exécution. Une dalle bien dimensionnée sur le plan de la résistance peut présenter un comportement insatisfaisant si les critères de serviceabilité et de durabilité sont négligés [9].

I.3.13.1 Ouvertures dans les dalles pleines

Les ouvertures dans les dalles sont fréquentes dans les bâtiments modernes en raison du passage des gaines techniques, conduites, escaliers, ascenseurs ou trémies. Cependant, elles perturbent le cheminement des efforts et modifient localement la rigidité du plancher.

L'influence d'une ouverture dépend de sa taille, de sa position et de sa proximité avec les appuis. Une ouverture située près d'un voile, d'une poutre noyée ou d'une zone fortement sollicitée peut provoquer une concentration de contraintes et une redistribution importante des moments. Elle doit donc être prise en compte dans la modélisation et dans le ferrailage local.

Dans les dalles travaillant comme diaphragmes horizontaux, les ouvertures peuvent également affecter la transmission des efforts sismiques vers les voiles. Les grandes trémies doivent être étudiées avec soin afin d'éviter une perte excessive de rigidité dans le plan du plancher [6].



Figure I.21 : Fissuration de la dalle a cause d'ouverture [13]

I.3.13.2 Les fissures

La fissuration est un phénomène courant dans les éléments en béton armé soumis à la traction. Le BAEL 91 révisé 99 traite la fissuration dans le cadre des états limites de service [5]. La fissuration influence directement la rigidité effective de la dalle et peut augmenter les flèches.

Les travaux de Tellenbach et Favre montrent que l'état fissuré est un facteur déterminant dans l'évaluation des flèches à long terme des dalles en béton [14]. La fissuration réduit l'inertie effective de la section, modifie la distribution des moments et accentue les déformations différées.

La maîtrise de la fissuration dépend du taux d'armatures, de leur espacement, de leur diamètre, de l'enrobage, de la résistance du béton et des conditions de cure. Une fissuration excessive peut aussi affecter la durabilité en facilitant la pénétration d'agents agressifs vers les armatures.

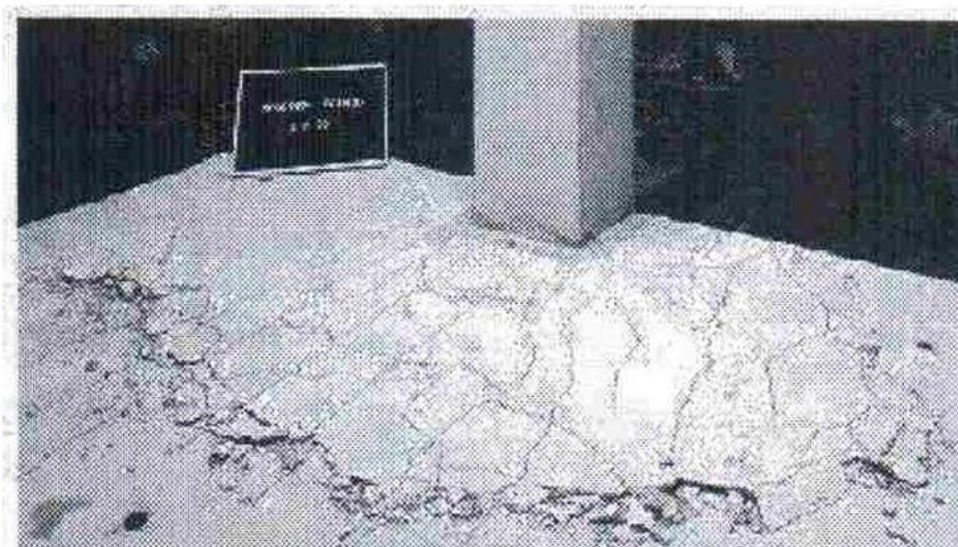


Figure I.22 : Apparition de fissures au voisinage du poteau [13]

I.3.13.3 Déflexion

La déflexion, ou flèche, correspond au déplacement vertical d'un élément sous l'effet des charges. Le guide Eurocode 2 indique que le contrôle des flèches peut être effectué soit par des rapports portée/hauteur utile, soit par un calcul direct [9]. Le calcul direct est recommandé lorsque l'on recherche une estimation précise des flèches ou lorsque l'élément est particulièrement élancé [9].

Dans les dalles en béton armé, la flèche comprend une composante instantanée et une composante différée. La composante différée résulte principalement du fluage, du retrait et de l'évolution de la fissuration [2]. Les travaux de Tellenbach et Favre confirment que la flèche finale des dalles fissurées dépend fortement de ces phénomènes [14].

Dans le présent projet, la déflexion constitue l'un des axes principaux de l'étude. La modélisation numérique sous ETABS doit donc permettre d'évaluer l'influence de l'épaisseur de dalle, des charges, des conditions d'appui et des effets différés sur les flèches.

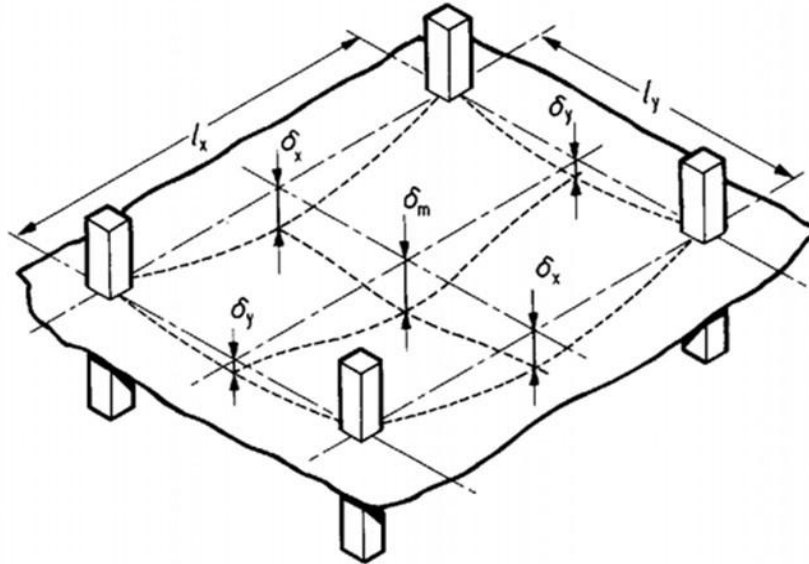


Figure I.23 : La déflexion dans une dalle pleine [14].

I.3.13.4 Durabilité

La durabilité d'une dalle en béton armé correspond à sa capacité à conserver ses performances mécaniques et fonctionnelles pendant la durée de vie prévue de l'ouvrage. Elle dépend de la qualité du béton, de l'enrobage des armatures, de la maîtrise de la fissuration et des conditions d'exposition [3].

La formulation du béton influence également les propriétés du béton durci. De Larrard montre que la composition granulaire, la nature des granulats et la matrice cimentaire influencent le module élastique, le retrait et le fluage du béton [8]. Ces paramètres ont donc un effet indirect sur les flèches différées des dalles.

Dans les planchers, la durabilité est liée au comportement en service. Une fissuration excessive peut réduire la protection des armatures, tandis qu'une flèche excessive peut provoquer des désordres dans les éléments non structuraux. La conception doit donc intégrer simultanément résistance, déformations et durabilité.

I.4 Retrait, fluage et état de l'art réglementaire des flèches différées

I.4.1 Généralités

Le comportement à long terme des structures en béton armé ne dépend pas uniquement des efforts appliqués au moment du chargement. Il est fortement influencé par des phénomènes différés propres au matériau, principalement le retrait et le fluage [2]. Ces phénomènes modifient progressivement la rigidité apparente des éléments et entraînent une augmentation des déformations avec le temps [2].

Dans le cas des dalles pleines avec poutres noyées, cette question est particulièrement importante. L'absence de retombées importantes et la recherche d'une faible hauteur de plancher peuvent rendre les dalles sensibles aux flèches. Le guide ADAPT rappelle que le contrôle des flèches est essentiel pour éviter les dommages aux éléments non structuraux et préserver le confort des occupants [1].

Les travaux de Tellenbach et Favre montrent que les flèches à long terme des dalles fissurées dépendent fortement de la fissuration, du retrait et du fluage [14]. Cette observation justifie l'étude détaillée des effets différés dans le cadre du présent projet.

I.4.2 Les déformations du béton

Les déformations du béton peuvent être classées en deux catégories : les déformations instantanées et les déformations différées. Les déformations instantanées apparaissent immédiatement après l'application des charges et dépendent du module d'élasticité du béton, de la géométrie de l'élément et des sollicitations appliquées [11].

Les déformations différées évoluent progressivement dans le temps. Elles résultent principalement du retrait et du fluage [2]. Le BAEL 91 révisé 99 traite les déformations dans le cadre des états limites de service [5]. Le CBA93 constitue le référentiel algérien de base pour la conception et le calcul des structures en béton armé [11].

Dans les dalles, la distinction entre déformation instantanée et déformation différée est essentielle. Une dalle peut présenter une flèche acceptable immédiatement après chargement, puis développer une flèche excessive à long terme sous l'effet combiné du fluage, du retrait et de la fissuration [14].

I.4.3 Le retrait

Le retrait est une diminution progressive du volume du béton en l'absence de chargement mécanique extérieur. L'ACI 209.2R-08 présente le retrait comme l'un des principaux phénomènes différés du béton durci [2]. Il résulte principalement de l'hydratation du ciment, de l'évolution interne de la pâte cimentaire et des échanges d'humidité avec le milieu extérieur [2].

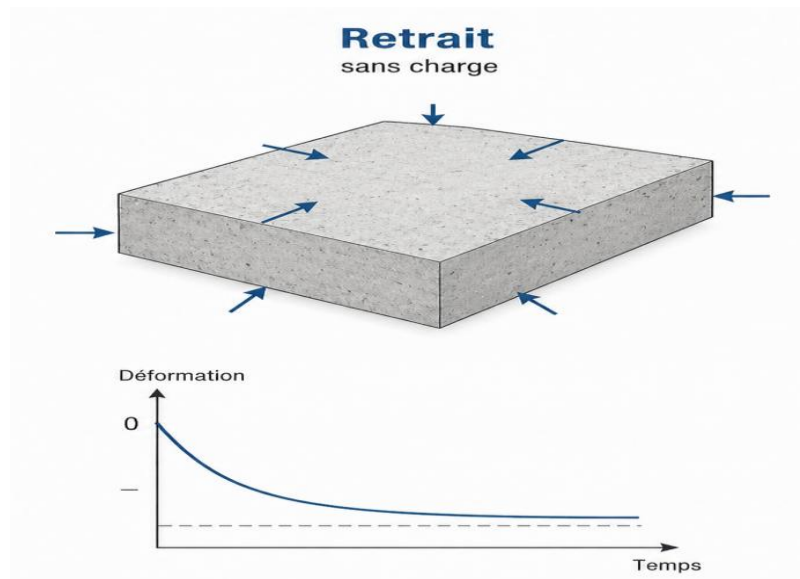


Figure I.24 : le retrait et sa déformation dans le temps

Le retrait dépend notamment :

Les agrégats : Le retrait de la pâte de ciment est environ 3 à 5 fois plus élevé que celui du béton. Cette différence s'explique principalement par la présence des agrégats, qui limitent la libre déformation de retrait. Le retrait dépend également de la forme et de la taille des granulats : les granulats concassés entraînent généralement un retrait légèrement plus important que les granulats roulés, tandis que des granulats de plus grande dimension permettent de réduire la teneur en ciment du mélange et donc le retrait [8].

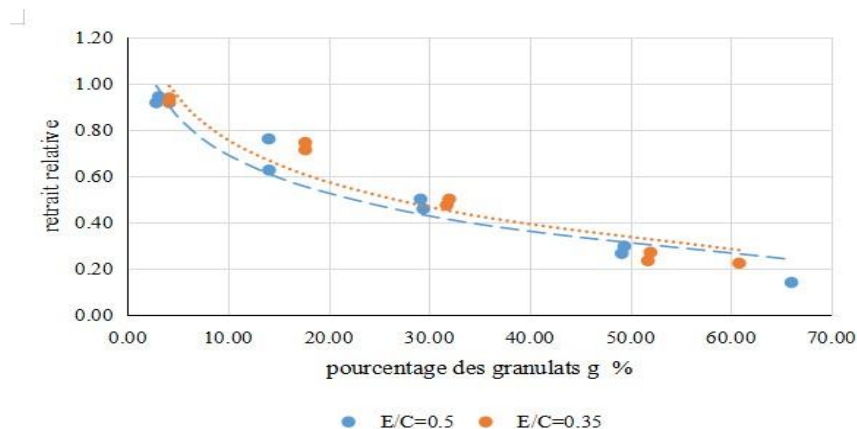


Figure I.25 : Influence de dosage des granulats sur le rapport retrait de béton / retrait de la pâte de ciment [8]

On observe aussi que le retrait diminue lorsque le pourcentage d'agrégats augmente. De plus, le module d'élasticité des agrégats a une influence notable : ainsi, le béton léger présente un retrait plus important que le béton ordinaire.

L'humidité relative de l'environnement : L'humidité du milieu de conservation joue un rôle essentiel dans la dessiccation du béton. Lorsque l'humidité relative passe de 100 % à 50 %, le retrait augmente nettement [2], comme le montre la figure 1.26

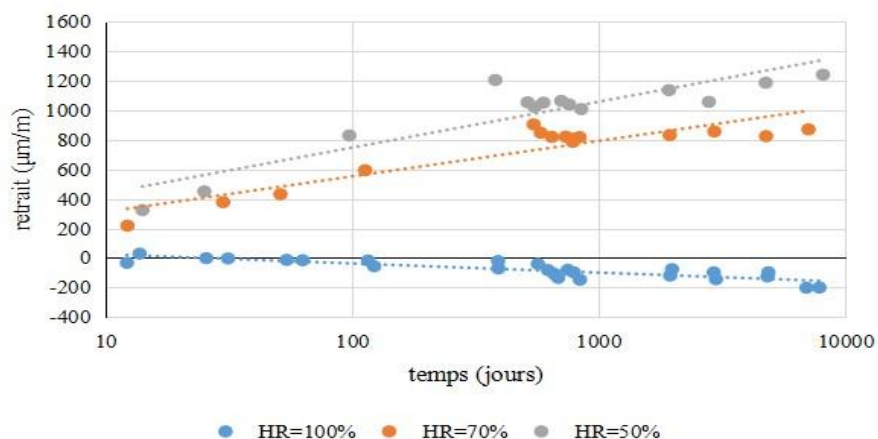


Figure 1.26 : Relation entre le retrait et le temps d'exposition à différentes humidités relatives [2]

La période de cure : La cure permet de maintenir l'humidité et la température du béton, tout en protégeant le béton frais contre une évaporation trop rapide de l'eau. Elle favorise ainsi l'hydratation du ciment et le développement des résistances mécaniques dans le temps.

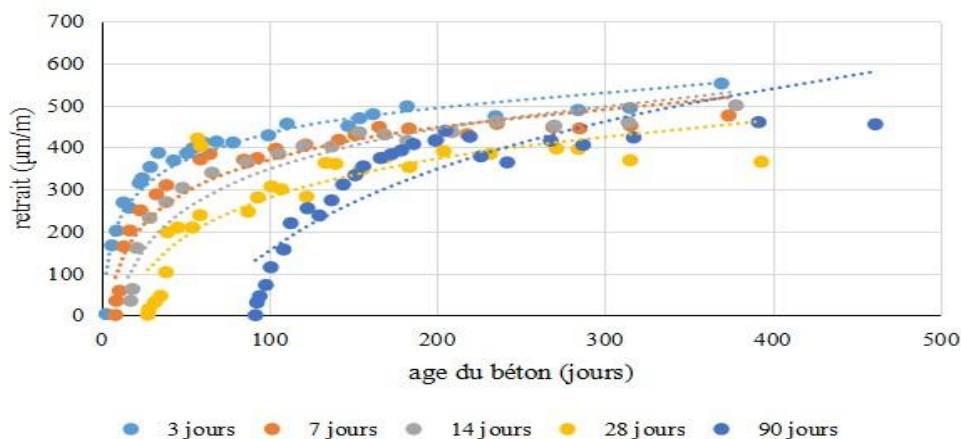


Figure 1.27 : L'effet de la période de cure sur le développement du retrait dans le temps [8]

DE LARRARD [8] a montré qu'une cure mal contrôlée peut provoquer une fissuration superficielle, notamment dans les dalles. L'influence de la durée de cure sur l'évolution du retrait est illustrée par la figure 1.27

Le rapport E/C et le dosage en ciment : La teneur en eau est l'un des paramètres les plus importants influençant le retrait du béton. La figure 1.28 met en évidence l'effet du rapport E/C et de la quantité d'agrégats. À quantité d'agrégats constante, une augmentation du rapport E/C entraîne une augmentation du retrait [2].

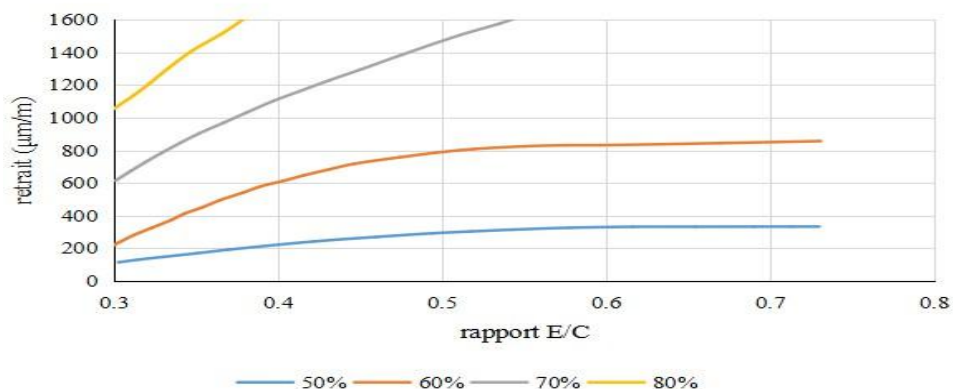


Figure 1.28 : Influence du rapport E/C et le pourcentage des agrégats sur le retrait [8]

Les adjuvants : Les adjuvants, utilisés en faible quantité (moins de 5 % de la masse du ciment), servent à améliorer certaines propriétés du béton. En général, les accélérateurs, retardateurs et autres adjuvants influençant la vitesse de développement des résistances agissent surtout sur la vitesse de déformation du retrait, sans modifier significativement sa valeur finale.

Certains chercheurs ont constaté que les réducteurs d'eau peuvent augmenter le retrait, tandis que d'autres estiment qu'ils n'ont pas d'effet notable lorsque la proportion de liquide reste constante. SHAYA et SUGITA [13] ont montré que l'utilisation d'adjuvants réducteurs de retrait (SRA) constitue une solution efficace : un ajout de 2 % de SRA permet de réduire le retrait plastique d'environ 20 %, comme l'indique la figure 1.29

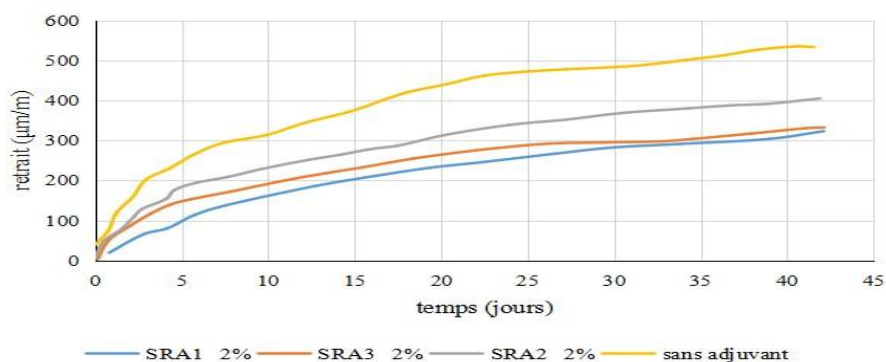


Figure 1.29 : Résultats de retrait des bétons contiennent 2% des adjuvants réducteurs de retrait [13]

Dans les dalles, le retrait peut provoquer des déformations imposées, des courbures et des fissures. Lorsque le retrait est empêché par les appuis, les voiles ou les armatures, des contraintes de traction apparaissent. Si ces contraintes dépassent la résistance en traction du béton, la fissuration se développe. Cette fissuration réduit la rigidité effective de la dalle et augmente les flèches [14].

I.4.4 Le fluage

Le fluage désigne l'augmentation progressive de la déformation d'un béton soumis à une contrainte maintenue dans le temps. L'ACI 209.2R-08 définit le fluage comme un phénomène différé majeur du béton durci et propose des modèles pour son évaluation [2].

Le fluage dépend notamment de l'âge du béton au moment du chargement, du niveau de contrainte, de la résistance du béton, de l'humidité relative, des dimensions de l'élément et de la durée d'application des charges [2]. Plus le béton est jeune au moment du chargement, plus la déformation de fluage peut être importante [2].

Dans les planchers, le fluage est principalement lié aux charges permanentes : poids propre de la dalle, revêtements, cloisons et équipements fixes. Ces charges agissent pendant une longue durée et provoquent une augmentation progressive de la flèche. Les charges d'exploitation variables exercent généralement une influence moins importante sur le fluage, sauf lorsqu'elles sont maintenues pendant une longue période.

Le fluage est donc un paramètre essentiel dans l'évaluation des flèches différées. Une dalle satisfaisante à court terme peut devenir problématique à long terme si le fluage et la fissuration ne sont pas correctement pris en compte [14].

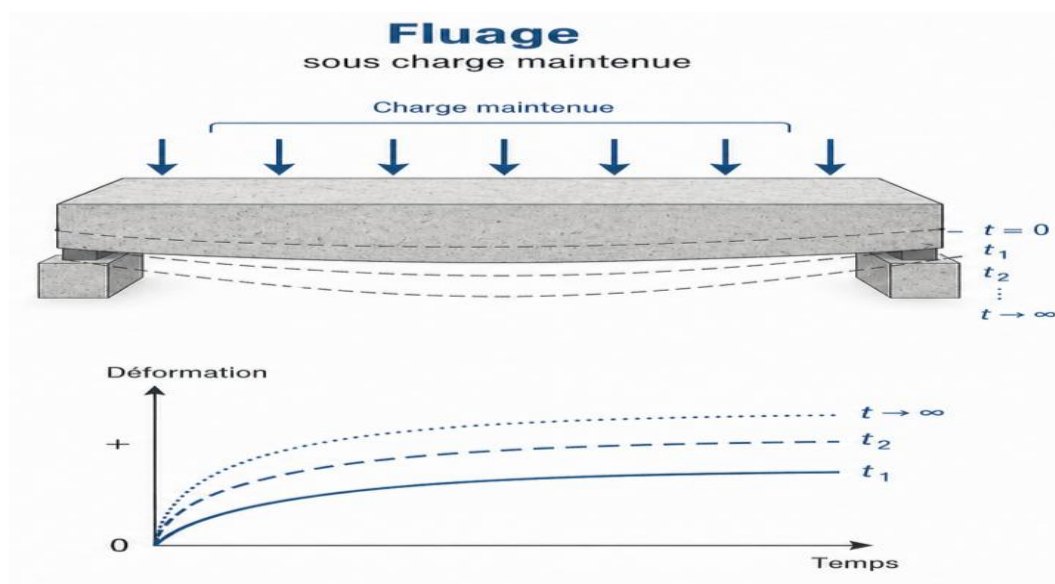


Figure I.30 : Le fluage et sa de formation dans le temps

I.4.5 Flèches différées des dalles pleines :

La flèche d'une dalle en béton armé comprend une flèche immédiate et une flèche différée. La flèche immédiate apparaît dès l'application des charges, tandis que la flèche différée se développe progressivement sous l'effet du fluage, du retrait et de l'évolution de la fissuration [2].

Dans les dalles pleines avec poutres noyées, la flèche différée peut représenter une part importante de la flèche totale. Le guide Eurocode 2 précise que le calcul direct des flèches devient nécessaire lorsqu'une estimation précise est recherchée ou lorsque l'élément est particulièrement élancé [9].

Les travaux de Tellenbach et Favre montrent que la flèche finale des dalles fissurées dépend fortement de l'état fissuré, du retrait et du fluage [14]. Ils mettent en évidence que l'utilisation d'une rigidité non fissurée peut conduire à une sous-estimation des flèches à long terme [14].

L'étude d'Al-Tarafany sur les flèches à court et long terme selon l'approche ACI montre également que l'évaluation des flèches différées reste complexe et que les méthodes analytiques peuvent présenter des écarts avec les résultats numériques [4]. Cette observation confirme l'intérêt d'une étude paramétrique combinant approche réglementaire et modélisation numérique.

I.4.6 État de l'art réglementaire des flèches différées :

L'évaluation des flèches différées constitue un volet essentiel du dimensionnement à l'état limite de service. Le CBA93 définit le cadre réglementaire algérien pour la conception des structures en béton armé [11]. Le BAEL 91 révisé 99 traite également les états limites de service, notamment les vérifications relatives aux déformations et à la fissuration [5].

- **a) Approche de l'Eurocode 2**

L'Eurocode 2 propose deux approches pour le contrôle des flèches : une méthode simplifiée fondée sur le rapport portée/hauteur utile et une méthode détaillée basée sur le calcul direct des déformations [9]. Le guide FEBELCEM précise que le calcul direct est recommandé lorsqu'une estimation précise des flèches est nécessaire, lorsque les limites usuelles ne sont pas adaptées, lorsque l'élément est particulièrement élancé ou lorsque les phases de construction influencent les déformations [9].

Cette approche est particulièrement pertinente pour les dalles pleines avec poutres noyées, car leur comportement en service peut être gouverné par les flèches plutôt que par la résistance ultime.

- **b) Approche de l'ACI 318-19**

L'ACI 318-19 traite les exigences minimales relatives aux matériaux, à la résistance, à la serviceabilité et à la durabilité des structures en béton [3]. Il inclut les exigences de contrôle des flèches, de fissuration et de comportement des éléments fléchis [3].

Dans le cas des planchers, l'approche de l'ACI vise à garantir que les déformations restent compatibles avec l'usage de l'ouvrage et avec la protection des éléments non structuraux [3]. Cette logique rejoint l'objectif du présent projet, qui consiste à analyser les flèches des dalles afin d'assurer un comportement satisfaisant en service.

- **c) Apport de l'ACI 209.2R-08**

L'ACI 209.2R-08 constitue une référence spécifique pour la modélisation du retrait et du fluage du béton durci [2]. Il propose des méthodes permettant d'estimer l'évolution temporelle des déformations différées en fonction des caractéristiques du béton, de l'âge au chargement, de l'humidité relative, des dimensions de l'élément et de la durée d'application des charges [2].

Son apport est essentiel pour une étude paramétrique des flèches différées, car il permet de relier les propriétés du matériau aux déformations à long terme.

- **d) Apport du BAEL 91 révisé 99 et du CBA93**

Le BAEL 91 révisé 99 constitue une référence importante pour la compréhension des états limites de service, des déformations et de la fissuration dans les ouvrages en béton armé [5]. Il conserve donc un intérêt méthodologique pour l'analyse des flèches, même lorsque le règlement principal du projet est le CBA93.

Le CBA93 constitue le référentiel algérien de calcul des structures en béton armé [11]. Il doit être utilisé pour les vérifications de dimensionnement du projet, en complément du RPA 2024 pour les exigences parasismiques [12].

- En résumé, l'état de l'art réglementaire montre que l'étude des flèches différées nécessite une approche intégrée prenant en compte la fissuration, l'inertie effective, le retrait, le fluage, l'historique de chargement et les conditions d'environnement [2], [9], [14].

Référentiel	Domaine d'application	Approche des flèches	Prise en compte du retrait et du fluage	Intérêt pour les dalles pleines
Eurocode 2	Béton armé	Rapport portée/hauteur utile et calcul direct	Oui	Très élevé
ACI 318-19	Béton armé	Vérification dans le cadre de la serviceabilité	Oui, de façon générale	Élevé
ACI 209.2R-08	Béton durci	Modélisation du retrait et du fluage	Oui, de façon spécifique	Très élevé
BAEL 91 révisé 99	Béton armé	Approche classique des déformations à l'ELS	Oui	Moyen à élevé

Tableau I.1: État de l'art réglementaire des flèches différées

I.4.7 Intérêt de la modélisation des flèches sous ETABS

Les approches réglementaires fournissent des méthodes indispensables pour le dimensionnement, mais elles peuvent devenir insuffisantes lorsque la géométrie de l'ouvrage est complexe ou lorsque l'on souhaite analyser l'influence de plusieurs paramètres. La modélisation numérique permet alors de représenter la structure de manière plus réaliste.

ETABS permet de modéliser des structures tridimensionnelles en intégrant les voiles, les dalles, les poutres, les charges, les combinaisons et les diaphragmes. Les documents de vérification ETABS/SAFE montrent que ces logiciels peuvent être utilisés pour l'analyse et la vérification de dalles, notamment pour des problématiques de poinçonnement dans les planchers-dalles [7].

Dans le cadre du présent projet, la modélisation sous ETABS permet d'étudier l'influence de l'épaisseur des dalles, des conditions d'appui, des poutres noyées, des charges permanentes et des effets différés sur les flèches. Elle permet également de comparer plusieurs variantes et d'identifier les paramètres les plus influents.

Cependant, la modélisation numérique ne remplace pas l'analyse mécanique. Les résultats doivent être interprétés à la lumière des règlements et des principes de comportement du béton armé. Une flèche calculée par logiciel n'a de valeur que si les hypothèses de rigidité, de chargement, d'appuis et de fissuration sont correctement définies.

I.5 Conclusion

Cette recherche bibliographique a permis de mettre en évidence l'importance du choix du système structural dans le comportement global d'un bâtiment en béton armé. Les structures à voiles porteurs constituent une solution adaptée aux bâtiments implantés en zone sismique, car elles assurent une bonne rigidité latérale et permettent de limiter les déplacements sous actions horizontales. Leur association avec des dalles pleines et des poutres noyées permet d'obtenir un système porteur cohérent, capable d'assurer la transmission des charges verticales et la redistribution des efforts horizontaux vers les éléments de contreventement.

L'étude des dalles pleines avec poutres noyées montre que ce système présente des avantages importants sur les plans architectural et fonctionnel, notamment grâce à la réduction des retombées apparentes et à la facilité d'intégration des réseaux techniques. Toutefois, cette solution exige une vérification rigoureuse du comportement en service. En effet, les dalles de faible épaisseur peuvent être sensibles aux flèches, à la fissuration et aux effets différés du béton.

Le retrait et le fluage jouent un rôle déterminant dans l'évolution des déformations à long terme. Associés à la fissuration, ils peuvent entraîner une augmentation significative des flèches différées des dalles en béton armé. Ainsi, une dalle satisfaisante à l'état limite ultime peut présenter un comportement insuffisant à l'état limite de service si les déformations à long terme ne sont pas correctement prises en compte.

Les références réglementaires et scientifiques étudiées montrent que l'évaluation des flèches différées nécessite une approche globale intégrant la rigidité effective, l'état fissuré, l'historique de chargement, les conditions d'environnement, le retrait et le fluage. Dans le cadre du présent projet, cette base bibliographique justifie le recours à une modélisation numérique sous ETABS afin d'analyser le comportement des dalles pleines avec poutres noyées, d'évaluer les flèches instantanées et différées, et d'étudier l'influence des principaux paramètres structuraux sur le comportement en service du plancher.



CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE



II.1 Introduction

La description de l’ouvrage constitue une étape préalable à toute étude structurale. Elle permet de définir les données nécessaires au prédimensionnement, à la modélisation numérique, à l’analyse sismique et au dimensionnement des éléments porteurs.

Le présent chapitre est consacré à la présentation de l’Hôtel Falcon Thalassa, implanté à Cap Falcon, dans la commune d’Aïn El Turck, wilaya d’Oran. La description est établie à partir des plans architecturaux du projet. L’ouvrage comprend un sous-sol, un rez-de-chaussée, sept étages et un attique .

Dans le cadre de cette étude, les règles de calcul du béton armé sont prises conformément au CBA93 et au BAEL 91 révisé 99 [1], [3]. Les exigences relatives à la conception parasismique sont définies selon le RPA 2024 [2]. Les éventuelles adaptations retenues pour le modèle structural seront précisées dans le chapitre consacré à la modélisation numérique sous ETABS.

II.2 Présentation générale du projet

II.2.1 Identification du projet

Le projet étudié est un bâtiment hôtelier dénommé Hôtel Falcon Thalassa. Il s’agit d’un ouvrage à vocation touristique comprenant des espaces d’accueil, de restauration, de détente, d’hébergement, de stationnement et des locaux techniques .

D’après les plans architecturaux, l’ouvrage est composé d’un sous-sol, d’un rez-de-chaussée, de sept étages et d’un attique [4]. Le système structural prévu est principalement constitué de voiles porteurs en béton armé, associés à des dalles pleines avec poutres noyées .

Désignation	Description
Nom du projet	Hôtel Falcon Thalassa
Nature de l’ouvrage	Bâtiment hôtelier
Localisation	Cap Falcon, Aïn El Turck, wilaya d’Oran
Configuration architecturale	Sous-sol + RDC + 7 étages + attique
Système porteur principal	Voiles porteurs en béton armé
Type de plancher	Dalles pleines avec poutres noyées

Tableau II.1 : Identification générale du projet.

II.2.2 Situation géographique

L'ouvrage est implanté à Cap Falcon, dans la commune d'Aïn El Turck, à l'ouest de la wilaya d'Oran . Le site appartient à une zone côtière à vocation touristique. Cette implantation impose une attention particulière à la durabilité du béton armé, notamment à l'enrobage des armatures et à la qualité d'exécution des éléments exposés [1], [3].

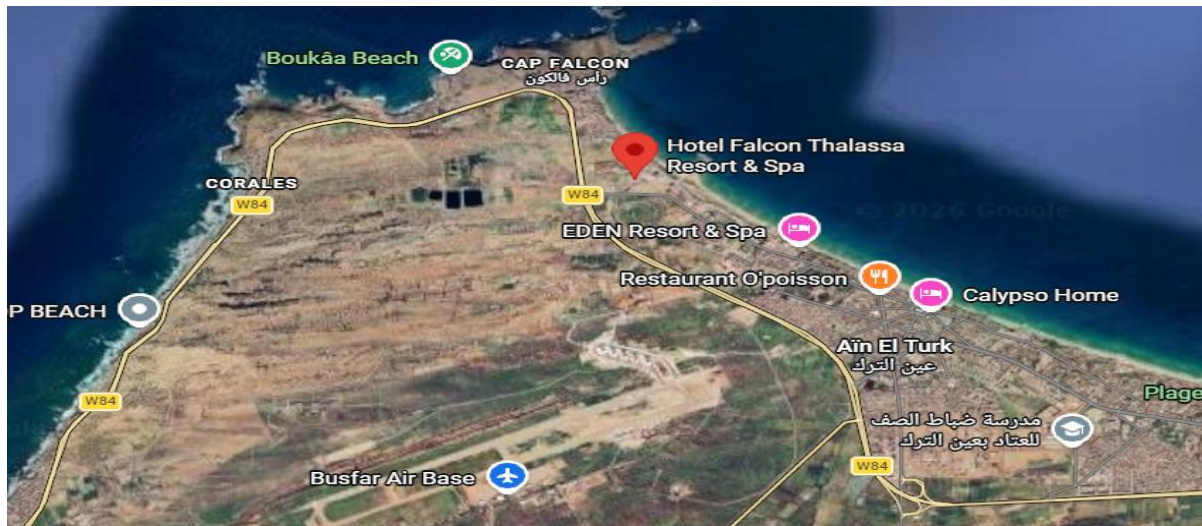


Figure II.1 : Localisation géographique de l'Hôtel Falcon Thalassa -Oran.



Figure II.2 : Vue satellitaire du site de l'Hôtel Falcon

II.3 Description architecturale de l'ouvrage

II.3.1 Composition générale selon les plans architecturaux

D'après les plans architecturaux, l'ouvrage est constitué d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée, de sept étages, d'un attique et d'une terrasse. Chaque niveau est affecté à une fonction précise selon les besoins d'exploitation de l'établissement hôtelier.

La répartition fonctionnelle des niveaux est présentée dans le tableau suivant.

Niveau	Affectation principale	Hauteur
Sous-sol	Parking / locaux techniques éventuels	3.8 m
Rez-de-chaussée	Réception, accueil, espaces communs cuisine, restaurant, piscine	3.9 m
1er étage	Restaurant, spa, salle polyvalente	3.3 m
2eme au 7e étage	Chambres, suites et espaces d'hébergement	2.8 m
Attique	Restaurant	2.8 m
Terrasse	Toiture / terrasse technique éventuelle	

Tableau II.2 : Composition architecturale de l'ouvrage.

II.3.2 Plans architecturaux de l'ouvrage

Les plans architecturaux permettent d'identifier la géométrie du bâtiment, la disposition des espaces, les ouvertures, les circulations et les contraintes pouvant influencer le choix du système porteur . Ils constituent donc la base de la modélisation structurale.



Figure II.3 : Vue générale de l'Hôtel Falcon Thalassa

Les figures suivantes présentent les vues en plan des différents niveaux du bâtiment.

Vue en plan du sous-sol :

Longueur totale en plan	55.05 m
Largeur totale en plan	30.85 m

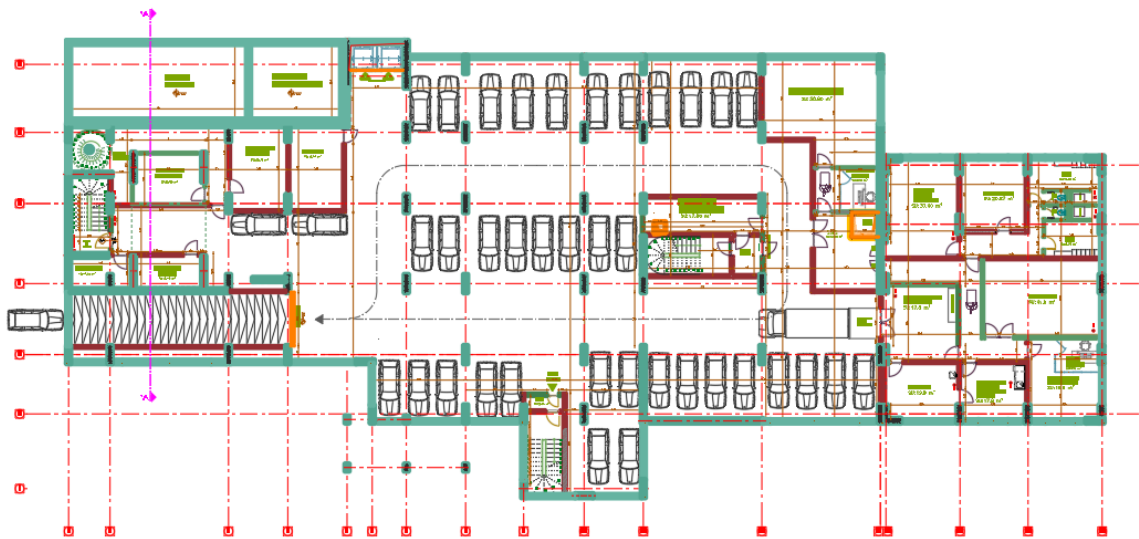


Figure II.4 : vue en plan du sous-sol

Vue en plan du rez-de-chaussée :

Longueur totale en plan	55.05 m
Largeur totale en plan	30.85 m

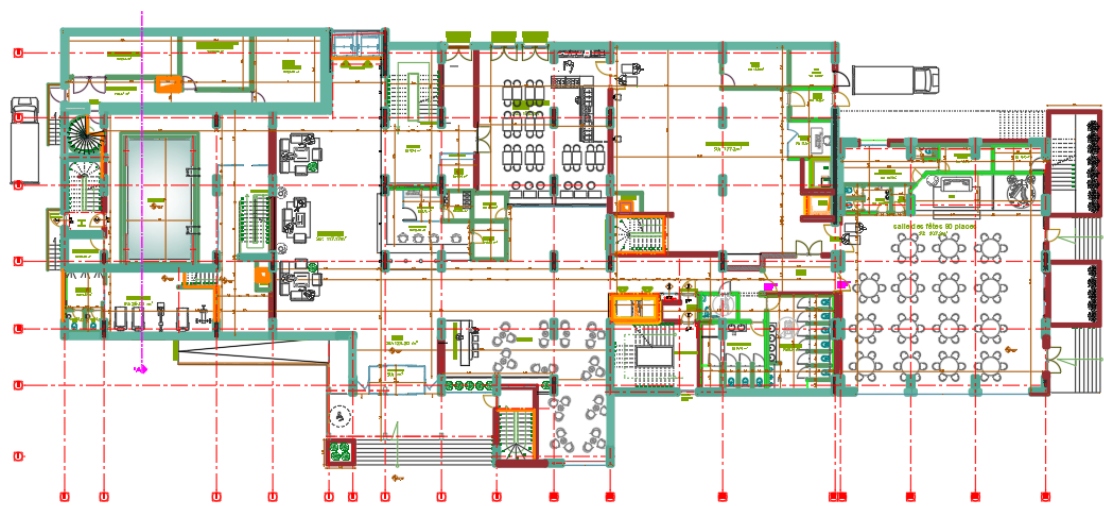


Figure II.5 : Vue en plan du rez-de-chaussée

Vue en plan du 1er étage :

Longueur totale en plan	55.05 m
Largeur totale en plan	30.85 m

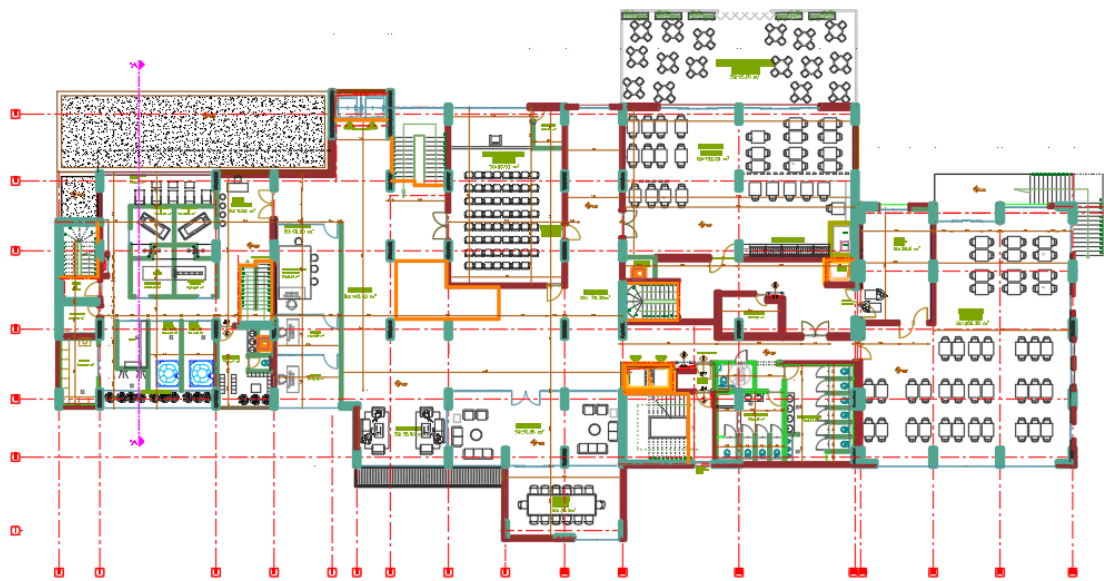


Figure II.6 : Vue en plan du premier étage

Vue en plan des étages courants du 2e au 7e étage :

Longueur totale en plan	56.48 m
Largeur totale en plan	27.23 m

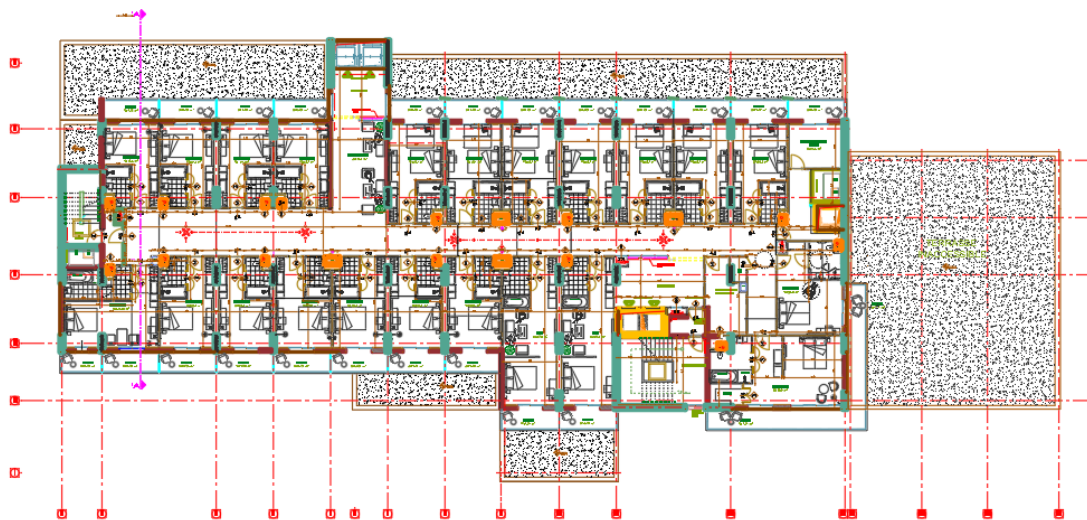


Figure II.7 : Vue en plan des étages courants du 2e au 7e étage

Vue en plan de l'attique :

Longueur totale en plan	55.05 m
Largeur totale en plan	25.7 m

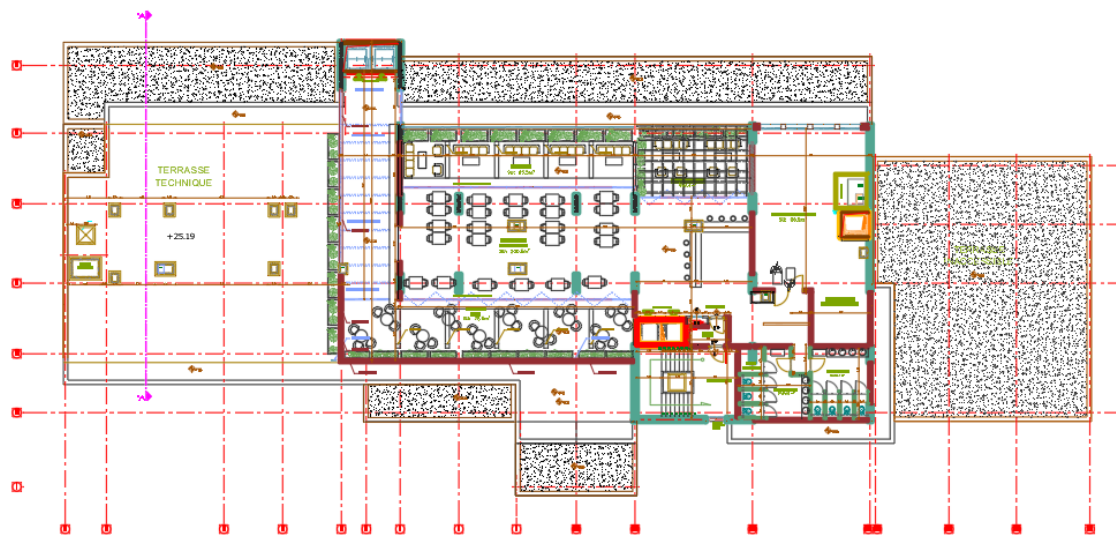


Figure II.8 : Vue en plan de l'attique

Vue en plan de la terrasse :

Longueur totale en plan	36.25 m
Largeur totale en plan	20.15 m

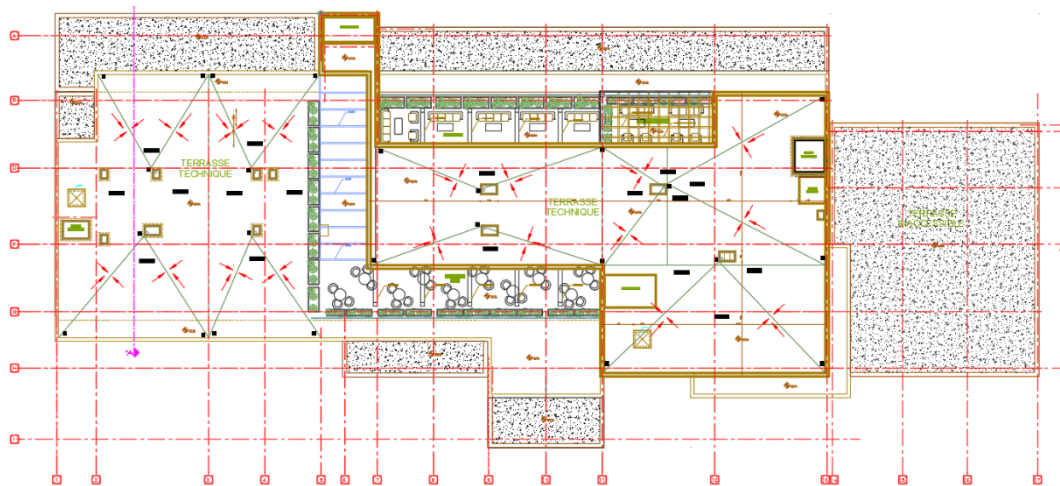


Figure II.9 : Vue en plan de la terrasse

II.3.3 Organisation fonctionnelle des niveaux

La répartition fonctionnelle des niveaux traduit le caractère multifonctionnel de l'ouvrage. Le sous-sol est destiné principalement au stationnement et aux locaux techniques éventuels. Le rez-de-chaussée regroupe les fonctions d'accueil et de service, notamment la réception, les espaces communs, la cuisine, le restaurant et la piscine. Le premier étage comprend des espaces ouverts au public, tels que le restaurant, le spa et la salle polyvalente. Les niveaux du 2^e au 7^e étage sont réservés à l'hébergement, avec des chambres et des suites. L'attique est destiné à un restaurant, tandis que la terrasse correspond à la toiture et aux aménagements techniques éventuels.

II.3.4 Irrégularité en plan et en élévation

L'ouvrage présente une irrégularité géométrique liée à la variation des dimensions entre les niveaux, notamment entre les étages courants, l'attique et la terrasse. Cette variation peut influencer la distribution des masses et des rigidités sur la hauteur du bâtiment.

Le RPA 2024 accorde une importance particulière à la régularité des structures en plan et en élévation, car elle influence la réponse sismique, la répartition des efforts horizontaux et les déplacements inter-étages [2].



Figure II.10 : Irrégularité en élévation de l'Hôtel Falcon Thalassa.

II.4 Système structural prévu

II.4.1 Système porteur vertical

Le système porteur vertical est principalement constitué de voiles en béton armé . Ces voiles assurent la transmission des charges verticales vers les fondations et participent à la résistance aux actions horizontales.

Le RPA 2024 définit les exigences de conception parasismique applicables aux systèmes structuraux résistants aux efforts horizontaux [2]. Dans le cas du présent projet, les voiles porteurs constituent le système principal de résistance latérale.

II.4.2 Système de plancher

Les planchers sont constitués de dalles pleines avec poutres noyées . Ce choix permet de limiter les retombées apparentes et de préserver une sous-face de plancher adaptée aux exigences architecturales d'un bâtiment hôtelier.

Les planchers reprennent les charges permanentes et les charges d'exploitation, puis les transmettent aux éléments porteurs verticaux. Sous actions sismiques, ils assurent également le rôle de diaphragmes horizontaux en transférant les efforts d'inertie vers les voiles de contreventement [2].

II.4.3 Système de contreventement

Le contreventement de l'ouvrage est assuré principalement par des voiles porteurs en béton armé . Ce système est adapté aux bâtiments implantés en zone sismique, car les voiles présentent une rigidité importante dans leur plan et permettent de limiter les déplacements latéraux [2].

La disposition des voiles doit assurer une rigidité suffisante dans les deux directions principales du bâtiment afin de réduire les effets de torsion et d'améliorer le comportement global de la structure sous action sismique [2].

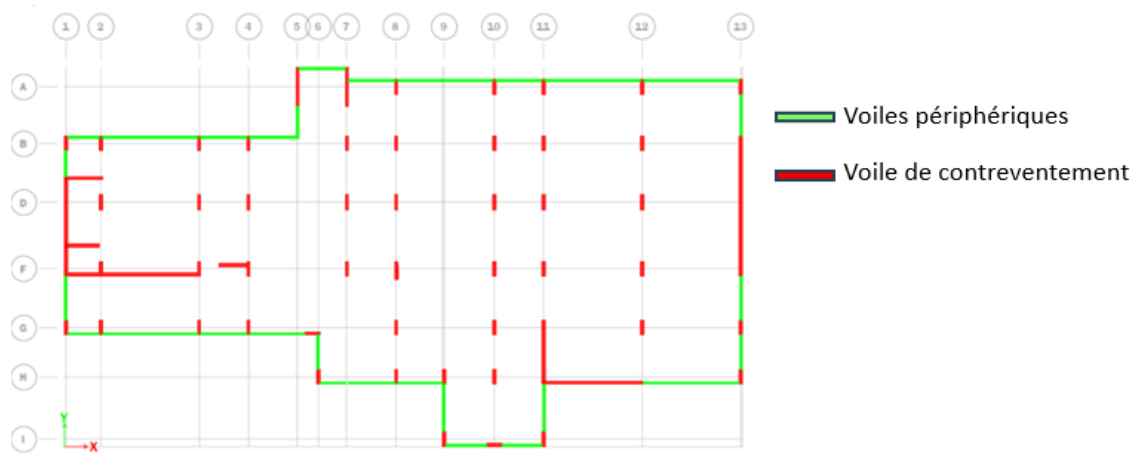


Figure II.11 : Disposition des voiles porteurs dans le bâtiment.

II.5 Caractéristiques géométriques du bâtiment

II.5.1 Dimensions en élévation

Les hauteurs des différents niveaux sont relevées à partir des plans architecturaux du projet .

Niveau	Hauteur
Sous-sol	3,80 m
Rez-de-chaussée	3,90 m
1er étage	3,30 m
2e au 7e étage	2,80 m
Attique	2,80 m

Tableau II.3 : Hauteurs des différents niveaux de la structure.

La hauteur totale de l'ouvrage est :

$$H = 3,80 + 3,90 + 3,30 + 6 \times 2,80 + 2,80$$

$$H = 30,60 \text{ m}$$

II.5.2 Dimensions en plan

Les dimensions en plan des différents niveaux sont données dans le tableau suivant.

Niveau	Longueur totale	Largeur totale
Sous-sol	55,05 m	30,85 m
Rez-de-chaussée	55,05 m	30,85 m
1er étage	55,05 m	30,85 m
2e au 7e étage	56,48 m	27,23 m
Attique	55,05 m	25,70 m
Terrasse	36,25 m	20,15 m

Tableau II.4 : Dimensions en plan du bâtiment selon les plans architecturaux.

II.6 Classification réglementaire de l'ouvrage

La classification réglementaire permet de définir les paramètres nécessaires à l'analyse sismique de la structure, notamment la catégorie du site, la zone sismique et le groupe d'usage de l'ouvrage. Ces données sont déterminées conformément au RPA 2024 [2].

II.6.1 Classification du site

D'après le rapport géotechnique et le RPA2024 ce site appartenant à la catégorie **S3** correspond à un sol meuble à moyennement compact [2].

II.6.2 Classification selon la zone sismique

Selon le RPA 2024, la commune d'Aïn El Turck, wilaya d'Oran, est retenue dans cette étude en **zone VI**, correspondant à une zone de forte sismicité [2]

II.6.3 Classification selon l'importance de l'ouvrage

Le RPA 2024 classe les ouvrages en groupes d'usage selon leur importance, leur destination et les conséquences de leur défaillance [2]. L'Hôtel Falcon Thalassa étant un établissement hôtelier recevant du public, il est classé dans le groupe d'usage 1B [2].

II.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux sont définies selon les règles de calcul du béton armé utilisées dans le projet, notamment le CBA93 et le BAEL 91 révisé 99 [1], [3].

II.7.1 Béton

Le béton utilisé pour les éléments structuraux est caractérisé par sa résistance à la compression à 28 jours. Dans le cadre de cette étude, la résistance caractéristique adoptée est :

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

La résistance à la traction du béton : [1], [3]

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

Pour

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

:

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Élément	Résistance à la compression f_{c28}	Résistance à la traction f_{t28}
Éléments structuraux	25 MPa	2,1 MPa

Tableau II.5: Caractéristiques mécaniques du béton.

1) Les contraintes limites de compression :

1.1) À l'état limite ultime (ELU)

La résistance ultime du béton s'exprime par la formule : [1], [3]

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour $\gamma_b = 1.5$:

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPA}$$

Pour $\gamma_b = 1.15$:

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPA}$$

Pour $\gamma_b = 1.2$:

$$f_{bu} = 17.70 \text{ MPA}$$

1.2) À l'état limite de service (ELS)

À l'état limite de service, la contrainte limite de compression du béton est donnée par : [1], [3]

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

D'où :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

2) Module d'élasticité

Le module de déformation longitudinale instantané du béton : [1], [3]

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on obtient :

$$E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$$

Ce module intervient dans l'évaluation de la rigidité des éléments structuraux et dans le calcul des déformations, notamment les flèches des dalles.

2.2) Module de déformation longitudinale différé :

Pour les charges ayant une longue durée : [1],[3]

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3}$$

$$E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa}$$

II.7.2 Acier

Les armatures utilisées sont des aciers à haute adhérence [1], [3]. La nuance adoptée dans le projet est :

$$Fe E 500$$

La limite d'élasticité correspondante est :

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

Type d'acier	Nuance	Limite d'élasticité f_e	Résistance ultime
Haute adhérence	Fe E 500	500 MPa	550 MPa

Tableau II.6 : Caractéristiques mécaniques de l'acier.

Les contraintes limites

- À l'état limite ultime (ELU)

Elle est donnée par la formule suivante : [1], [3]

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

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{situation durable et transitoire} \\ \gamma_s = 1 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

Selon l'article 7.3.2 du RPA 2024, le coefficient partiel de sécurité de l'acier est égal à : $\gamma_s = 1.00$ [2].

- À l'état limite de service (ELS)

On s'intéresse à la limitation de la fissuration qui conduit à la limitation des contraintes appliquées.

- Cas où la fissuration est peu nuisible : dans ce cas aucune vérification n'est demandée (en dehors de la vérification à l'ELU) [1], [3].

- Cas où la fissuration est préjudiciable : [1], [3]

$$\bar{\sigma}_{s=\text{Max}}[0.5f_e, 110\sqrt{nf_{tj}}]$$

- Cas où la fissuration est très préjudiciable : [1], [3]

$$\bar{\sigma}_{s=\text{Max}}[0.4f_e, 88\sqrt{nf_{tj}}]$$

Avec : $\eta=1.6$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

Etat limite	Contrainte limite	
ELU	Situation durable (MPa) $\gamma_s=1.15$	434.78
	Situation accidentelle (MPa) $\gamma_s=1.00$	500
	RPA 2024 $\gamma_s=1.00$	500
ELS	Fissuration préjudiciable (MPa)	250
	Fissuration très préjudiciable (MPa)	200

Tableau II. 7 : Les contraintes limites de l'acier.

II.8 Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les principales caractéristiques architecturales et techniques de l'ouvrage étudié. L'Hôtel Falcon Thalassa est implanté à Cap Falcon, dans la commune d'Aïn El Turck, wilaya d'Oran. D'après les plans architecturaux disponibles, le bâtiment est composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée, de sept étages et d'un attique.

Le système structural prévu repose principalement sur des voiles porteurs en béton armé associés à des dalles pleines avec poutres noyées. Ce choix permet d'assurer une bonne rigidité latérale, une reprise efficace des charges verticales et une meilleure compatibilité avec les exigences architecturales d'un bâtiment hôtelier.

La classification réglementaire du projet indique une implantation en zone sismique VI, sur un site de catégorie S3, avec un ouvrage classé dans le groupe d'usage 1B. Les caractéristiques mécaniques adoptées sont un béton de résistance $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et un acier à haute adhérence de nuance Fe E 500.

Les données présentées dans ce chapitre constituent la base de la suite de l'étude. Elles seront utilisées pour le prédimensionnement des éléments structuraux, tandis que les adaptations liées à la modélisation numérique seront détaillées dans le chapitre consacré au modèle ETABS.



CHAPITRE III : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX ET ÉVALUATION DES CHARGES



III.1 Introduction

Le prédimensionnement constitue une étape préliminaire essentielle dans l'étude d'une structure en béton armé. Il consiste à proposer des dimensions initiales pour les éléments structuraux et secondaires, avant leur vérification détaillée par le calcul réglementaire et la modélisation numérique.

Dans un bâtiment, les charges appliquées aux planchers sont transmises progressivement aux poutres, poteaux, voiles, puis aux fondations. La descente de charges permet ainsi d'identifier le cheminement des efforts gravitaires et d'évaluer les sollicitations reprises par les éléments porteurs [3].

Dans le présent projet, l'ouvrage étudié est un bâtiment hôtelier en béton armé constitué principalement de voiles porteurs, associés à des dalles pleines et à des poutres noyées. Le prédimensionnement portera sur les planchers, les poutres noyées, les poteaux éventuels, les voiles, les escaliers et l'acrotère. L'évaluation des charges permanentes et des charges d'exploitation est effectuée conformément au DTR B.C. 2.2 [5].

Les dimensions obtenues dans ce chapitre serviront de base à la modélisation numérique sous ETABS et aux vérifications ultérieures.

III.2 Hypothèses de calcul

Les caractéristiques mécaniques des matériaux ont été présentées dans le chapitre précédent. Elles sont rappelées ici uniquement pour les besoins du prédimensionnement.

La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours est :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad [1], [4]$$

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \quad [1], [4]$$

D'où :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale instantané du béton est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [1], [4]$$

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

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différé est pris égal à :

$$E_{v28} = \frac{E_{i28}}{3} \quad [1], [4]$$

D'où :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

Les armatures utilisées sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E 500 :

$$f_e = 500 \text{ MPa} \quad [1], [4]$$

Les combinaisons utilisées pour les vérifications préliminaires sous charges verticales sont :

$$\begin{aligned} q_u &= 1,35G + 1,5Q & [1], [4] \\ q_s &= G + Q & [1], [4] \end{aligned}$$

Avec :

G : charge permanente ;

Q : charge d'exploitation ;

q_u : charge de calcul à l'état limite ultime ;

q_s : charge de service.

III.3 Prédimensionnement des planchers

Les planchers du projet sont constitués de dalles pleines en béton armé avec poutres noyées. Les dalles pleines sont considérées comme des plaques minces travaillant principalement en flexion, dont la fonction est de reprendre les charges verticales et de les transmettre aux éléments porteurs [3].

L'épaisseur d'une dalle pleine dépend principalement des conditions de résistance au feu, d'isolation acoustique, de résistance à la flexion et de limitation des flèches [3].

III.3.1 Condition de résistance au feu

Les épaisseurs minimales usuelles des planchers vis-à-vis de la résistance au feu sont données dans le tableau suivant [3].

Condition	Épaisseur minimale	Type de construction
Résistance au feu de 1 heure	7 cm	Tout type de construction
Résistance au feu de 2 heures	11 cm	Bâtiment courant
Résistance au feu de 3 heures	15 cm	Bâtiment de grande hauteur
Résistance au feu de 4 heures	17 cm	Sous-sol

Tableau III.1 : Épaisseur minimale des planchers selon la résistance au feu

Dans le cadre du présent projet, la condition la plus défavorable conduit à retenir :

$$e \geq 17 \text{ cm} \quad [3]$$

III.3.2 Condition d'isolation acoustique

Pour assurer une isolation acoustique convenable, l'épaisseur minimale d'un plancher en dalle pleine est prise égale à :

$$e \geq 13 \text{ cm} \quad [3], [4]$$

III.3.3 Condition de résistance à la flexion

Soit un panneau de dalle de dimensions L_x et L_y , avec :

$$L_x \leq L_y$$

Le rapport des portées est : [3]

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

Avec :

L_x : petite portée du panneau de dalle mesurée entre nus d'appuis ;
 L_y : grande portée du panneau de dalle mesurée entre nus d'appuis.

Pour une dalle continue avec :

$$\text{Si : } \rho < 0,40$$

La dalle porte principalement dans un seul sens, et l'épaisseur peut être estimée par : [3]

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

Si : $0,40 \leq \rho \leq 1$

La dalle porte dans deux sens, et l'épaisseur peut être estimée par : [3]

$$e \geq \frac{L_x}{40}$$

Pour le panneau le plus défavorable du projet :

$$L_x = 5,40 \text{ m}$$

$$L_y = 8,00 \text{ m}$$

D'où :

$$\rho = \frac{5,40}{8,00} = 0,675$$

La dalle travaille donc dans deux sens :

$$0,40 \leq 0,675 \leq 1$$

L'épaisseur minimale est alors : [3]

$$e \geq \frac{L_x}{40} = \frac{540}{40} = 13,5 \text{ cm}$$

$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$\rho = L_x/L_y$	Type de dalle	e_{min}
5,40	8,00	0,675	Dalle continue portant dans deux sens	13,5 cm

Tableau III.2 : Vérification de l'épaisseur de la dalle selon la condition de flexion.

III.3.4 Condition de flèche

La flèche admissible des éléments fléchis est limitée comme suit : [1], [3], [4]

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

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

Avec

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

Pour une bande de dalle de largeur $b = 1,00 \text{ m}$, l'inertie est donnée par : [1], [4]

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

Le plancher courant présente les charges suivantes :

$$G = 7,22 \text{ kN/m}^2$$

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

La charge de service appliquée à une bande de dalle de largeur $1,00 \text{ m}$ est : [1], [4]

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

$$q_s = (7,22 + 1,50) \times 1,00 = 8,72 \text{ kN/ml}$$

D'après les équations précédentes on :

$$\frac{5qL_x^4}{384EI} \leq \frac{L_x}{1000} + 0.005$$

D'où :

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{5qL_x^4}{32E\left(\frac{L_x}{1000} + 0.005\right)}}$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{5 * 8.72 * 10^{-3} * 5.4^4}{32 * 32164.19512 \left(\frac{5.4}{1000} + 0.005\right)}}$$

$$e \geq 15.13 \text{ cm}$$

On prend :

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

La synthèse des conditions est donnée dans le tableau suivant.

Critère	Épaisseur minimale
Résistance au feu	17 cm
Isolation acoustique	13 cm
Résistance à la flexion	13,5 cm
Condition de flèche	20 cm

Tableau III.3 : Synthèse des épaisseurs minimales de la dalle.

$$e \geq \max (17, 13, 15, 20)$$

L'épaisseur retenue pour les dalles pleines du projet est donc :

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

La vérification détaillée des flèches instantanées et différées sera développée dans le chapitre consacré au comportement en service des planchers.

III.4 Prédimensionnement des poutres noyées

Les poutres noyées sont intégrées dans l'épaisseur du plancher. Elles permettent de conserver une sous-face plane tout en améliorant localement la rigidité du plancher et la transmission des charges vers les éléments porteurs.

Le prédimensionnement des poutres est basé sur la condition de flèche admissible et sur les prescriptions géométriques du règlement parasismique [2], [3].

Pour les poutres en béton armé, les conditions géométriques usuelles sont :

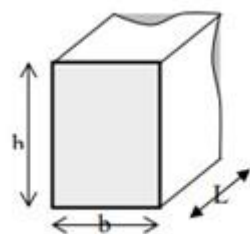
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad [3]$$

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \quad [3]$$

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après selon l'article 7.5.1. Du RPA 2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \\ h \geq 30 \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par les voiles [2], [3].



Les poutres doivent également vérifier :

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad [2]$$

Les sections retenues dans le projet sont présentées dans le tableau suivant.

Section $h \times b(\text{cm})$	Portée $L(\text{m})$	h/b	Condition RPA
20×80	8,00	0,25	Vérifiée

Tableau III.4 : Vérification préliminaire des dimensions des poutres noyées.

Les sections adoptées respectent les exigences minimales du RPA 2024. Cependant, certaines poutres noyées présentent une faible hauteur utile par rapport à leur portée, ce qui rend nécessaire une vérification plus détaillée des déformations dans le modèle global.

III.4.1 Vérification préliminaire des flèches des poutres

La flèche instantanée d'une poutre soumise à une charge uniformément répartie est estimée pour une poutre de 8 mètre de longueur par : [1], [3], [4]

$$f_{adm} = \begin{cases} \frac{L_{max}}{500} & \text{Si } L_{max} \leq 5\text{m} \\ \frac{L_{max}}{1000} + 0.5 \text{ cm} & \text{Si } L_{max} > 5\text{m} \end{cases}$$

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

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

Tel que : [1], [4]

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

Avec :

$$E = 32164.20\text{MPa}$$

$$G = 25 \times h \times b + 7.22 \times b = 25 \times 0.2 \times 0.8 + 7.22 \times 0.8$$

$$Q = 3.50 \times b = 3.5 \times 0.8$$

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.38 \times 9.776 + 1.5 \times 2.8$$

$$I = \frac{0.8 \times 0.2^3}{12} = 5.33 \times 10^{-4} \text{ m}^4, f_{cal} = \frac{5 \times 17.3976 \times 8^4}{384 \times 32164.2 \times 10^3 \times 5.33 \times 10^{-4}}$$

Les résultats de la vérification préliminaire sont donnés dans le tableau suivant.

Section $h \times b(\text{cm})$	$L(\text{m})$	$G(\text{KN/ml})$	$Q(\text{KN/ml})$	$q_s(\text{KN/ml})$	$I(\text{m}^4)$	$f_{cal}(\text{mm})$	$f_{lim}(\text{mm})$	Vérification
20×80	8,00	9,776	2,800	17.3976	$5,33 \times 10^{-4}$	54.43	13,00	Non vérifiée

Tableau III.5 : Vérification préliminaire des flèches des poutres noyées.

La poutre noyée de section $20 \times 80 \text{ cm}^2$ présente une flèche excessive lorsqu'elle est considérée comme un élément isolé. Cette vérification reste conservative, car le comportement réel dépend de l'interaction entre la dalle, les poutres noyées et les voiles. Une analyse plus représentative sera donc effectuée par modélisation numérique.

III.6 Prédimensionnement des voiles

Les voiles constituent le système porteur principal de la structure. Ils assurent la reprise des charges verticales ainsi que la résistance aux actions horizontales.

L'épaisseur minimale d'un voile doit vérifier :

$$e \geq \max\left(15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20}\right) \quad [2]$$

La longueur minimale d'un voile doit vérifier :

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1 \text{ m}\right) \quad [2]$$

Avec :

b_w : épaisseur du voile ;
 h_e : hauteur libre d'étage ;
 L_w : longueur du voile.

Les hauteurs des niveaux du projet sont celles définies à partir des plans architecturaux [6].

Niveau	Hauteur h_e (m)	$h_e/20$ (cm)	Épaisseur adoptée (cm)	Vérification
Sous-sol	3,80	19,0	25	Vérifiée
Rez-de-chaussée	3,90	19,5	25	Vérifiée
1er étage	3,30	16,5	25	Vérifiée
2e au 7e étage	2,80	14,0	25	Vérifiée
Attique	2,80	14,0	25	Vérifiée

Tableau III.6 : Vérification de l'épaisseur minimale des voiles.

Pour la longueur minimale du voile :

$$\frac{h_e}{3} = \frac{370}{3} = 123 \text{ cm}$$

$$4b_w = 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$$

$$1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

Donc :

$$l_w \geq \max(123 ; 100 ; 100)$$

$$l_w \geq 125 \text{ cm}$$

Section du voile $b_w \times l_w$ (cm ²)	b_w (cm)	l_w (cm)	$l_{w,min}$ (cm)	Vérification
25 × 120	25	120	125	Non vérifiée
25 × 200	25	200	125	Vérifiée
25 × 250	25	250	125	Vérifiée
25 × 305	25	305	125	Vérifiée
25 × 320	25	320	125	Vérifiée
25 × 380	25	380	125	Vérifiée
25 × 520	25	520	125	Vérifiée
25 × 810	25	810	125	Vérifiée
25 × 822,5	25	822,5	125	Vérifiée
25 × 1105	25	1105	125	Vérifiée
25 × 1140	25	1140	125	Vérifiée

Tableau III.7 : Vérification de la longueur minimale des voiles selon le RPA 2024

Ainsi, pour le niveau le plus défavorable correspondant à $h_e = 3,70 \text{ m}$, la longueur minimale exigée par le RPA 2024 est :

$$l_{w,min} = 125 \text{ cm}$$

Par conséquent, le voile de section :

$$25 \times 120 \text{ cm}^2$$

Ne vérifie pas la condition minimale de longueur, tandis que toutes les autres sections sont conformes.

III.9 Évaluation des charges et surcharges

La descente de charges consiste à évaluer les charges permanentes et les charges d'exploitation appliquées aux éléments de la structure, puis à les transmettre progressivement vers les éléments porteurs verticaux et les fondations [3].

Les charges permanentes comprennent le poids propre des éléments porteurs, ainsi que le poids des éléments incorporés ou supportés par ces éléments [5].

Les charges d'exploitation dépendent de la destination des locaux et de leur usage [5].

III.9.1 Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation retenues pour les différents locaux du projet sont données dans le tableau suivant [5], [6].

Nature des locaux	Charge d'exploitation $Q(\text{kN/m}^2)$
Salle d'accueil	2,50
Restaurant	2,50
Salle de sport	4,00
Salle polyvalente	4,00
Rampe	2,50
Cage d'escalier	2,50
Cuisine	4,00
Chambre	1,50
Balcon	3,50
Terrasse inaccessible	1,50
Spa	4,00

Tableau III.10 : Charges d'exploitation retenues

III.9.2 Charges permanentes du plancher courant

Désignation	Poids volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Dalle de sol	8	0,01	0,08
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Dalle en béton armé	25	0,20	5,00
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Cloisons en maçonnerie	—	—	1,00
Charge permanente totale			7,22

Tableau III.11 : Descente de charge du plancher courant [3], [5], [6].

La charge permanente du plancher courant est :

$$G = 7,22 \text{ kN/m}^2$$

La charge permanente du balcon est :

$$G = 7,22 \text{ kN/m}^2$$

III.9.3 Charges permanentes de la terrasse inaccessible

Désignation	Poids volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Protection en gravillons	17	0,05	0,85
Étanchéité multicouche	12	0,01	0,12
Forme de pente	22	0,12	2,64
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Dalle en béton armé	25	0,20	5,00
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente totale			8,97

Tableau III.12 : Descente de charge de la terrasse inaccessible [3], [5], [6].

La charge permanente de la terrasse inaccessible est :

$$G = 8,97 \text{ kN/m}^2$$

III.9.4 Charges permanentes du palier d'escalier

Désignation	Poids volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,16	4,00
Lit de sable	17	0,03	0,51
Chape de mortier	20	0,02	0,40
Marbre	28	0,02	0,56
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente totale			5,83

Tableau III.13 : Descente de charge du palier d'escalier [3], [5], [6].

La charge permanente du palier est :

$$G = 5,83 \text{ kN/m}^2$$

La charge d'exploitation des escaliers est :

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2 \quad [5]$$

III.9.5 Charges permanentes de la volée d'escalier

Désignation	Poids volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Poids propre de la paillasse	25	$0,16/\cos(\frac{17}{30})$	4,60
Poids propre des marches	22	0,17/2	1,87
Chape de mortier	20	0,02	0,40
Marbre	28	0,03	0,84
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente totale			8,07

Tableau III.14 : Descente de charge de la volée d'escalier [3], [5], [6].

La charge permanente de la volée est :

$$G = 8,07 \text{ kN/m}^2$$

La charge d'exploitation de la volée est :

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

[5]

III.9.6 Charges permanentes des murs extérieurs

Matériau	Poids volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Brique creuse	9	0,15	1,35
Brique creuse	9	0,10	0,90
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge totale sans ouverture			2,81

Tableau III.15 : Descente de charge des murs extérieurs [3], [5], [6].

En tenant compte de 30 % d'ouvertures : [3], [5], [6]

$$G_{mur} = 2,81 \times 0,70$$

$$G_{mur} = 1,967 \text{ kN/m}^2$$

La charge permanente retenue pour les murs extérieurs est :

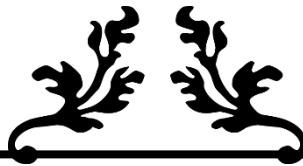
$$G_{mur} = 1,97 \text{ kN/m}^2$$

III.11 Conclusion

Ce chapitre a permis d'établir le prédimensionnement initial des principaux éléments structuraux et secondaires de l'Hôtel Falcon Thalassa. Les dalles pleines ont été adoptées avec une épaisseur de 20 cm, tandis que les voiles porteurs ont été retenus avec une épaisseur de 25 cm.

Les poutres noyées ont été prédimensionnées en tenant compte des contraintes architecturales liées à la limitation des retombées. La vérification préliminaire montre que certaines poutres plates restent sensibles aux flèches lorsqu'elles sont considérées isolément. Cette observation justifie l'étude détaillée du comportement des planchers dans les chapitres suivants.

Les charges permanentes et les charges d'exploitation ont été évaluées selon la destination des locaux et la composition des planchers. Ces données seront utilisées pour la modélisation numérique sous ETABS, l'analyse dynamique et les vérifications de serviceabilité.



CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE



IV.1 Introduction

Les séismes constituent l'une des actions accidentelles les plus défavorables auxquelles peuvent être soumises les structures de génie civil. Leur caractère dynamique, aléatoire et parfois destructeur impose une prise en compte rigoureuse dès la phase de conception, particulièrement dans les régions à forte sismicité.

L'Algérie, située à la limite de convergence entre les plaques africaine et eurasienne, présente une activité sismique importante, notamment dans sa partie nord. Les événements sismiques passés ont mis en évidence la vulnérabilité de certains ouvrages face aux sollicitations horizontales et verticales engendrées par les mouvements du sol. Cette réalité justifie l'importance d'une conception parasismique conforme aux exigences réglementaires en vigueur.

Dans ce cadre, le présent chapitre est consacré à l'étude sismique de la structure étudiée, conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. L'objectif est d'évaluer la réponse dynamique de l'ouvrage, de déterminer les efforts sismiques de calcul et de vérifier la sécurité globale de la structure vis-à-vis des principaux critères réglementaires : effort tranchant à la base, déplacements inter-étages, effet du second ordre $P-\Delta$, stabilité au renversement et validité de l'hypothèse du diaphragme rigide.

IV.2 Objectif de l'étude sismique

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir, durant sa durée de vie, des sollicitations dynamiques dues aux mouvements du sol. L'étude sismique constitue donc une étape fondamentale dans l'analyse et la conception des bâtiments.

L'objectif principal de cette étude est d'apprécier le comportement dynamique de la structure sous l'effet de l'action sismique réglementaire. Elle permet notamment de déterminer les efforts internes, les déplacements latéraux et les sollicitations globales nécessaires au dimensionnement des éléments structuraux.

Plus précisément, cette étude vise à :

- Déterminer les périodes propres et les modes de vibration de la structure ;
- Évaluer les participations massiques modales dans les deux directions principales ;
- Calculer les efforts sismiques par la méthode modale spectrale ;
- Vérifier la cohérence des résultats dynamiques par comparaison avec la méthode statique équivalente ;
- Contrôler les déplacements latéraux et les déplacements inter-étages ;
- Vérifier l'effet du second ordre $P-\Delta$;
- Contrôler la stabilité globale de l'ouvrage vis-à-vis du renversement ;
- Justifier l'hypothèse du diaphragme rigide adoptée dans la modélisation.

La modélisation et l'analyse dynamique ont été réalisées à l'aide du logiciel **ETABS 22**, qui permet une représentation tridimensionnelle de la structure et une analyse modale spectrale conforme aux exigences réglementaires.

IV.3 Méthodes de calcul sismique

Le RPA 2024 prévoit plusieurs méthodes pour l'évaluation de l'action sismique sur les structures. Le choix de la méthode dépend principalement de la régularité de l'ouvrage, de sa hauteur, de sa destination, de son système structural et de la zone sismique dans laquelle il est implanté.

Les méthodes admises sont :

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

Dans le cas de la structure étudiée, la méthode statique équivalente n'est pas applicable comme méthode principale. En effet, le bâtiment présente des irrégularités en plan et en élévation. De plus, il est implanté en **zone sismique VI** et appartient au **groupe d'importance 1B**. Selon les conditions d'application du RPA 2024, cette méthode est limitée à certaines structures régulières et de hauteur réduite, conditions qui ne sont pas satisfaites par le présent ouvrage.

Par conséquent, l'analyse sismique est conduite par la **méthode modale spectrale**, qui constitue la méthode appropriée pour les structures irrégulières ou présentant un comportement dynamique significatif.

Toutefois, la méthode statique équivalente est utilisée à titre de vérification, conformément aux prescriptions du RPA 2024. Elle permet de comparer l'effort tranchant dynamique obtenu par l'analyse modale spectrale à l'effort tranchant statique équivalent, afin de s'assurer que la réponse dynamique retenue n'est pas sous-estimée.

La condition réglementaire à vérifier est :

$$V_d \geq 0,80V$$

Avec :

V_d : l'effort tranchant dynamique obtenu par l'analyse modale spectrale ;

V : l'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente.

IV.4 Modélisation dynamique de la structure

IV.4.1 Principe de la modélisation

La modélisation consiste à représenter le comportement réel d'une structure par un modèle numérique simplifié, tout en conservant ses caractéristiques mécaniques essentielles, notamment la masse, la rigidité, les conditions d'appui et le système de contreventement.

Dans cette étude, la structure est modélisée en trois dimensions par la méthode des éléments finis. Cette approche permet de prendre en compte la contribution des différents éléments structuraux dans la réponse globale du bâtiment, notamment les poteaux, les poutres, les voiles, les dalles et les diaphragmes.

Le modèle numérique doit reproduire de manière réaliste :

- La distribution des masses à chaque niveau ;
- La rigidité latérale du système de contreventement ;
- L'interaction entre les éléments verticaux et horizontaux ;
- Les effets de torsion liés à l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité
- La transmission des efforts horizontaux par les planchers.

IV.4.2 Modélisation mathématique

Dans le cas général d'un système structural linéaire à plusieurs degrés de liberté soumis à une excitation sismique, l'équation du mouvement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P(t)\}$$

Où :

$[M]$: la matrice de masse ;
 $[C]$: la matrice d'amortissement ;
 $[K]$: la matrice de rigidité ;
 $\{x\}$: le vecteur des déplacements relatifs ;
 $\{\dot{x}\}$: le vecteur des vitesses relatives ;
 $\{\ddot{x}\}$: le vecteur des accélérations relatives ;
 $\{P(t)\}$: le vecteur des forces extérieures.

Pour une excitation sismique uniforme à la base, l'équation du mouvement peut être écrite sous la forme :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{R\}\ddot{u}_g(t)$$

Avec :

$\ddot{u}_g(t)$: l'accélération du sol ;
 $\{R\}$: le vecteur d'influence.

La résolution directe de ce système est complexe pour les structures comportant un grand nombre de degrés de liberté. Pour simplifier le problème, on utilise la décomposition modale, qui permet d'exprimer le déplacement sous la forme :

$$\{x\} = [\Phi]\{y\}$$

Où :

$[\Phi]$: est la matrice modale, constituée des vecteurs propres ;
 $\{y\}$: est le vecteur des coordonnées modales.

En supposant un amortissement classique, les équations du mouvement deviennent découplées et peuvent être écrites, pour chaque mode i , sous la forme :

$$\ddot{y}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = -\Gamma_i\ddot{u}_g(t)$$

Avec :

ω_i : la pulsation propre du mode i ;
 ξ_i : le coefficient d'amortissement modal ;
 Γ_i : le facteur de participation modale.

Cette équation est analogue à celle d'un oscillateur à un degré de liberté. Dans le cadre de cette étude, la réponse maximale de chaque mode est déterminée à partir du spectre de réponse réglementaire du RPA 2024.

IV.4.3 Modélisation des éléments structuraux

Les éléments structuraux ont été modélisés dans ETABS 22 comme suit :

- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires de type **Frame**, possédant six degrés de liberté par nœud ;
- Les voiles de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type **Shell**, permettant de représenter le comportement en membrane et en flexion ;
- Les dalles sont modélisées comme des éléments de plancher assurant la transmission des charges verticales et horizontales ;
- Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides dans leur plan, après vérification de cette hypothèse.

IV.4.4 Modélisation de la structure sur ETABS

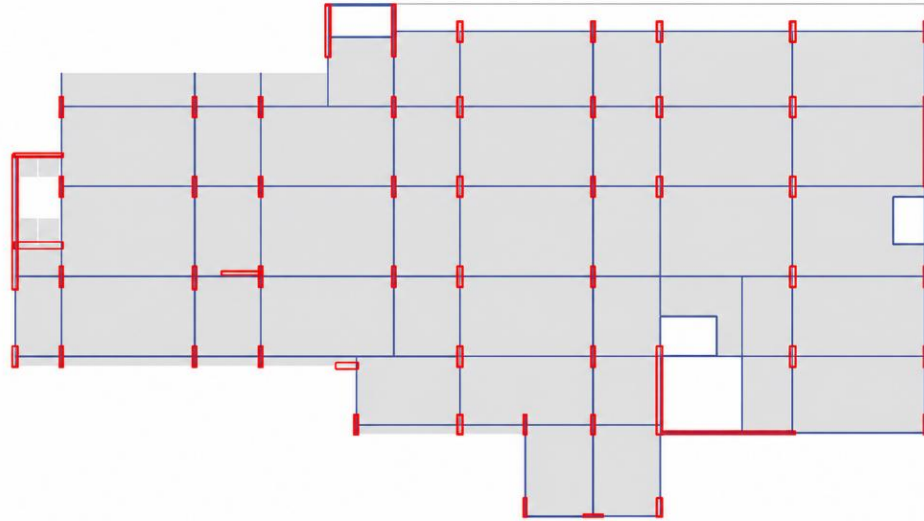


Figure IV.1 : Vue en plan du modèle

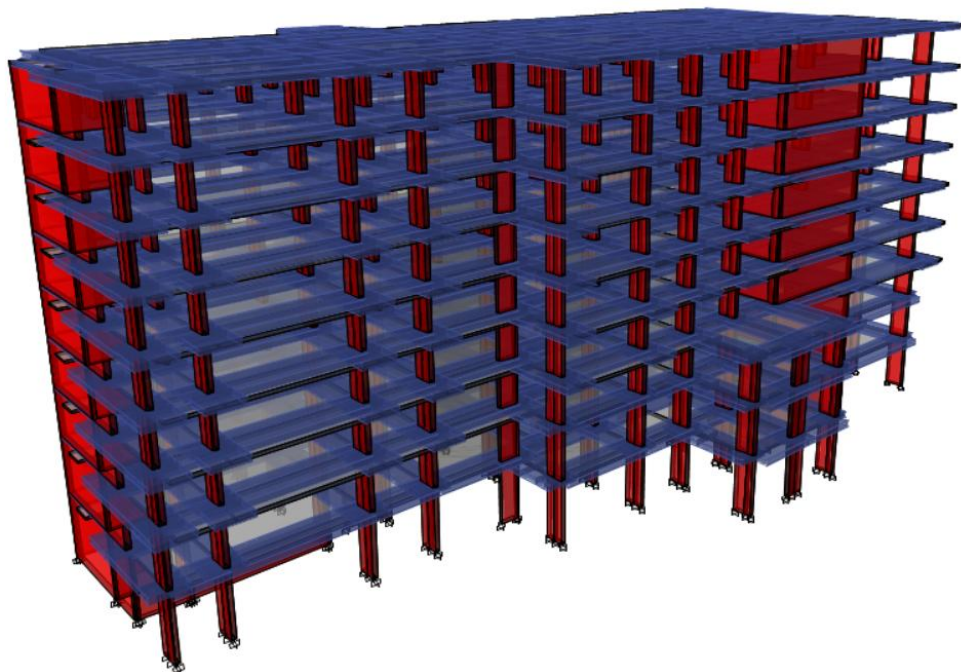


Figure IV.2 : Vue en 3D du modèle

IV.4.5 Modélisation de la masse

La masse sismique de la structure est déterminée à partir des charges permanentes et d'une fraction des charges d'exploitation. Cette fraction est introduite au moyen du coefficient d'accompagnement ψ , conformément aux prescriptions du RPA 2024.

La masse prise en compte dans l'analyse dynamique comprend :

- Le poids propre des éléments structuraux ;
- Les charges permanentes des planchers, cloisons, revêtements et équipements fixes ;
- Une partie des charges d'exploitation, pondérée par le coefficient ψ .

Le poids volumique du béton armé est pris égal à :

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

Les valeurs du coefficient d'accompagnement ψ retenues sont données dans le tableau suivant.

Usage	ψ
Chambre	0,30
Bureau	0,30
Salle de sport	0,40
Salle de réunion	0,40
Accueil	0,40
Balcon	0,30
Salle de bain	0,30
Restaurant	0,40
Cuisine	0,30
Escalier	0,30
Salle polyvalente	0,40

Tableau IV.1 : Coefficients d'accompagnement des charges d'exploitation

IV.5 Paramètres sismiques de calcul

La structure étudiée est implantée à Aïn El Turck, dans la wilaya d'Oran. Selon la classification sismique du RPA 2024, cette commune appartient à une zone de forte sismicité, classée en zone VI.

Par ailleurs, le bâtiment est destiné à recevoir du public et peut accueillir un nombre important d'usagers. Il est donc classé dans le groupe d'importance 1B, correspondant aux bâtiments de grande importance, notamment les grands hôtels.

Les paramètres sismiques adoptés pour l'analyse sont résumés dans le tableau suivant.

Paramètre	Valeur retenue
Localisation	Aïn El Turck, wilaya d'Oran
Zone sismique	VI
Type de spectre	Type 1
Groupe d'importance	1B
Catégorie de site	S3
Coefficient d'accélération de zone A	0,30
Coefficient d'importance I	1,20
Coefficient de site S	1,30
Période caractéristique T_1	0,15 s
Période caractéristique T_2	0,60 s
Période caractéristique T_3	2,00 s
Amortissement ε	10 %

Tableau IV.2 : Paramètres sismiques de calcul

IV.6 Choix du coefficient de comportement

Le coefficient de comportement R traduit la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique par comportement ductile. Sa valeur dépend du système de contreventement adopté et de la régularité du système structural.

La structure étudiée est en béton armé et son contreventement est assuré principalement par des voiles. Afin de déterminer le coefficient de comportement approprié, il est nécessaire de vérifier la nature du système structural et l'influence éventuelle d'un effet de noyau.

Selon le RPA 2024, la vérification de l'effet de noyau peut être effectuée à partir des conditions suivantes :

$$r_x \leq l_s$$

$$r_y \leq l_s$$

Où :

r_x : est le rayon de torsion suivant la direction x ;

r_y : est le rayon de torsion suivant la direction y ;

l_s : est le rayon de giration massique en plan.

Les résultats de cette vérification sont présentés dans le tableau suivant.

Niveau	$r_x(m)$	$r_y(m)$	$l_s(m)$	$r_x \leq l_s$	$r_y \leq l_s$
8e étage	22,94	32,12	17,21	Non vérifiée	Non vérifiée
7e étage	23,00	32,17	17,32	Non vérifiée	Non vérifiée
6e étage	23,07	32,25	17,19	Non vérifiée	Non vérifiée
5e étage	23,14	32,34	17,19	Non vérifiée	Non vérifiée
4e étage	23,20	32,45	17,19	Non vérifiée	Non vérifiée
3e étage	23,24	32,56	17,19	Non vérifiée	Non vérifiée
2e étage	23,34	32,72	17,24	Non vérifiée	Non vérifiée
1er étage	23,24	32,82	16,78	Non vérifiée	Non vérifiée
RDC	22,84	33,13	16,90	Non vérifiée	Non vérifiée

Tableau IV.3 : Vérification de l'effet de noyau

Les conditions précédentes ne sont pas satisfaites. La structure est donc classée comme un système de contreventement par voiles en béton armé, sans effet de noyau dominant au sens de cette vérification.

D'après les tableaux de classification des systèmes de contreventement du RPA 2024, le coefficient de comportement retenu pour la structure est :

$$R = 4,5$$

IV.7 Facteur de qualité

Le facteur de qualité Q_F permet de tenir compte de la régularité et de la redondance du système structural. Il est défini par :

$$Q_F = 1 + \sum P_q$$

Où :

P_q : représente la pénalité associée à chaque critère non satisfait.

Dans le cas de la structure étudiée, les critères considérés sont :

- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- La redondance du système de contreventement en plan.

IV7.1 Régularité en plan

La régularité en plan est un critère essentiel dans l'analyse sismique, car elle permet d'apprécier la répartition des masses et des rigidités de la structure. Une mauvaise répartition peut engendrer des effets de torsion importants lors d'un séisme.

Conformément au RPA 2024, les excentricités structurales entre le centre de masse et le centre de rigidité doivent vérifier, à chaque niveau, les conditions suivantes :

$$|e_{0x}| \leq 0,30r_x$$

$$|e_{0y}| \leq 0,30r_y$$

Avec :

e_{0x}, e_{0y} : les excentricités structurales suivant les deux directions principales ;

r_x, r_y : les rayons de torsion suivant les directions x et y .

Les valeurs négatives obtenues pour les excentricités indiquent uniquement le sens du décalage entre le centre de masse et le centre de rigidité. Pour la vérification réglementaire, les valeurs absolues sont donc considérées.

Niveau	e_{0x} (m)	$\frac{e_{0x}}{0.30r_x}$	$e_{0x} \leq 0.30r_x$	e_{0y} (m)	$\frac{e_{0y}}{0.30r_y}$	$e_{0y} \leq 0.30r_y$
8e étage	-6.36	0.96	Vérifié	-2.78	0.29	Vérifié
7e étage	-6.29	0.92	Vérifié	-2.79	0.29	Vérifié
6e étage	-6.28	0.91	Vérifié	-2.84	0.30	Vérifié
5e étage	-6.27	0.90	Vérifié	-2.89	0.30	Vérifié
4e étage	-6.25	0.89	Vérifié	-2.94	0.31	Vérifié
3e étage	-6.11	0.88	Vérifié	-3.03	0.31	Vérifié
2e étage	-5.88	0.82	Vérifié	-3.12	0.32	Vérifié
1er étage	-5.36	0.76	Vérifié	-3.34	0.34	Vérifié
RDC	-4.36	0.63	Vérifié	-3.94	0.40	Vérifié

Tableau IV.4 : Régularité en plan

La condition de l'excentrement (équation (3.24) des R.P.A.2024) est vérifiée dans les 2 sens

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4.

$$\frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{55.05}{30.85} = 1.78 < 4$$

La structure n'est pas régulière en plan, donc $P_q = 0.05$.

IV.7.2 Régularité en élévation

La régularité en élévation permet d'apprécier la continuité verticale de la structure, notamment la variation des masses et des rigidités d'un niveau à l'autre. Une variation importante peut entraîner une concentration des efforts sismiques dans certains étages et favoriser l'apparition d'un comportement défavorable, tel qu'un étage souple.

Conformément au RPA 2024, le rapport entre la masse et la rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25 % dans chaque direction principale.

La variation relative est évaluée par :

$$\Delta_i = \left| \frac{(m/K)_i - (m/K)_{i-1}}{(m/K)_{i-1}} \right| \times 100$$

La condition de régularité en élévation si :

$$\Delta_i \leq 25\%$$

Niveau	$(m/K)_x$	Variation X (%)	Vérification X	$(m/K)_y$	Variation Y (%)	Vérification Y
8e étage	1,068	46	Non vérifiée	0,522	49	Non vérifiée
7e étage	0,491	65	Non vérifiée	0,255	65	Non vérifiée
6e étage	0,319	80	Non vérifiée	0,166	81	Non vérifiée
5e étage	0,255	82	Non vérifiée	0,134	83	Non vérifiée
4e étage	0,210	82	Non vérifiée	0,110	80	Non vérifiée
3e étage	0,171	87	Non vérifiée	0,089	90	Non vérifiée
2e étage	0,149	88	Non vérifiée	0,080	86	Non vérifiée
1er étage	0,131	56	Non vérifiée	0,068	51	Non vérifiée
RDC	0,074	—	—	0,035	—	—

Tableau IV.5 : Vérification de la régularité en élévation

D'après les résultats obtenus, les variations du rapport masse/rigidité entre niveaux successifs dépassent la limite admissible de **25 %** dans les deux directions principales. La condition de régularité en élévation n'est donc pas satisfaite.

Par conséquent, la structure est considérée comme **irrégulière en élévation**. La pénalité correspondante retenue pour le calcul du facteur de qualité est :

$$P_q = 0,20$$

IV.7.3 Redondance en plan

La redondance du système de contreventement est vérifiée par le nombre de files de voiles dans les deux directions principales.

Direction	Nombre de files de voiles	Vérification
X-X	6 files	Vérifiée
Y-Y	12 files	Vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification de la redondance en plan

La redondance en plan étant vérifiée, aucune pénalité n'est appliquée :

$$P_q = 0$$

Le facteur de qualité final est donc :

$$Q_F = 1 + 0,05 + 0,20 + 0 = 1,25$$

Ainsi :

$$Q_{Fx} = Q_{Fy} = 1,25$$

Critère	Pénalité suivant X	Pénalité suivant Y
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,20	0,20
Redondance en plan	0,00	0,00
Facteur de qualité Q_F	1,25	1,25

Tableau III.7 : Synthèse du facteur de qualité

IV.8 Analyse modale spectrale

IV.8.1 Principe de la méthode

La méthode modale spectrale consiste à déterminer, pour chaque mode propre de vibration, la réponse maximale de la structure sous l'action sismique représentée par un spectre de réponse de calcul. Les réponses modales maximales sont ensuite combinées afin d'obtenir la réponse globale de la structure.

Cette méthode est particulièrement adaptée aux structures irrégulières, car elle permet de tenir compte de la contribution des différents modes de vibration, y compris les modes de torsion.

Les réponses modales peuvent être combinées par différentes méthodes, notamment :

- La méthode SRSS, lorsque les modes sont suffisamment espacés ;
- La méthode CQC, lorsque les modes sont proches et susceptibles d'être corrélés.

Dans cette étude, l'analyse modale spectrale est réalisée à l'aide d'ETABS 22, en utilisant le spectre de réponse défini par le RPA 2024.

Spectre de réponse :

Selon le RPA 2024, article 3.3.3, l'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g} \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & si : T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T} \right] & si : T_3 \leq T \leq T_{4S} \end{cases}$$

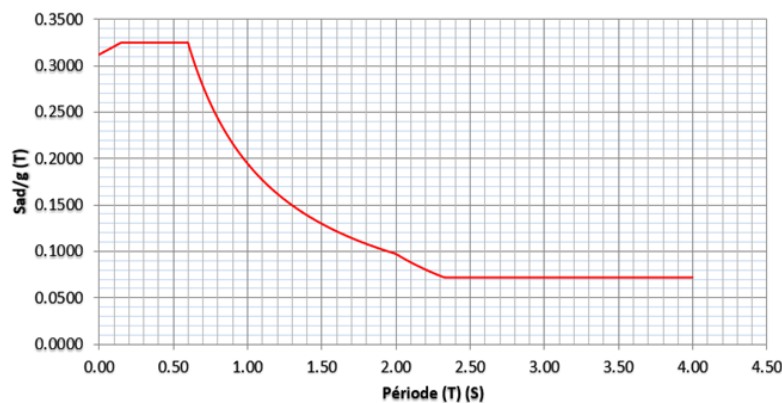


Figure IV.3 : Spectre de réponse horizontale

IV.8.2 Nombre de modes à considérer

Le RPA 2024 exige que le nombre de modes retenus soit suffisant pour mobiliser au moins **90 % de la masse totale** dans chacune des deux directions principales. À défaut, tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % doivent être pris en compte.

Les résultats de l'analyse modale sont présentés dans le tableau suivant.

Mode	Période T (s)	$U_X(\%)$	$U_Y(\%)$	$R_Z(\%)$	$\Sigma U_X(\%)$	$\Sigma U_Y(\%)$	$\Sigma R_Z(\%)$
1	0,867	71,32	0,53	0,16	71,32	0,53	0,16
2	0,632	0,30	63,69	7,31	71,61	64,23	7,47
3	0,439	0,41	7,63	63,58	72,02	71,86	71,05
4	0,218	18,78	0,07	0,09	90,81	71,93	71,14
5	0,183	0,01	0,27	0,04	90,82	72,20	71,18
6	0,159	0,09	15,64	1,16	90,91	87,84	72,34
7	0,151	0,02	0,59	0,08	90,93	88,43	72,42
8	0,116	0,69	0,84	1,83	91,62	89,28	74,25
9	0,105	0,96	1,63	4,72	92,58	90,90	78,97
10	0,096	3,86	0,11	1,13	96,44	91,01	80,09
11	0,058	0,01	6,97	0,20	96,45	97,98	80,29
12	0,053	3,33	0,01	0,004	99,78	97,99	80,29

Tableau IV.8 : Périodes et participations massiques modales

L'analyse montre que le premier mode est une translation suivant X , avec une participation massique de 71,32 %. Le deuxième mode est une translation suivant Y , avec une participation massique de 63,69 %. Le troisième mode correspond principalement à une torsion autour de l'axe vertical Z , avec une participation en rotation de 63,58 %.

La participation massique cumulée dépasse 90 % dans les deux directions principales à partir du mode 9 :

$$\begin{aligned}\Sigma U_X &= 92,58\% \\ \Sigma U_Y &= 90,90\%\end{aligned}$$

Ainsi, le nombre de modes retenus est suffisant pour représenter correctement la réponse dynamique globale de la structure.

Pour le cas particulier où l'influence de la torsion est significative, le RPA 2024 exige également que le nombre minimal de modes vérifie :

$$k \geq 3\sqrt{N}$$

Avec :

$$N = 9$$

D'où :

$$k \geq 3\sqrt{9} = 9$$

Le mode 9 présente une période :

$$T_9 = 0,105 \text{ s}$$

Et :

$$T_9 \leq 0,20 \text{ s}$$

La condition est donc vérifiée.

IV.9 Vérification de la période fondamentale

D'après le RPA 2024, la période fondamentale obtenue par analyse modale ne doit pas dépasser de plus de 30 % la période estimée par les formules empiriques.

La période empirique est évaluée par :

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

Où :

h_N : est la hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base ;

C_T : est un coefficient dépendant du système de contreventement.

La limite réglementaire est donnée par :

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

Dans le cas contraire, la période utilisée pour le calcul de l'effort tranchant à la base est limitée à :

$$T_0 = 1,3T_{emp}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant.

Direction	Période numérique $T(s)$	Limite 1, $3T_{emp}(s)$	Période retenue $T_0(s)$
X	0,867	0,767	0,767
Y	0,632	0,767	0,632

Tableau IV.9 : Vérification de la période fondamentale

Suivant la direction X , la période numérique dépasse la limite réglementaire. La période retenue pour le calcul de l'effort tranchant est donc :

$$T_{0X} = 0,767 \text{ s}$$

Suivant la direction Y , la période numérique reste inférieure à la limite réglementaire. La période retenue est donc :

$$T_{0Y} = 0,632 \text{ s}$$

IV.10 Calcul de l'effort tranchant à la base

IV.10.1 Méthode statique équivalente

Selon le RPA 2024, l'effort tranchant total à la base dans chaque direction principale est donné par :

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

Avec :

λ : le coefficient de correction ;

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

W : le poids sismique total de la structure.

Le bâtiment comportant plus de deux niveaux, le coefficient de correction est :

$$\lambda = 0,85$$

À partir du spectre de calcul du RPA 2024, les ordonnées spectrales correspondant aux périodes retenues sont :

$$\frac{S_{ad}(T_{0x})}{g} = 0,253$$

$$\frac{S_{ad}(T_{0y})}{g} = 0,310$$

Ainsi, l'effort tranchant statique équivalent suivant la direction X est :

$$V_x = \lambda \frac{S_{ad}(T_{0x})}{g} W$$

$$V_x = 0,85 \times 0,253 \times 120063,36$$

$$V_x = 25819,63 \text{ kN}$$

De même, suivant la direction Y:

$$V_y = \lambda \frac{S_{ad}(T_{0y})}{g} W$$

$$V_y = 0,85 \times 0,310 \times 120063,36$$

$$V_y = 31636,69 \text{ kN}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant.

Direction	$T_0(s)$	$\frac{S_{ad}(T_0)}{g}$	λ	$W(kN)$	$V_{\text{statique équivalent}} (kN)$
X	0,767	0,253	0,85	120063,36	25819,63
Y	0,632	0,310	0,85	120063,36	31636,69

Tableau IV.10 : Efforts tranchants à la base par la méthode statique équivalente

Ces valeurs représentent les efforts tranchants de référence obtenus par la méthode statique équivalente. Elles ne sont pas utilisées directement pour le dimensionnement principal, mais servent à vérifier les efforts issus de l'analyse dynamique modale spectrale.

Selon le RPA 2024, l'effort tranchant dynamique à la base doit satisfaire la condition suivante :

$$V_d \geq 0,80V$$

Où :

V_d : est l'effort tranchant dynamique obtenu par l'analyse modale spectrale ;
 V : est l'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente.

Les valeurs minimales exigées sont donc :

$$\begin{aligned} 0,80V_x &= 0,80 \times 25819,63 \\ 0,80V_x &= 20655,70 \text{ kN} \end{aligned}$$

Et :

$$\begin{aligned} 0,80V_y &= 0,80 \times 31636,69 \\ 0,80V_y &= 25309,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

Direction	Vstatique équivalent (kN)	0,80V(kN)
X	25819,63	20655,70
Y	31636,69	25309,35

Tableau IV.11 : Valeurs minimales réglementaires de l'effort tranchant dynamique

D'après les résultats obtenus, l'effort tranchant dynamique initial est inférieur à $0,80V$ dans les deux directions principales. La condition réglementaire n'est donc pas vérifiée.

Par conséquent, les résultats de l'analyse modale spectrale doivent être amplifiés afin de satisfaire l'exigence du RPA 2024. Le coefficient d'amplification est déterminé par :

$$C_{amp} = \frac{0,80V}{V_d}$$

Par sécurité, un coefficient unique est retenu pour les deux directions :

$$C_{amp} = 1,02$$

IV.10.2 Vérification de l'effort tranchant dynamique

Les efforts tranchants dynamiques obtenus initialement par l'analyse modale spectrale étant légèrement inférieurs aux valeurs minimales exigées, un coefficient d'amplification a été appliqué aux résultats dynamiques. Le coefficient retenu est :

$$C_{amp} = 1,02$$

Les efforts tranchants dynamiques après amplification deviennent :

$$\begin{aligned} V_{dX} &= 20983,40 \text{ kN} \\ V_{dY} &= 25335,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

Direction	Vstatique équivalent (kN)	0,8V(kN)	Coefficient d'amplification	V _d après amplification (kN)	Vérification
X	25819,63	20655,70	1,02	20983,40	Vérifiée
Y	31636,69	25309,35	1,02	25335,68	Vérifiée

Tableau IV.12 : Vérification de l'effort tranchant à la base

On vérifie ainsi :

$$V_{dX} = 20983,40 \text{ kN} > 20655,70 \text{ kN}$$

$$V_{dY} = 25335,68 \text{ kN} > 25309,35 \text{ kN}$$

La condition réglementaire est donc satisfaite dans les deux directions principales. Les efforts dynamiques amplifiés sont retenus pour la suite du dimensionnement.

IV.11 Vérification des déplacements inter-étages

IV.11.1 Justification de non-effondrement

Selon le RPA 2024, le déplacement horizontal de calcul au niveau k est obtenu à partir du déplacement élastique issu de l'analyse dynamique par :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

Le déplacement relatif inter-étage est donné par :

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

Pour les bâtiments en béton armé, la condition de non-effondrement impose :

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

Où h_k : est la hauteur de l'étage considéré.

a) Direction X

Niveau	$h_k(m)$	$\delta_e(cm)$	Q_F	R	$\Delta_e(cm)$	$\Delta_k(cm)$	Limite (cm)	Vérification
8e étage	2,80	6,865	1,25	4,5	0,805	2,898	4,200	Vérifiée
7e étage	2,80	6,060	1,25	4,5	0,846	3,046	4,200	Vérifiée
6e étage	2,80	5,214	1,25	4,5	0,870	3,130	4,200	Vérifiée
5e étage	2,80	4,345	1,25	4,5	0,875	3,151	4,200	Vérifiée
4e étage	2,80	3,470	1,25	4,5	0,856	3,081	4,200	Vérifiée
3e étage	2,80	2,614	1,25	4,5	0,781	2,812	4,200	Vérifiée
2e étage	2,80	1,833	1,25	4,5	0,723	2,604	4,200	Vérifiée
1er étage	3,30	1,109	1,25	4,5	0,695	2,501	4,950	Vérifiée
RDC	3,90	0,415	1,25	4,5	0,415	1,493	5,850	Vérifiée

Tableau IV.13 : Justification de non-effondrement suivant X

b) Direction Y

Niveau	$h_k(m)$	$\delta_e(cm)$	Q_F	R	$\Delta_e(cm)$	$\Delta_k(cm)$	Limite (cm)	Vérification
8e étage	2,80	6,902	1,25	4,5	0,819	2,947	4,200	Vérifiée
7e étage	2,80	6,083	1,25	4,5	0,868	3,124	4,200	Vérifiée
6e étage	2,80	5,215	1,25	4,5	0,890	3,205	4,200	Vérifiée
5e étage	2,80	4,325	1,25	4,5	0,897	3,229	4,200	Vérifiée
4e étage	2,80	3,428	1,25	4,5	0,876	3,152	4,200	Vérifiée
3e étage	2,80	2,552	1,25	4,5	0,814	2,930	4,200	Vérifiée
2e étage	2,80	1,738	1,25	4,5	0,707	2,546	4,200	Vérifiée
1er étage	3,30	1,031	1,25	4,5	0,668	2,404	4,950	Vérifiée
RDC	3,90	0,364	1,25	4,5	0,364	1,309	5,850	Vérifiée

Tableau IV.14 : Justification de non-effondrement suivant Y

Les déplacements inter-étages restent inférieurs aux limites réglementaires dans les deux directions. La condition de non-effondrement est donc vérifiée.

IV.11.2 Justification de limitation des dommages

Selon le RPA 2024, la vérification de limitation des dommages impose :

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

Avec : $v_A = 0,5$

a) Direction X

Niveau	$h_k(m)$	$\Delta_k(cm)$	$v_A \Delta_k(cm)$	Limite (cm)	Vérification
8e étage	2,80	2,898	1,449	2,100	Vérifiée
7e étage	2,80	3,046	1,523	2,100	Vérifiée
6e étage	2,80	3,130	1,565	2,100	Vérifiée
5e étage	2,80	3,151	1,575	2,100	Vérifiée
4e étage	2,80	3,081	1,540	2,100	Vérifiée
3e étage	2,80	2,812	1,406	2,100	Vérifiée
2e étage	2,80	2,604	1,302	2,100	Vérifiée
1er étage	3,30	2,501	1,250	2,475	Vérifiée
RDC	3,90	1,493	0,747	2,925	Vérifiée

Tableau IV.15 : Justification de limitation des dommages suivant X

b) Direction Y

Niveau	$h_k(m)$	$\Delta_k(cm)$	$v_A \Delta_k(cm)$	Limite (cm)	Vérification
8e étage	2,80	2,947	1,474	2,100	Vérifiée
7e étage	2,80	3,124	1,562	2,100	Vérifiée
6e étage	2,80	3,205	1,602	2,100	Vérifiée
5e étage	2,80	3,229	1,615	2,100	Vérifiée
4e étage	2,80	3,152	1,576	2,100	Vérifiée
3e étage	2,80	2,930	1,465	2,100	Vérifiée
2e étage	2,80	2,546	1,273	2,100	Vérifiée
1er étage	3,30	2,404	1,202	2,475	Vérifiée
RDC	3,90	1,309	0,654	2,925	Vérifiée

Tableau IV.16 : Justification de limitation des dommages suivant Y

Les valeurs obtenues sont inférieures aux limites admissibles dans les deux directions. La condition de limitation des dommages est donc satisfaite.

IV.12 Vérification de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ, ou effet du second ordre, résulte de l'action des charges verticales sur les déplacements latéraux de la structure. Il engendre des moments supplémentaires qui peuvent réduire la stabilité globale du bâtiment.

Selon le RPA 2024, les effets du second ordre peuvent être négligés si, à chaque niveau, le coefficient de stabilité vérifie :

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

Avec :

P_k : le poids total de la structure au-dessus du niveau k ;

Δ_k : le déplacement relatif inter-étage ;

V_k : l'effort tranchant d'étage ;

h_k : La hauteur de l'étage.

Lorsque :

$$0,10 < \theta_k \leq 0,20$$

Les effets P-Δ doivent être pris en compte par amplification des effets sismiques.

Lorsque :

$$\theta_k > 0,20$$

La structure est considérée comme potentiellement instable et doit être redimensionnée.

IV.12.1 Direction X

Niveau	$h_k(m)$	$\Delta_k(cm)$	$V_k(kN)$	$P_k(kN)$	θ_k	Considération
8e étage	2,80	2,898	5203,52	14495,17	0,0288	P- Δ négligé
7e étage	2,80	3,046	8964,75	27201,27	0,0330	P- Δ négligé
6e étage	2,80	3,130	11819,12	39910,03	0,0377	P- Δ négligé
5e étage	2,80	3,151	14021,79	52616,13	0,0422	P- Δ négligé
4e étage	2,80	3,081	15870,53	65322,23	0,0453	P- Δ négligé
3e étage	2,80	2,812	17557,56	78028,33	0,0446	P- Δ négligé
2e étage	2,80	2,604	19123,03	92002,45	0,0447	P- Δ négligé
1er étage	3,30	2,501	20379,28	105853,70	0,0394	P- Δ négligé
RDC	3,90	1,493	20983,40	120063,36	0,0219	P- Δ négligé

Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P- Δ suivant X

IV.12.2 Direction Y

Niveau	$h_k(m)$	$\Delta_k(cm)$	$V_k(kN)$	$P_k(kN)$	θ_k	Considération
8e étage	2,80	2,947	6033,67	14495,17	0,0253	P- Δ négligé
7e étage	2,80	3,124	10574,20	27201,27	0,0287	P- Δ négligé
6e étage	2,80	3,205	14213,57	39910,03	0,0321	P- Δ négligé
5e étage	2,80	3,229	17172,11	52616,13	0,0353	P- Δ négligé
4e étage	2,80	3,152	19624,61	65322,23	0,0375	P- Δ négligé
3e étage	2,80	2,930	21631,69	78028,33	0,0377	P- Δ négligé
2e étage	2,80	2,546	23320,93	92002,45	0,0359	P- Δ négligé
1er étage	3,30	2,404	24402,84	105853,70	0,0316	P- Δ négligé
RDC	3,90	1,309	25335,68	120063,36	0,0159	P- Δ négligé

Tableau IV.18 : Vérification de l'effet P- Δ suivant Y

Toutes les valeurs de θ_k sont inférieures à 0,10. Les effets du second ordre P- Δ peuvent donc être négligés dans les deux directions principales.

IV.13 Vérification de la stabilité au renversement

La stabilité au renversement consiste à vérifier que les moments stabilisants dus au poids propre de la structure sont suffisants pour équilibrer les moments renversants générés par l'action sismique.

La condition à vérifier est :

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

Où :

M_s : est le moment stabilisant ;

M_r : est le moment renversant.

IV.13.1 Direction X

Les moments renversants suivant la direction X sont déterminés à partir des efforts sismiques et des hauteurs correspondantes.

Étage	H(m)	V_x (kN)	W(kN)	X_g (m)	M_{rx} (kN.m)	M_{sx} (kN.m)	Condition
8e étage	26,80	5203,52	120063,36	29,53	139454,33	3540267,30	OK
7e étage	24,00	8964,75	120063,36	29,53	90269,54	3540267,30	OK
6e étage	21,20	11819,12	120063,36	29,53	60512,59	3540267,30	OK
5e étage	18,40	14021,79	120063,36	29,53	40529,18	3540267,30	OK
4e étage	15,60	15870,53	120063,36	29,53	28840,26	3540267,30	OK
3e étage	12,80	17557,56	120063,36	29,53	21594,07	3540267,30	OK
2e étage	10,00	19123,03	120063,36	29,53	15654,69	3540267,30	OK
1er étage	7,20	20379,28	120063,36	29,53	9045,03	3540267,30	OK
RDC	3,90	20983,40	120063,36	29,53	2356,04	3540267,30	OK

Tableau IV.19 : Vérification de la stabilité au renversement suivant X

La condition de stabilité au renversement est vérifiée suivant la direction X.

IV.13.2 Direction Y

Étage	H(m)	V _y (kN)	W(kN)	Y _g (m)	M _{ry} (kN.m)	M _{sy} (kN.m)	Condition
8e étage	26,80	6033,67	120063,36	16,71	161702,25	2006774,99	OK
7e étage	24,00	10574,20	120063,36	16,71	108792,77	2006774,99	OK
6e étage	21,20	14213,57	120063,36	16,71	77154,73	2006774,99	OK
5e étage	18,40	17172,11	120063,36	16,71	54437,06	2006774,99	OK
4e étage	15,60	19624,61	120063,36	16,71	38259,04	2006774,99	OK
3e étage	12,80	21631,69	120063,36	16,71	25690,67	2006774,99	OK
2e étage	10,00	23320,93	120063,36	16,71	16892,40	2006774,99	OK
1er étage	7,20	24402,84	120063,36	16,71	7789,74	2006774,99	OK
RDC	3,90	25335,68	120063,36	16,71	3638,07	2006774,99	OK

Tableau IV.20 : Vérification de la stabilité au renversement suivant Y

La condition de stabilité au renversement est également vérifiée suivant la direction Y.

IV.14 Vérification de l'hypothèse du diaphragme rigide

Dans cette étude, les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides dans leur plan. Cette hypothèse permet de transmettre les efforts horizontaux dus au séisme vers les éléments verticaux de contreventement, notamment les voiles et les portiques.

Afin de valider cette hypothèse, deux modèles ont été comparés :

- Un modèle avec diaphragme rigide ;
- Un modèle avec diaphragme flexible.

L'écart relatif est calculé par :

$$\varepsilon = \frac{U_{flexible} - U_{rigide}}{U_{flexible}}$$

L'hypothèse du diaphragme rigide est considérée comme acceptable lorsque l'écart relatif reste inférieur à 10 %.

IV.14.1 Vérification suivant X

Cas	U_x Rigide (mm)	U_x Flexible (mm)	Écart relatif	Vérification
1	209,242	226,697	0,076997	Vérifiée
2	194,411	194,516	0,000540	Vérifiée
3	201,756	201,476	-0,001397	Vérifiée
4	202,189	202,706	0,002550	Vérifiée
5	202,622	203,713	0,005356	Vérifiée
6	187,860	186,180	-0,009024	Vérifiée

Tableau IV.21 : Vérification du diaphragme rigide suivant X

L'écart maximal obtenu suivant X est d'environ :

7,70%

IV.14.2 Vérification suivant Y

Cas	U_y Rigide (mm)	U_y Flexible (mm)	Écart relatif	Vérification
1	109,080	111,201	0,019211	Vérifiée
2	78,718	78,703	-0,000191	Vérifiée
3	83,901	88,783	0,054980	Vérifiée
4	83,901	88,528	0,052256	Vérifiée
5	83,901	88,769	0,054839	Vérifiée
6	99,630	103,179	0,034658	Vérifiée

Tableau IV.22 : Vérification du diaphragme rigide suivant Y

L'écart maximal obtenu suivant Y est d'environ :

5,50%

Les écarts relatifs entre les deux modèles restent inférieurs à 10 % dans les deux directions. L'hypothèse du diaphragme rigide est donc validée et peut être adoptée pour la modélisation sismique de la structure.

IV.15 Conclusion

L'étude sismique de la structure a été menée conformément aux prescriptions du RPA 2024. Compte tenu de l'irrégularité de l'ouvrage et de son implantation en zone sismique VI, l'analyse dynamique a été réalisée par la méthode modale spectrale à l'aide du logiciel ETABS 22.

L'analyse modale a montré que le comportement dynamique de la structure est dominé par une translation suivant X au premier mode, une translation suivant Y au deuxième mode et une torsion autour de l'axe vertical au troisième mode. La participation massique cumulée dépasse 90 % dans les deux directions principales à partir du mode 9, ce qui satisfait les exigences réglementaires.

La vérification de l'effort tranchant à la base a montré que les efforts dynamiques amplifiés sont supérieurs à 80 % des efforts statiques équivalents dans les deux directions principales. Les déplacements inter-étages respectent les limites imposées pour la condition de non-effondrement ainsi que pour la limitation des dommages.

La vérification de l'effet $P-\Delta$ montre que les coefficients de stabilité restent inférieurs à 0,10 à tous les niveaux. Les effets du second ordre peuvent donc être négligés. De plus, la stabilité au renversement est vérifiée suivant les deux directions principales. Enfin, la comparaison entre le modèle à diaphragme rigide et le modèle à diaphragme flexible confirme la validité de l'hypothèse du diaphragme rigide.

Ainsi, la structure présente un comportement sismique satisfaisant au regard des exigences du RPA 2024, et les efforts dynamiques amplifiés sont retenus pour la suite du dimensionnement des éléments structuraux.



CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux



V.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude des éléments structuraux et des fondations à partir de la variante de ferrailage figurant sur les plans d'exécution de la structure. L'objectif principal est d'établir une comparaison entre les résultats obtenus selon le RPA 99/version 2003, adopté dans les plans initiaux, et ceux déterminés conformément aux dispositions du RPA 2024.

Les vérifications réglementaires ainsi que le calcul des armatures des différents éléments sont reprises selon les nouvelles exigences parasismiques afin d'évaluer l'impact des modifications introduites par le RPA 2024 sur le dimensionnement de la structure. Lorsque certaines vérifications ne sont pas satisfaites, une nouvelle variante de ferrailage est proposée sur la base de la solution initiale, avec les adaptations nécessaires permettant d'assurer la conformité de l'ouvrage aux exigences du RPA 2024 et du BAEL 91 révisé 99 [1–3].

V.2 Étude des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux assurant le transfert des charges vers les poteaux et les autres éléments porteurs. Elles sont principalement sollicitées en flexion et en effort tranchant. Leur dimensionnement et leur ferrailage sont réalisés conformément aux règles de la flexion simple définies par le BAEL 91 révisé 99 [2,3].

La poutre située sur l'axe 13 suivant la direction Y, désignée B43, présente un niveau de sollicitation particulièrement important en raison de son interaction avec un voile sur l'ensemble des niveaux du bâtiment R+8. Cette configuration entraîne des efforts plus élevés nécessitant un ferrailage renforcé par rapport aux autres poutres.

Dans un souci d'optimisation économique et de rationalisation du ferrailage, un dimensionnement spécifique est retenu pour cette poutre, tandis que les autres poutres sont dimensionnées avec un ferrailage plus léger adapté à leurs niveaux de sollicitation.

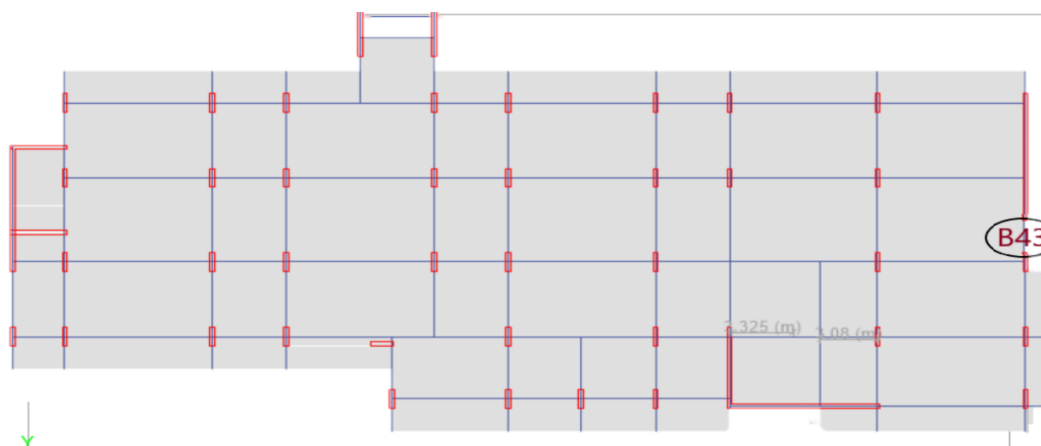


Figure V.1: position de la poutre B43

V.2.1 Combinaisons d'actions

Les sollicitations de calcul sont déterminées conformément aux prescriptions du CBA93, du BAEL 91 révisé 99 et du RPA 2024 [1–3].

Combinaisons aux états limites

$$\begin{aligned} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{aligned}$$

Combinaisons sismiques

Les composantes horizontales de l'action sismique sont considérées selon les combinaisons suivantes :

$$\begin{aligned} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{aligned}$$

Avec :

$$\begin{aligned} E_1 &= \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 &= \pm 0.3E_x \pm E_y \end{aligned}$$

Et :

$$\begin{aligned} \psi_1 &= 0.30 \\ \psi_2 &= 0.40 \end{aligned}$$

Ces combinaisons permettent de prendre en compte les effets simultanés des charges permanentes, des charges d'exploitation et des actions sismiques conformément aux dispositions du RPA 2024 [1].

V.2.2 Exigences du RPA 2024 relatives aux armatures longitudinales

Conformément à l'article 7.5.2 du RPA 2024 [1], les armatures longitudinales des poutres doivent satisfaire plusieurs exigences garantissant la résistance, la ductilité et le bon comportement parasismique des éléments.

Les principales conditions à vérifier sont les suivantes :

- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sur toute la longueur de la poutre est fixé à :

0.5%

En toute section ;

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est limité à :

4%

En zone courante, et à :

6%

En zone de recouvrement ;

- Les poutres situées dans les zones sismiques IV, V et VI doivent comporter au minimum deux barres longitudinales à haute adhérence de diamètre 14 mm ;
- Au moins un quart de la section maximale des armatures supérieures sur appuis doit être prolongé sur toute la longueur de la poutre ;
- La longueur minimale de recouvrement des armatures longitudinales de diamètre ϕ est prise égale à 60ϕ dans les zones sismiques IV, V et VI.

Ces dispositions ont pour objectif d'améliorer la continuité structurale et la capacité dissipative des poutres soumises aux sollicitations sismiques [1].

V.2.3 Sollicitations extrêmes des poutres

Les sollicitations extrêmes retenues pour le dimensionnement des poutres sont présentées dans le tableau suivant.

Poutre 80×20 (cm ²)	Sur appuis			En travée			V _u (KN)
	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	M _{acc} (KN.m)	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	M _{acc} (KN.m)	
B43	-95.8543	-69.4137	-237.4084 -522.3245	49.7491	36.0294	165.6005 419.0005	136.5751
Autres	-148.6331	-107.6047	-170.2753 -367.7888	54.0611	390.0828	169.2396 347.0218	128.1161

Tableau V.1 : Sollicitations extrêmes des poutres

V.2.4 Calcul des armatures longitudinales

Le tableau suivant résume les sections d'armatures longitudinales calculées ainsi que les dispositions retenues pour les poutres étudiées.

a) Poutre B43

Position	Armature	Section calculée A _s (cm ²)	Choix des barres	Section adoptée (cm ²)
Sur appuis	A _{s,inf}	51.22	8HA25 fil + 4HA20 renf	51.84
	A _{s,sup}	76.77	8HA25 fil + 8HA25 renf	78.54
En travée	A _{s,inf}	62.01	8HA25 fil + 8HA20 renf	64.40
	A _{s,sup}	36.10	8HA25 fil	39.27

Tableau V.2 : Armatures longitudinales de la poutre B43

b) Autres poutres

Position	Armature	Section calculée A _s (cm ²)	Choix des barres	Section adoptée (cm ²)
Sur appuis	A _{s,inf}	28.61	8HA25 fil	39.27
	A _{s,sup}	54.69	8HA25 fil + 8HA16 renf	55.35
En travée	A _{s,inf}	51.73	8HA25 fil + 8HA16 renf	55.35
	A _{s,sup}	25.57	8HA25 fil	39.27

Tableau V.3 : Armatures longitudinales des autres poutres

V.2.5 Vérification des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales adoptées sont vérifiées vis-à-vis des limites minimales et maximales imposées par le RPA 2024.

Poutre	A_{sup} (cm^2)	A_{inf} (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$		A_{max}	(cm^2)
			RPA	CNF	Zone courante	Zone de recouvrement
B43	78.54	78.54				
			8	1.39	64	72
Autre	39.27	55.35	8	1.39	64	72

Tableau V.4 : Vérification des armatures longitudinales des poutres

V.2.6 Vérification à l'état limite ultime

V.2.6.1 Vérification de la contrainte tangente limite ultime

La vérification au cisaillement consiste à comparer la contrainte tangente sollicitante à la contrainte tangente admissible du béton à l'état limite ultime.

La condition à satisfaire est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

- T_u : effort tranchant maximal à l'ELU ;
- b : largeur de la section de la poutre ;
- d : hauteur utile de la section ;
- $\bar{\tau}_u$: contrainte tangente limite du béton.

Selon le BAEL 91 pour une fissuration préjudiciable à l'ELU, la contrainte tangente limite est donnée par :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

Avec :

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

On obtient :

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats de vérification sont présentés dans le tableau suivant.

Poutre	Combinaison	$T_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	Vérification
B43	ELU	136.58	0.948	2.50	Conforme
Autres poutres	ELU	128.12	0.890	2.50	Conforme

Tableau V.5 : Vérification de la contrainte tangente limite ultime

Interprétation

Les résultats montrent que les contraintes tangentes développées dans les poutres restent inférieures à la contrainte tangente limite admissible fixée par le BAEL 91 [2]. Les vérifications au cisaillement sont ainsi satisfaites pour la poutre B43 ainsi que pour les autres poutres étudiées, indiquant que les sections adoptées présentent une capacité suffisante vis-à-vis de l'effort tranchant à l'état limite ultime.

V.2.6.2 Vérification de la section des armatures inférieures d'appui

Conformément aux prescriptions du BAEL 91 *Art. A.5.1.31* [2], la section des armatures inférieures au niveau des appuis doit être suffisante pour assurer la reprise des efforts de traction et garantir la continuité structurale des poutres.

La condition de vérification s'écrit :

$$A_{s,inf} \geq \frac{V_{max}\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

- $A_{s,inf}$: section des armatures inférieures ;
- V_{max} : effort tranchant maximal ;
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier ;
- f_e : limite élastique de l'acier.

Application numérique :

$$A_{s,inf} = 55.35 \text{ cm}^2$$

$$\frac{V_{max}\gamma_s}{f_e} = \frac{0.121161 \times 1.15}{500} = 2.79 \text{ cm}^2$$

On obtient :

$$55.35 \text{ cm}^2 \geq 2.79 \text{ cm}^2$$

La section des armatures inférieures adoptée satisfait la condition imposée par le BAEL 91.

Condition vérifiée

V.2.6.3 Vérification de la profondeur de l'appui

La vérification de la profondeur d'appui est réalisée afin d'assurer un ancrage suffisant des armatures longitudinales et de garantir une transmission correcte des efforts au voisinage des appuis [2,3].

La longueur de scellement est donnée par :

$$L_s = 44\phi$$

Pour :

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

On obtient :

$$L_s = 70.4 \text{ cm}$$

La condition d'ancrage devient :

$$L_s > b - c$$

Avec :

$$b - c = 22 \text{ cm}$$

Ainsi :

$$70.4 > 22 \text{ cm}$$

La condition est satisfaite avec un **crochet à 90°**.

La longueur d'ancrage utile est calculée par :

$$L_a = L_s - 24.69\phi$$

D'où :

$$L_a = 30.896 \text{ cm}$$

La profondeur d'appui est alors :

$$a = L_a - 2$$

Ce qui donne :

$$a = 28.896 \text{ cm}$$

Selon le BAEL 91, la profondeur d'appui doit vérifier :

$$\frac{3.75V_u}{bf_{cj}} \leq a \leq 0.9d$$

Application numérique :

$$2.56 \text{ cm} < 28.9 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm}$$

La valeur calculée dépasse la limite supérieure admissible ; la profondeur d'appui est donc limitée à :

$$a = 16.2 \text{ cm}$$

La profondeur d'appui retenue satisfait les exigences réglementaires du BAEL 91.

Condition vérifiée

V.2.6.4 Vérification de la contrainte de compression dans la bielle

La vérification de la compression dans la bielle de béton permet de s'assurer que les contraintes développées au voisinage de l'appui restent inférieures à la capacité résistante du béton [2].

La condition à satisfaire est :

$$V_u \leq 0.267 b_0 a f_{c28}$$

Application numérique :

$$\begin{aligned} V_u &= 0.136 \text{ MN} \\ 0.267 b_0 a f_{c28} &= 0.87 \text{ MN} \end{aligned}$$

Ainsi :

$$0.136 \leq 0.87 \text{ MN}$$

La résistance en compression de la bielle de béton est suffisante pour reprendre les efforts appliqués.

Condition vérifiée

V.2.7 Vérification à l'état limite de service (ELS)

Après le dimensionnement des armatures longitudinales des poutres, il est nécessaire de procéder à la vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS) afin de garantir le bon comportement de l'élément en exploitation et de limiter les risques de fissuration excessive conformément aux dispositions du BAEL 91 [2,3].

Les contraintes sont déterminées sous l'effet du moment de service M_{ser} puis comparées aux contraintes admissibles du béton et de l'acier.

V.2.7.1 Contrainte admissible du béton

Pour un béton de résistance :

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

La contrainte admissible en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

V.2.7.2 Contrainte admissible de l'acier

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable, la contrainte admissible des aciers à haute adhérence est définie par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\eta}$$

Avec :

- $f_e = 500 \text{ MPa}$;
- $\eta = 1.5$ À 1.6 pour les aciers H.A.

Ainsi :

$$\sigma_s = 333.33 \text{ MPa}$$

Les résultats des vérifications en service sont récapitulés dans les tableaux suivants.

Poutre	$M_{ser}(\text{Kn}\cdot\text{m})$	σ_{bc} calculée (MPa)	σ_{bc} admissible (MPa)	σ_s calculée (MPa)	σ_s admissible (MPa)	Vérification
B43	-69.41	4.89	15	-63.2 / 49.3	333.33	Conforme

Tableau V.6 : Vérification des contraintes en service de la poutre B43

Poutre	$M_{ser}(\text{kN}\cdot\text{m})$	σ_{bc} calculée (MPa)	σ_{bc} admissible (MPa)	σ_s calculée (MPa)	σ_s admissible (MPa)	Vérification
Autres poutres	390.08	8.84	15	-138 / 84.8	333.33	Conforme

Tableau V.7 : Vérification des contraintes en service des autres poutres

Interprétation

Les résultats montrent que les contraintes de compression développées dans le béton ainsi que les contraintes de traction dans les armatures demeurent inférieures aux limites admissibles prescrites par le BAEL 91 [2].

Pour la poutre B43, malgré des sollicitations importantes liées à sa proximité avec le voile, les contraintes calculées restent largement inférieures aux valeurs admissibles. De même, les autres poutres satisfont les critères de vérification à l'ELS.

Ces résultats confirment ainsi que les sections adoptées assurent un comportement satisfaisant en service, notamment vis-à-vis de la limitation des contraintes et du contrôle de la fissuration.

V.2.8 Dimensionnement et vérification des armatures transversales des poutres

Les armatures transversales des poutres jouent un rôle fondamental dans la résistance aux efforts tranchants, le confinement du béton comprimé et le contrôle de la fissuration diagonale. Leur dimensionnement est effectué conformément aux prescriptions du BAEL 91 révisé 99 ainsi qu'aux exigences parasismiques du RPA 2024 relatives aux zones critiques et aux dispositions constructives des éléments fléchis.

V.2.8.1 Exigences réglementaires

Selon le RPA 2024, le diamètre des armatures transversales ne doit pas être inférieur à :

$$\phi_t \geq 6 \text{ mm}$$

La section minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 s b$$

Où :

- A_t : section des armatures transversales ;
- s : espacement des étriers ;
- b : largeur de la poutre.

Espacement maximal des armatures transversales

a) En zone critique

L'espacement maximal doit satisfaire :

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l \right)$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre ;
- ϕ_t : diamètre des armatures transversales ;
- ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales.

b) Hors zone critique

L'espacement doit vérifier :

$$s' \leq \frac{h}{2}$$

Avec :

$$s' = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

Le RPA 2024 impose également que :

- La première armature transversale soit disposée à une distance maximale de 5 cm du nu de l'appui ;
- Les dispositions constructives assurent un confinement adéquat dans les régions fortement sollicitées.

Par ailleurs, le diamètre des armatures transversales doit satisfaire :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

V.2.8.2 Vérification selon le BAEL 91

Le calcul des armatures transversales est réalisé suivant les dispositions du BAEL 91 (articles A.5.1.22 et A.5.1.23).

L'espacement admissible des cadres est déterminé par :

$$S_{t0} \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

Avec :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 \gamma_s (\tau_u^r - 0.3f_{tj}K)}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0}$$

Où :

- A_t : section des armatures transversales ;
- f_e : limite élastique de l'acier ;
- b_0 : largeur de l'âme ;
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier ;
- τ_u^r : contrainte tangente réduite ;
- K : coefficient lié aux conditions de bétonnage ;
- α : inclinaison des armatures transversales.

V.2.8.3 Paramètres de calcul

Les paramètres retenus pour le calcul des armatures transversales de la poutre étudiée sont résumés dans le tableau suivant.

Paramètre	Valeur
V_u^{max}	136.5751 kN
ϕ_t	8 mm
A_t	$6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2$
f_e	500 MPa
α	90°
b_0	80 cm
q_u	154.9624 kN
$V_u^r = V^{max} - q_u \times h/2$	121.079 kN
τ_u^r	840.825 kPa
K	1
S_{t1}	70 cm
S_{t2}	16.2 cm
S_{t3}	47.19 cm
S_{t0}	16.2 cm

Tableau V.8 : Paramètres de calcul des armatures transversales

V.2.8.4 Choix des armatures transversales

L'espacement des cadres est obtenu à partir de la condition la plus restrictive :

$$S_{t0} = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

Ainsi :

$$S_{t0} = 16.2 \text{ cm}$$

L'espacement limite est gouverné par la condition géométrique S_{t2} . Par conséquent, la méthode de Caquot de répartition progressive des cadres n'est pas applicable dans ce cas, et un espacement constant est retenu sur toute la longueur de la poutre.

Le détail des armatures transversales adoptées est présenté dans le tableau suivant.

Poutre	$s_1(\text{cm})$	$s_2(\text{cm})$	$s_3(\text{cm})$	$s'(\text{cm})$	$s(\text{cm})$	$s'_{\text{adopté}}(\text{cm})$	$s_{\text{adopté}}(\text{cm})$	$A_{tmin}(\text{cm}^2)$
80×20	70	16.2	47.19	5	5	5	10	1.2

Tableau V.9 : Armatures transversales des poutres

Ferrailage de la poutre B43

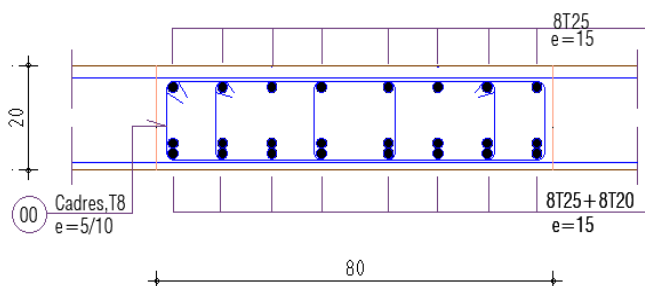


Figure V.2 : Ferrailage de la poutre B43 en travée

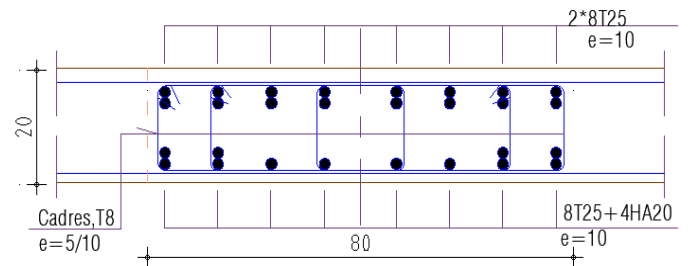


Figure V.3 : Ferrailage de la poutre B43 sur appui

Ferrailage des autres poutres

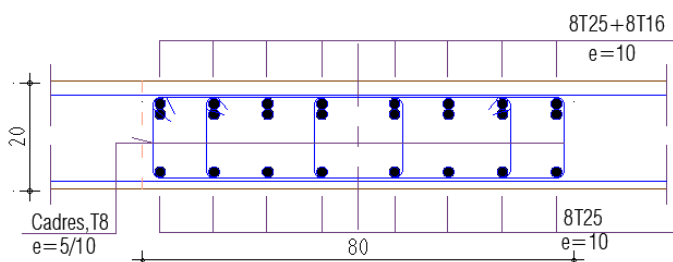


Figure V.4 : Ferrailage des autres poutres sur appui

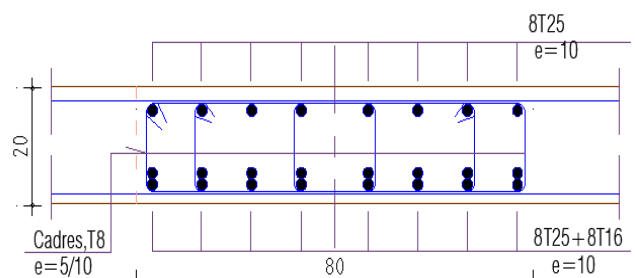


Figure V.5 : Ferrailage des autres poutres en travée

V.3 Étude des voiles

Les voiles en béton armé constituent des éléments structuraux verticaux destinés à assurer la stabilité globale des bâtiments. Ils reprennent simultanément les charges verticales dues aux sollicitations gravitaires ainsi que les efforts horizontaux résultant principalement des actions sismiques et, éventuellement, des effets du vent. Leur contribution est particulièrement importante dans les structures situées en zone sismique, où ils participent au contreventement et à la limitation des déplacements latéraux [1,2].

Dans cette étude, l'analyse est menée sur le voile $P3$, F suivant la direction Y, choisi comme élément représentatif en raison de son niveau de sollicitation et de son rôle dans le système de contreventement.

V.3.1 Vérifications réglementaires des voiles

Conformément aux prescriptions du RPA 2024, plusieurs vérifications sont nécessaires afin d'évaluer le comportement du voile sous sollicitations combinées de compression et de cisaillement [1].

V.3.1.1 Vérification de la condition de l'effort normal réduit

Afin de limiter le risque de rupture fragile des voiles soumis aux actions sismiques, le RPA 2024 (art. 7.7.3) impose une limitation de l'effort normal réduit [1].

La condition réglementaire s'écrit :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.4$$

Avec :

- N_d : effort normal de compression de calcul ;
- B_c : section brute du voile ;
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Les données du voile étudié sont :

$$\begin{aligned} N_d &= -4650.8658 \text{ kN} \\ B_c &= 0.30 \text{ m}^2 \\ f_{c28} &= 25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

D'où :

$$V_d = \frac{4650.8658}{0.30 \times 25000} = 0.62$$

Or :

$$0.62 > 0.40$$

La condition imposée par le RPA 2024 est donc **non vérifiée**.

Ce résultat met en évidence un niveau important de compression susceptible d'affecter la ductilité du voile sous chargement sismique [1].

V.3.1.2 Vérification sous sollicitations tangentes

En complément de la limitation de l'effort normal réduit, le RPA 2024 impose une vérification de la contrainte tangentielle dans le béton afin de prévenir les mécanismes de rupture par cisaillement [1].

La condition de vérification est :

$$\tau = \frac{\bar{V}}{b_w d} \leq 0.2 f_{c28}$$

Avec :

- $\bar{V}$: effort tranchant majoré ;
- b_w : épaisseur du voile ;
- d : hauteur utile.

L'effort tranchant majoré est donné par :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

Avec :

$$V_u = 1030.29 \text{ kN}$$

D'où :

$$\bar{V} = 1442.10 \text{ kN}$$

La hauteur utile est prise égale à :

$$d = 0.9h$$

Avec :

$$h = 1.20 \text{ m}$$

Soit :

$$d = 1.08 \text{ m}$$

La contrainte tangentielle obtenue est :

$$\tau = \frac{1.442}{0.25 \times 1.08} = 5.34 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible prescrite par le RPA 2024 est :

$$0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Ainsi :

$$5.34 > 5$$

La condition réglementaire est donc **non vérifiée**.

Ce résultat traduit une sollicitation élevée du voile en cisaillement et justifie une révision du dimensionnement ou du ferrailage transversal conformément aux prescriptions parasismiques [1,2].

V.3.2 Dimensions géométriques du voile

Les dimensions géométriques du voile étudié sont les suivantes :

- Longueur :

$$l_w = 1.20 \text{ m}$$

- Épaisseur :

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

- Hauteur totale :

$$h_w = 26.8 \text{ m}$$

- Hauteur libre d'étage :

$$h_e = 3.7 \text{ m}$$

- Nombre d'étages :

$$n_s = 9$$

Ces paramètres influencent directement la rigidité latérale et la capacité portante du voile [2,3].

V.3.3 Classification du voile

La classification du voile est établie à partir du rapport géométrique :

$$\frac{h_w}{l_w}$$

Selon les critères usuels de conception des voiles en béton armé [2,3] :

- Si

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2$$

→ voile élancé ;

- Si

$$\frac{h_w}{l_w} < \frac{2}{3}$$

→ grande dalle murale ;

- Si

$$\frac{2}{3} < \frac{h_w}{l_w} < 2$$

→ voile court.

Pour le voile étudié :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{26.8}{1.2} = 22.33$$

Comme :

$$22.33 > 2$$

Le voile est classé comme **voile élancé**.

Cette catégorie se caractérise par un comportement principalement dominé par la flexion et une sensibilité plus importante aux déplacements latéraux sous action sismique [1–3].

V.3.4 Ferrailage des voiles et des trumeaux

Le dimensionnement des voiles en béton armé est réalisé conformément aux prescriptions du RPA 2024, qui impose des dispositions particulières visant à assurer un comportement ductile sous sollicitations sismiques. Le calcul porte sur les armatures longitudinales et transversales du voile ainsi que sur les éléments de rive confinés, qui jouent un rôle essentiel dans la dissipation de l'énergie et la résistance aux efforts de flexion et de cisaillement [1].

V.3.4.1 Calcul de la hauteur critique du voile

Selon les dispositions du RPA 2024, la hauteur critique correspond à la zone dans laquelle un confinement renforcé doit être prévu afin d'assurer la ductilité de l'élément [1].

Elle est déterminée par :

$$h_{cr} = \max\left(l_w, \frac{h_w}{6}\right)$$

Avec :

$$\begin{aligned} l_w &= 1.20 \text{ m} \\ h_w &= 26.80 \text{ m} \end{aligned}$$

D'où :

$$h_{cr} = \max(1.20; 4.47) = 4.47 \text{ m}$$

Toutefois, le règlement impose également :

$$h_{cr} \leq \min(2l_w; 2h_e)$$

Avec :

$$2l_w = 2.40 \text{ m}$$

$$2h_e = 7.40 \text{ m}$$

Le bâtiment comportant plus de six niveaux, la hauteur critique retenue est :

$$h_{cr} = 2.40 \text{ m}$$

V.3.4.2 Enveloppe des moments fléchissants

Le dimensionnement du voile est effectué à partir de l'enveloppe des sollicitations les plus défavorables obtenues sur l'ensemble des niveaux de la structure.

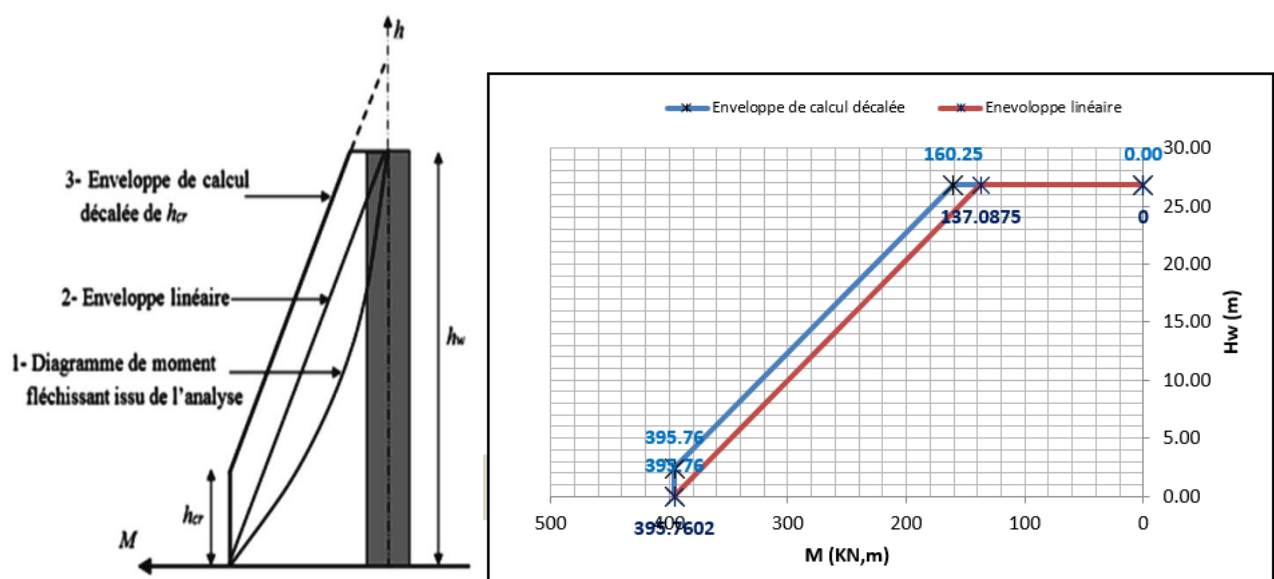


Figure V.6 : Enveloppe des moments fléchissants du voile

Les valeurs de l'effort normal et du moment fléchissant utilisées pour le calcul sont résumées dans le tableau suivant.

Niveau	N (kN)	M (kN·m)	Mcalcul (kN·m)
Base	2631.94	395.76	395.76
RDC	2439.81	203.69	381.28
Étage 1	2094.14	154.08	349.43
Étage 2	1714.18	189.81	322.41
Étage 3	1325.98	195.29	295.38
Étage 4	960.65	184.86	268.35
Étage 5	634.66	205.51	241.33
Étage 6	364.61	127.54	214.30
Étage 7	325.24	268.80	187.28
Étage 8	155.97	137.09	160.25

Tableau V.10 : Distribution de l'effort normal et des moments fléchissants

V.3.5 Ferrailage des éléments de rive

Les éléments de rive constituent les zones confinées situées aux extrémités des voiles. Ils sont destinés à améliorer la ductilité, à augmenter la capacité portante en flexion et à prévenir les ruptures fragiles sous sollicitations sismiques [1].

V.3.5.1 Détermination des dimensions des éléments de rive

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA 2024, la longueur de l'élément de rive doit satisfaire :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$$

Soit :

$$l_c \geq \max(0.15 \times 1.20; 1.5 \times 0.25)$$

$$l_c \geq \max(0.18; 0.375)$$

$$l_c \geq 0.375 \text{ m}$$

On adopte :

$$l_c = 45 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale de la zone confinée est :

$$b_{c,min} = 20 \text{ cm}$$

Pour le cas étudié :

$$l_c = 45 \text{ cm} \leq \max(2b_w; 0.2l_w)$$

$$45 \text{ cm} \leq 50 \text{ cm}$$

Le RPA impose alors :

$$b_c \geq \frac{h_e}{15}$$

$$b_c \geq 24.67 \text{ cm}$$

On adopte :

$$b_c = 25 \text{ cm}$$

Cette valeur vérifie la condition réglementaire.

Les dimensions retenues pour l'élément de rive sont donc :

$$b_c = 25 \text{ cm}$$

$$l_c = 45 \text{ cm}$$

V.3.5.2 Ferrailage longitudinal des éléments de rive

Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales imposé par le RPA 2024 est égal à 0,5 % de la surface confinée [1].

Ainsi :

$$A_{l,min} = 0.5\% \times 45 \times 25$$

$$A_{l,min} = 5.625 \text{ cm}^2$$

Les sollicitations maximales obtenues sont :

$$N_{max} = 2631.94 \text{ kN}$$

$$M_{corr} = 395.76 \text{ kN.m}$$

La section d'acier nécessaire est :

$$A_l = 37.79 \text{ cm}^2$$

Cette valeur étant supérieure à la section minimale réglementaire, elle est retenue.

Le ferrailage adopté est :

$$4HA25 + 6HA20$$

Soit :

$$A_l = 38.48 \text{ cm}^2$$

Répartition des armatures

L'espacement des armatures verticales est :

$$e_{xx} = \frac{45}{3} = 15 \text{ cm}$$

$$e_{yy} = \frac{25 - 2 \times 3}{2} = 9.5 \text{ cm}$$

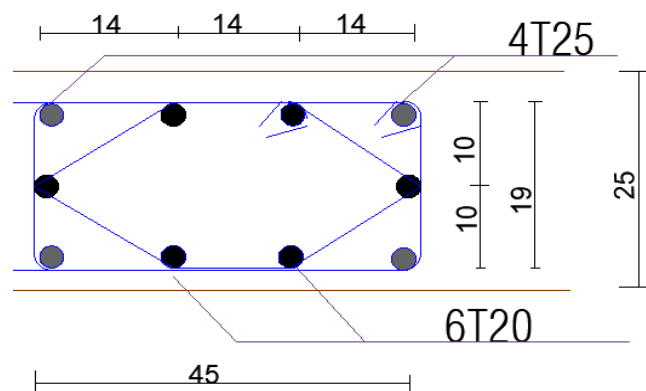


Figure V.7 : Ferrailage longitudinal des éléments de rive des voiles

V.3.5.3 Ferrailage transversal des éléments de rive

Les armatures longitudinales doivent être confinées par des cadres ou étriers conformément à l'équation (7.25) du RPA 2024 [1].

L'espacement vertical maximal est :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12.5 \text{ cm}; 6\phi_l\right)$$

Avec :

$$b_0 = 25 - 2 \times 3 = 19 \text{ cm}$$

Et :

$$\phi_l = 25 \text{ mm}$$

On obtient :

$$S_t \leq \min(6.33; 12.5; 15)$$

$$S_t \leq 6.33 \text{ cm}$$

L'espacement adopté est :

$$S_t = 6 \text{ cm}$$

Section des armatures de confinement

Le RPA impose :

$$A_t \geq 0.09 S_t b_0 \frac{f_{c28}}{f_e}$$

D'où :

$$A_t \geq 0.513 \text{ cm}^2$$

Et :

$$A_t \geq 0.3 S_t b_0 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Soit :

$$A_t \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

La condition la plus défavorable est retenue.

Le ferrailage adopté est :

$$4HA8$$

Qui satisfait les exigences réglementaires.

V.3.6 Ferrailage de l'âme du voile

V.3.6.1 Armatures longitudinales de l'âme

Le RPA 2024 limite le diamètre maximal des armatures de l'âme à [1] :

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{max} \leq \frac{b_w}{8}$$

Soit :

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{max} \leq 31.25 \text{ mm}$$

Le diamètre adopté est :

$$\phi_l = 12 \text{ mm}$$

L'espace maximal est :

$$S_t \leq \min(250 \text{ mm}; 25\phi_l)$$

On adopte :

$$S_t = 200 \text{ mm}$$

La section d'armatures verticales est :

$$A_{sv} = 2 \times 2 \times \frac{\pi \times 1.2^2}{4}$$

$$A_{sv} = 4.52 \text{ cm}^2$$

V.3.6.2 Armatures transversales de l'âme

Le dimensionnement des armatures horizontales est effectué à partir de la condition de résistance au cisaillement prescrite par le RPA 2024 [1].

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u = 1442.10 \text{ kN}$$

Et :

$$z = 125 - 2 \times 3 - 50 = 69 \text{ cm}$$

On obtient :

$$A_h \geq 8.36 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage retenu est :

$$11HA10$$

Soit :

$$A_h = 8.64 \text{ cm}^2$$

Cette disposition satisfait les exigences réglementaires relatives à la résistance au cisaillement et au comportement ductile du voile.

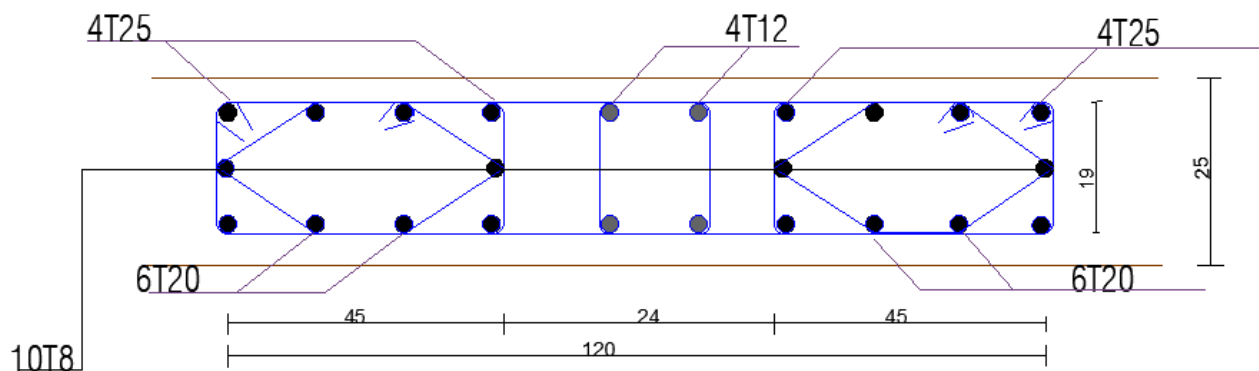


Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile

V.3.7 Vérification des conditions de ductilité locale

Conformément aux dispositions du RPA 2024 (Article 7.7.5) relatives aux exigences de ductilité locale des voiles en béton armé, les éléments de rive doivent être suffisamment confinés afin de garantir un comportement ductile sous sollicitations sismiques sévères.

Pour les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique volumique des armatures de confinement ω_{wd} doit satisfaire la condition suivante :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\varphi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

Où :

- ω_{wd} : rapport mécanique volumique des armatures de confinement ;
- α : coefficient d'efficacité du confinement ;
- μ_{φ} : coefficient de ductilité en courbure ;
- v_d : effort normal réduit ;
- ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales de l'âme ;
- $\varepsilon_{sy,d}$: déformation de l'acier à la limite d'élasticité.

La déformation à la limite élastique de l'acier est donnée par :

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

V.3.7.1 Calcul du rapport mécanique de confinement

La longueur totale des armatures transversales est déterminée par :

$$L_t = (45 + 19) \times 2 + (15 \times 2) + 4\sqrt{15^2 + 10^2}$$

$$L_t = 230.11 \text{ cm}$$

La section d'un cadre HA8 vaut :

$$A_t = 0.50 \text{ cm}^2$$

En considérant seize cadres espacés de 6 cm sur un mètre de hauteur, le rapport mécanique volumique des armatures de confinement est :

$$\omega_{wd} = \frac{230.11 \times 0.50 \times 16}{45 \times 19 \times 100} \times \frac{500 \times 1.2}{25}$$

$$\omega_{wd} = 0.517$$

V.3.7.2 Calcul de l'effort normal réduit

Selon le RPA 2024, l'effort normal réduit est défini par :

$$v_d = \frac{N}{S_v f_{c28}}$$

D'où :

$$v_d = 0.0694$$

V.3.7.3 Coefficient d'efficacité du confinement

Le coefficient d'efficacité du confinement est obtenu par :

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$$

Avec :

$$\alpha_n = 1 - \frac{6 \times 15^2 + 4 \times 10^2}{6 \times 45 \times 19} = 0.659$$

Et :

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{6}{2 \times 19}\right) \left(1 - \frac{6}{2 \times 45}\right) = 0.786$$

Par conséquent :

$$\alpha = 0.659 \times 0.786$$

$$\alpha = 0.518$$

V.3.7.4 Taux mécanique des armatures verticales de l'âme

Le taux mécanique des armatures verticales est calculé par :

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)b_w} \times \frac{f_e \times 1.2}{f_{c28}}$$

Soit :

$$\omega_v = \frac{4.524 \times 10^{-4}}{(1.20 - 2 \times 0.45) \times 0.25} \times \frac{500 \times 1.2}{25}$$

$$\omega_v = 0.145$$

V.3.7.5 Calcul du coefficient de ductilité en courbure

Conformément au RPA 2024, le coefficient de ductilité en courbure est donné par :

$$\mu_\varphi = 2 \left(\frac{R}{Q} \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) - 1 \text{ si } T_0 \geq T_2$$

Dans le cas étudié :

$$T_0 = 0.767 \text{ s} > T_2 = 0.60 \text{ s}$$

Le moment résistant obtenu à partir du calcul de la section est :

$$M_{Rd} = 2374 \text{ kN.m}$$

Avec :

$$M_{Ed} = 1731.83 \text{ kN.m}$$

Ainsi :

$$\mu_\varphi = 2 \left(\frac{4.5}{1.25} \times \frac{1731.83}{2374} \right) - 1$$

$$\mu_\varphi = 4.252$$

V.3.7.6 Vérification de la condition de ductilité

Le membre de gauche de l'inégalité vaut :

$$\alpha\omega_{wd} = 0.518 \times 0.517 = 0.268$$

Le membre de droite vaut :

$$30 \times 4.252 \times (0.0694 + 0.145) \times \frac{500}{2 \times 10^5} \times \frac{0.25}{0.19} - 0.035 \\ = 0.055$$

Par conséquent :

$$0.268 > 0.055$$

La condition imposée par le RPA 2024 (Article 7.7.5) est donc satisfaite.

La vérification de la ductilité locale est vérifiée.

V.3.7.7 Vérification de la longueur confinée des éléments de rive

La position de l'axe neutre ultime est estimée par :

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{b_c l_w}{b_0} \\ x_u = (0.0694 + 0.145) \frac{0.25 \times 1.20}{0.19} \\ x_u = 0.339 \text{ m}$$

La déformation ultime du béton confiné est calculée conformément au RPA 2024 :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1\alpha\omega_{wd} \\ \varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.268 \\ \varepsilon_{cu,c} = 0.0303$$

La longueur comprimée des éléments de rive est alors :

$$l_{c,calc} = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right) \\ l_{c,calc} = 0.339 \left(1 - \frac{0.0035}{0.031}\right) \times 100 \\ l_{c,calc} = 30.03 \text{ cm}$$

La longueur adoptée est :

$$l_c = 45 \text{ cm}$$

Comme :

$$45 \text{ cm} > 30.03 \text{ cm}$$

La condition est satisfaite.

V.3.8 Ferrailage adopté du voile

Afin d'assurer une résistance suffisante aux sollicitations sismiques et gravitaires, le ferrailage longitudinal des éléments de rive est progressivement réduit avec l'élévation du bâtiment, conformément à la diminution des efforts normaux et des moments fléchissants.

L'espacement des armatures transversales de confinement est maintenu constant entre le rez-de-chaussée et le premier étage. À partir du deuxième étage, il est progressivement augmenté jusqu'à 10 cm, tout en respectant les prescriptions du RPA 2024 relatives au confinement des éléments de rive.

Niveau	N (kN)	Mcalcul (kN·m)	Ast (cm²)	Armatures adoptées
Base	2631.94	395.76	37.79	6HA20 + 4HA25 = 38.49
RDC	2439.81	381.28	35.45	6HA20 + 4HA25
Étage 1	2094.14	349.43	31.07	6HA20 + 4HA25
Étage 2	1714.18	322.41	26.49	4HA20 + 6HA18 = 27.83
Étage 3	1325.98	295.38	21.82	4HA20 + 6HA18
Étage 4	960.65	268.35	17.38	10HA16 = 20.11
Étage 5	634.66	241.33	13.17	10HA16
Étage 6	364.61	214.30	9.19	10HA14 = 15.39
Étage 7	325.24	187.28	8.11	10HA14
Étage 8	155.97	160.25	5.40	10HA12 = 11.31

Tableau V.11 : Ferrailage adopté pour le voile

V.4 Sollicitations de calcul et ferrailage des dalles

Le calcul du ferrailage des dalles est réalisé à partir des moments fléchissants maximaux obtenus dans les deux directions principales de la dalle. Les armatures nécessaires sont déterminées conformément aux règles du BAEL 91 modifié 99 relatives à la flexion simple des éléments en béton armé.

V.4.1 Ferrailage selon la direction X-X

Le tableau suivant présente les moments fléchissants de calcul ainsi que les sections d'acier requises et adoptées dans le sens longitudinal X-X.

Position	Moment (kN·m/m)	As calculée (cm ² /m)	Ferrailage adopté	As adoptée (cm ² /m)	As, min (cm ² /m)
En travée	77.971	11.61	8HA14	12.32	1.74
Sur appuis	-80.213	11.99	8HA14	12.32	1.74

Tableau VI.12 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles dans la direction X-X

V.4.2 Ferrailage selon la direction Y-Y

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus pour la direction transversale Y-Y.

Position	Moment (kN·m/m)	As calculée (cm ² /m)	Ferrailage adopté	As adoptée (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)
En travée	36.44	5.14	8HA14	12.32	1.74
Sur appuis	-81.214	12.15	8HA14	12.32	1.74

Tableau V.13 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles dans la direction Y-Y

V.4.3 Vérification de l'armature minimale

Conformément aux dispositions du BAEL 91 modifié 99, la section minimale des armatures de flexion est donnée par :

$$A_{s,min} = 0.23 \frac{f_{tj} b d}{f_e}$$

Avec :

- $f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$: résistance caractéristique à la traction du béton ;
- $b = 1.00 \text{ m}$: largeur de calcul ;
- $d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$: hauteur utile ;
- $f_e = 500 \text{ MPa}$: limite élastique de l'acier.

On obtient :

$$A_{s,min} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 1 \times 0.9 \times 0.20}{500} \times 10^4$$

$$A_{s,min} = 1.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Les sections d'armatures adoptées dans les deux directions sont largement supérieures à cette valeur minimale. La condition réglementaire est donc vérifiée.

V.4.4 Disposition des armatures

La disposition des armatures est réalisée conformément aux prescriptions de l'article A.7.2.4.2 du CBA93, qui limite l'espacement maximal entre deux barres d'une même nappe.

Pour une dalle d'épaisseur :

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

a) Direction X-X

L'espacement maximal admissible est :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(60; 33)$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Le ferrailage adopté comporte 8 barres réparties sur la largeur de la dalle, ce qui conduit à :

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Ainsi :

$$15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

La condition réglementaire est vérifiée.

b) Direction Y-Y

Selon le CBA93, l'espacement maximal est :

$$S_t \leq \min(4h; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(80; 40)$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

L'espacement adopté est :

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Ainsi :

$$15 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

La condition est également vérifiée.

Le ferrailage retenu, constitué de **HA14 espacés de 15 cm dans les deux directions**, assure une capacité résistante suffisante vis-à-vis des sollicitations maximales obtenues et garantit le respect des conditions minimales de sécurité et de service exigées par le RPA 2024 pour les structures en béton armé situées en zone sismique

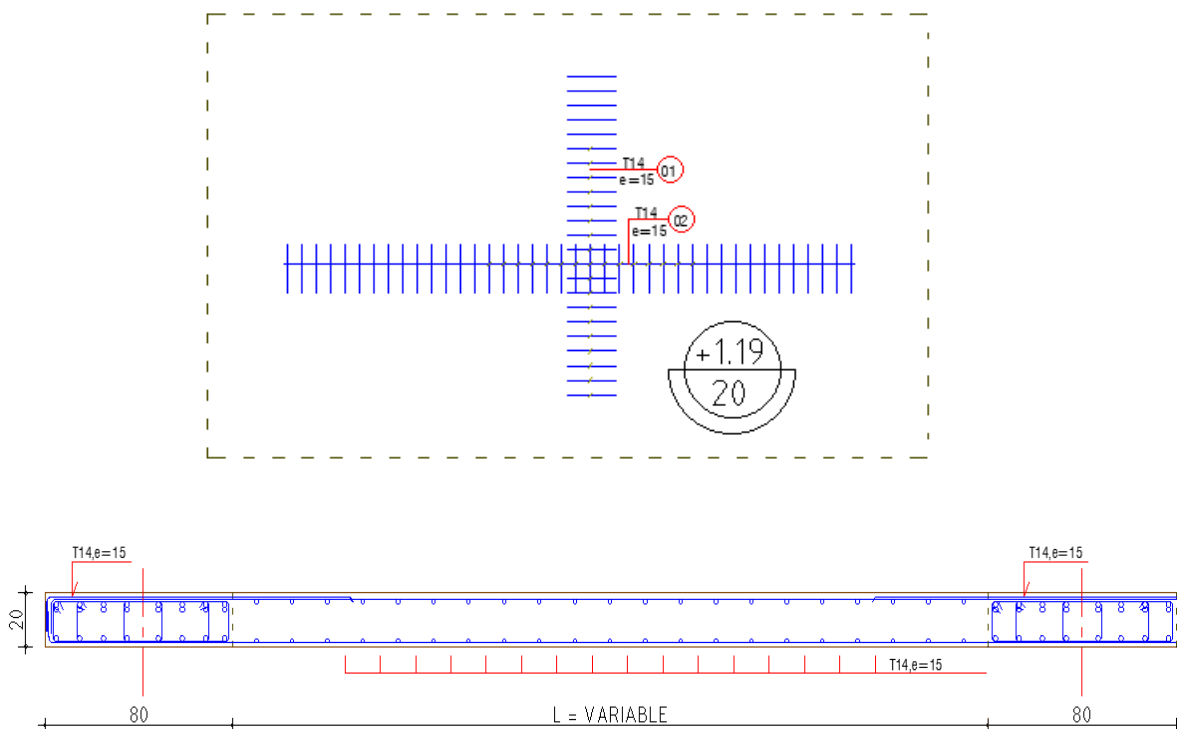


Figure V.9 : Schéma de ferrailage des dalles

V.6. Conclusion

L'étude réalisée dans ce chapitre a permis de réévaluer le dimensionnement des principaux éléments structuraux de l'ouvrage conformément aux dispositions du RPA 2024, du BAEL 91 modifié 99 et du CBA93, puis de comparer les résultats obtenus avec ceux issus du RPA 99/version 2003.

L'analyse a mis en évidence une augmentation significative des sollicitations sismiques résultant des nouvelles dispositions réglementaires, notamment l'évolution du zonage sismique, l'introduction du coefficient de site et la prise en compte plus rigoureuse de la ductilité et de la régularité structurelle.

Les poutres sont les éléments les plus affectés par ces modifications, avec des augmentations de sections d'armatures longitudinales pouvant dépasser 300 %. Les voiles présentent quant à eux une évolution plus modérée du volume d'acier, mais une redistribution importante du ferrailage vers les zones confinées, conformément à la nouvelle philosophie de conception du RPA 2024.

Les vérifications réalisées montrent que plusieurs éléments dimensionnés selon le RPA 99/version 2003 ne satisfont plus l'ensemble des exigences du RPA 2024. Des adaptations du ferrailage et, dans certains cas, des dimensions des éléments structuraux sont donc nécessaires afin de garantir la conformité réglementaire et d'assurer un comportement satisfaisant sous l'action sismique.

En conclusion, le RPA 2024 conduit à des structures plus sûres et plus ductiles, capables de mieux résister aux sollicitations sismiques sévères. Bien que cette évolution entraîne généralement une augmentation des quantités de matériaux mises en œuvre, elle permet d'améliorer significativement le niveau de sécurité et la fiabilité des constructions en béton armé.



Chapitre VI : Étude paramétrique sur les déformations différées



VI.1 Introduction

Le comportement en service des structures en béton armé constitue un aspect fondamental de la conception structurale, particulièrement pour les éléments plans tels que les dalles pleines (*flat slabs*). Parmi les critères de serviceabilité, le contrôle des déformations occupe une place essentielle, car des flèches excessives peuvent compromettre l'intégrité des éléments non structuraux, altérer l'aspect esthétique de l'ouvrage et affecter le confort des usagers. Les prescriptions de l'ACI 318 accordent ainsi une importance particulière à la limitation des déformations afin d'assurer un comportement satisfaisant des structures tout au long de leur durée de vie [1].

Les déformations des structures en béton armé peuvent être classées en deux catégories principales : les déformations immédiates et les déformations différées ou à long terme. Les déformations immédiates apparaissent directement après l'application des charges et sont généralement évaluées à partir des méthodes classiques de l'analyse élastique. En revanche, les déformations différées résultent de phénomènes dépendant du temps, principalement le fluage et le retrait du béton, dont l'influence devient particulièrement importante sous l'action prolongée des charges permanentes et des charges soutenues [1,2].

Selon l'ACI 318-14, l'évaluation des flèches doit tenir compte du niveau de fissuration des sections ainsi que de la rigidité effective des éléments structuraux [1]. Pour les sections fissurées, l'utilisation du moment d'inertie effectif proposé par Branson permet de représenter la transition entre le comportement non fissuré et fissuré des éléments en béton armé [3]. De plus, les recommandations de l'ACI Committee 435 fournissent des méthodes complémentaires permettant d'estimer séparément les effets du fluage et du retrait sur les déformations à long terme [2].

Dans ce contexte, le présent chapitre vise à étudier le comportement en flexion des dalles plates à court et à long terme conformément aux prescriptions de l'ACI 318. Après une présentation des méthodes théoriques de calcul des flèches, une analyse numérique est réalisée à l'aide du logiciel ETABS afin d'évaluer l'influence des principaux paramètres structuraux sur les déformations différées. Une étude paramétrique est ensuite menée afin d'identifier les variables les plus influentes et de proposer des orientations de conception permettant un meilleur contrôle des flèches des *flat slabs*.

VI.2 Calcul de la flèche selon l'ACI 318

L'évaluation des flèches des structures en béton armé constitue une étape essentielle de la vérification des états limites de service. L'ACI 318-14 propose des méthodes simplifiées et analytiques permettant d'estimer les déformations immédiates et différées en tenant compte du comportement fissuré du béton ainsi que des effets du fluage et du retrait [1]. Ces méthodes sont complétées par les recommandations de l'ACI 435R-95 relatives au comportement différé des structures en béton [2].

VI.2.1 Charges appliquées

L'évaluation des déformations nécessite la prise en compte des différentes actions appliquées sur la structure. Conformément aux recommandations de l'ACI 318, les charges considérées sont les suivantes [1] :

- **Poids propre (SW – Self Weight)** : charge résultant du poids propre des éléments structuraux ;
- **Charges permanentes additionnelles (SDL – Superimposed Dead Load)** : charges fixes telles que revêtements, cloisons ou équipements permanents ;
- **Charges d'exploitation (LL – Live Load)** : charges variables liées à l'utilisation de l'ouvrage.

Les charges d'exploitation peuvent être subdivisées en deux composantes :

Surcharge soutenue (LL_{sus})

La surcharge soutenue correspond à la fraction des charges d'exploitation appliquée pendant une longue durée et susceptible de contribuer au développement du fluage.

$$LL_{sus} = \psi LL$$

Où :

ψ : fraction soutenue de la surcharge totale.

Selon l'ACI 318, cette fraction varie généralement entre 10 % et 25 % des charges d'exploitation totales [1].

Surcharge non soutenue (LL_{unsus})

La surcharge non soutenue représente la partie des charges d'exploitation appliquée temporairement :

$$LL_{unsus} = LL - LL_{sus}$$

Cette distinction est essentielle pour l'évaluation des déformations différées dues au fluage.

VI.2.2 Cas de charges considérés pour le calcul des flèches

Conformément aux recommandations de l'ACI 318, plusieurs combinaisons de charges sont utilisées pour l'évaluation des déformations [1] :

Charges permanentes (DL)

Les charges permanentes comprennent :

$$DL = SW + SDL$$

Charges soutenues (SUS)

Les charges soutenues responsables du fluage sont données par :

$$SUS = DL + \psi LL$$

Charges totales (TOT)

Les charges totales utilisées pour l'évaluation des flèches instantanées s'écrivent :

$$TOT = DL + LL$$

Ces combinaisons permettent de distinguer les effets immédiats des effets différés.

VI.2.3 Types de déflexions

Les structures en béton armé présentent généralement trois types principaux de déflexions [1,3].

A) Déflexion élastique

La déflexion élastique correspond à la déformation calculée sous l'hypothèse d'un comportement linéaire et d'une section non fissurée. Cette approche est adaptée aux faibles niveaux de chargement.

B) Déflexion fissurée immédiate

Lorsque les contraintes de traction dépassent la résistance du béton, des fissures apparaissent dans la zone tendue, entraînant une diminution de la rigidité flexionnelle de la section. La déflexion immédiate doit alors être évaluée en tenant compte de la fissuration.

C) Déflexion fissurée à long terme

La déflexion à long terme inclut les déformations supplémentaires liées aux phénomènes différés du béton, principalement :

- le fluage ;
- le retrait ;
- la durée d'application des charges.

Ces effets peuvent représenter une part importante de la flèche totale des éléments structuraux [2].

VI.2.4 Moment d'inertie effectif

L'apparition des fissures modifie considérablement la rigidité des éléments en béton armé. Après fissuration, la zone tendue du béton ne participe plus efficacement à la résistance, tandis que l'acier d'armature continue à reprendre les efforts de traction.

Afin de représenter ce comportement intermédiaire entre section fissurée et non fissurée, l'ACI 318 adopte l'expression du moment d'inertie effectif proposée par Branson [1,3].

Lorsque :

$$M_a \leq M_{cr}$$

La section est considérée comme non fissurée :

$$I_e = I_g$$

Lorsque :

$$M_a > M_{cr}$$

Le moment d'inertie effectif est donné par la formule de Branson :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr}$$

Où :

- I_e : moment d'inertie effectif ;
- I_{cr} : moment d'inertie de la section fissurée transformée ;
- I_g : moment d'inertie brut de la section ;
- M_a : moment maximal sous charges de service ;
- M_{cr} : moment de fissuration.

Cette formulation permet une transition progressive entre les deux états de comportement et constitue l'une des méthodes les plus utilisées pour l'évaluation des flèches des éléments fissurés [3].

VI.2.5 Flèches immédiates (Δ_i)

Les flèches immédiates correspondent aux déformations qui apparaissent dès l'application des charges sur la structure. Leur évaluation repose sur les principes classiques de la résistance des matériaux en considérant la rigidité effective de l'élément structural. Selon l'ACI 318-14, l'utilisation du moment d'inertie effectif permet de prendre en compte l'influence de la fissuration sur la rigidité en flexion des éléments en béton armé [1].

a) Cas des poutres simples, consoles et poutres continues sous charge uniformément répartie

Pour les cas courants de chargement uniforme, les flèches immédiates peuvent être évaluées à partir des expressions classiques de l'analyse élastique [1,3].

La relation générale s'écrit :

$$\Delta_i = \alpha \frac{wL^4}{E_c I_e}$$

Où :

- Δ_i : flèche immédiate ;
- w : charge uniformément répartie ;
- L : portée de l'élément ;
- E_c : module d'élasticité du béton ;
- I_e : moment d'inertie effectif ;
- α : coefficient dépendant des conditions d'appui et du type de chargement.

Les principales expressions utilisées sont les suivantes :

Poutre simplement appuyée

Sous charge uniformément répartie :

$$\Delta_i = \frac{5wL^4}{384E_c I_e}$$

Console

Pour un porte-à-faux soumis à une charge uniformément répartie :

$$\Delta_i = \frac{wL^4}{8E_c I_e}$$

Poutres continues

Dans le cas des poutres continues, la flèche dépend de la répartition des moments et des conditions d'appui. Des coefficients adaptés sont alors employés selon les recommandations de l'ACI et les méthodes classiques de calcul [1].

Ces formulations permettent une estimation satisfaisante des déformations instantanées tant que le comportement demeure principalement élastique.

b) Cas généraux

Pour les configurations structurales complexes, notamment lorsque :

- La géométrie varie le long de la portée ;
- Plusieurs travées interagissent ;
- La fissuration est non uniforme ;
- Ou lorsque le système structural présente un comportement tridimensionnel,

Les méthodes analytiques simplifiées deviennent insuffisantes.

Dans ces situations, les déformations sont généralement évaluées à l'aide :

- De méthodes analytiques avancées ;
- Ou de logiciels de calcul numérique utilisant la méthode des éléments finis (*Finite Element Method – FEM*) [4].

Cette approche permet une représentation plus réaliste de la rigidité globale de la structure et de la redistribution des efforts.

- **Calcul selon les combinaisons de charges**

Conformément à l'ACI 318, les flèches immédiates doivent être évaluées pour différentes combinaisons de charges afin de distinguer les effets instantanés des effets différés [1].

Les principales vérifications sont réalisées pour :

Charges permanentes Δ_{DL}

$$DL = SW + SDL$$

Charges soutenues Δ_{SUS}

$$DL + \psi LL$$

Charges totales Δ_{TOT}

$$DL + LL$$

VI.2.6 Flèches à long terme

Contrairement aux flèches immédiates, les flèches à long terme évoluent progressivement sous l'effet des propriétés rhéologiques du béton. Ces déformations supplémentaires résultent principalement :

- Du fluage ;
- Du retrait ;
- De la durée d'application des charges.

Le béton étant un matériau viscoélastique, sa déformation augmente avec le temps sous une contrainte constante. Ainsi, les flèches différées peuvent devenir largement supérieures aux flèches instantanées et doivent être évaluées avec attention lors des vérifications de serviceabilité [2,4].

L'ACI propose principalement deux approches pour l'évaluation des déformations à long terme.

VI.2.6.1 Méthode 1 : Multiplicateur à long terme selon l'ACI 318

L'ACI 318 adopte une approche simplifiée fondée sur l'utilisation d'un multiplicateur permettant d'estimer la déformation additionnelle due au fluage et au retrait [1].

Cette méthode repose sur l'hypothèse que la déformation différée peut être obtenue à partir de la flèche immédiate produite par la charge soutenue.

La déformation supplémentaire est donnée par :

$$\Delta_{LT} = \lambda_{\Delta} \Delta_i$$

Où :

- Δ_{LT} : flèche supplémentaire à long terme ;
- Δ_i : flèche immédiate due aux charges soutenues ;
- λ_{Δ} : multiplicateur de long terme.

Selon l'ACI, ce multiplicateur dépend :

- Du temps ;
- Du taux d'armatures comprimées ;
- Des conditions de chargement [1].

Le multiplicateur est défini par :

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Où :

- ρ' : taux d'armatures comprimées ;
- ξ : facteur dépendant du temps.

Les valeurs recommandées pour ξ sont présentées dans le tableau suivant.

Temps	ξ
3 mois	1.0
6 mois	1.2
12 mois	1.4
5 ans ou plus	2.0

Tableau VI.1 : Valeurs du facteur ξ en fonction du temps [1]

Cette approche simplifiée est largement utilisée pour les vérifications courantes des dalles et poutres à sens unique [1].

D'autres valeurs de ζ pour une période inférieure à 5 ans (à partir de la Figure VI.1)



Figures VI.1 : Multiplicateurs pour les déformations à long terme [19]

VI.2.6.2 Méthode 2 : Méthode modifiée du Comité ACI 435

Lorsque l'objectif est d'évaluer séparément les effets du fluage et du retrait, l'ACI Comité 435 recommande une méthode plus détaillée [2].

Cette approche distingue explicitement les deux mécanismes responsables des déformations différées.

$$\Delta_{LT} = \Delta_{cr} + \Delta_{sh}$$

1. Flèche due au fluage Δ_{cr}

Le fluage correspond à l'augmentation progressive de la déformation sous une contrainte maintenue.

La composante de flèche due au fluage peut être exprimée sous la forme :

$$\Delta_{cr} = \phi(t)\Delta_i$$

Où :

- Δ_{cr} : flèche due au fluage ;
- $\phi(t)$: coefficient de fluage au temps t ;
- Δ_i : flèche immédiate.

Le coefficient de fluage dépend :

- De l'âge du béton lors du chargement ;
- De l'humidité relative ;

- Des dimensions de l'élément ;
- Des caractéristiques du béton [2].

L'ACI 435R-95 introduit des facteurs correctifs permettant d'ajuster le coefficient de fluage pour des conditions non standards.

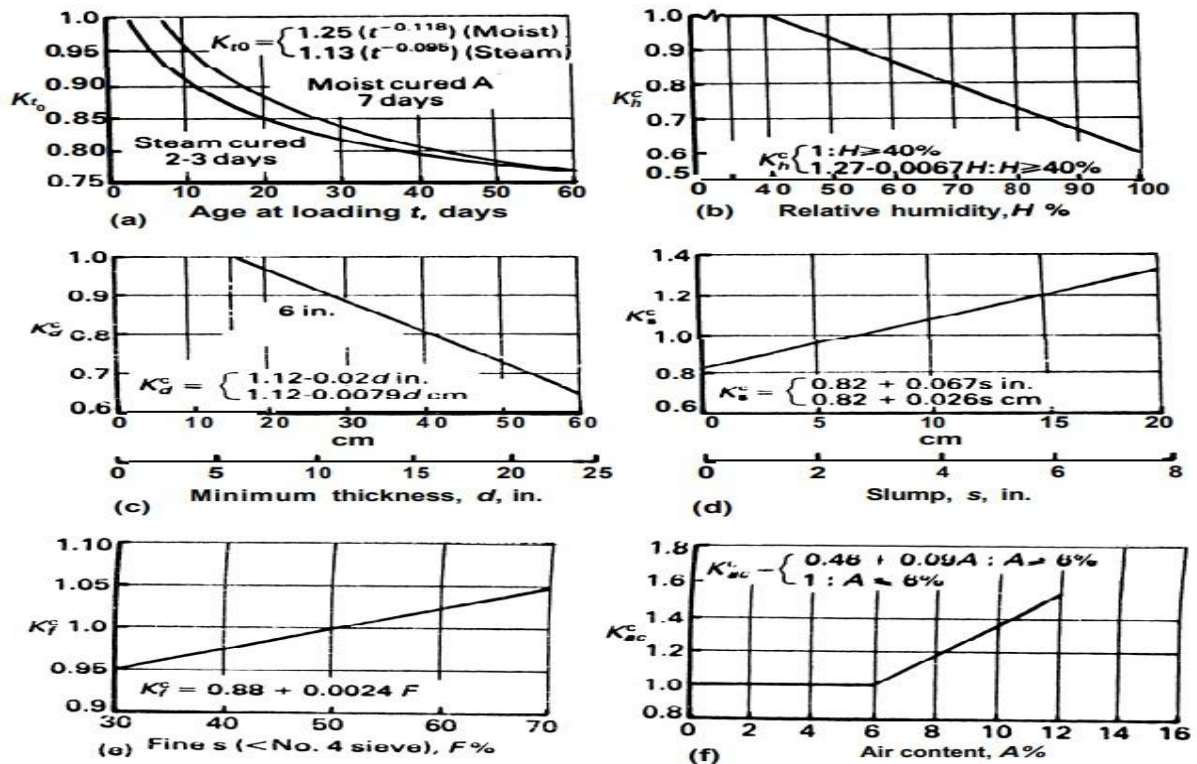


Figure VI.2 : Facteurs de correction du fluage pour des conditions non standard (ACI435R-95) [2]

Les conditions standards retenues par l'ACI sont résumées ci-dessous.

Paramètre	Condition standard
Humidité relative	40 %
Âge du béton au chargement	3 jours (vapeur) ou 7 jours (cure humide)
Dimension minimale	6 pouces
Affaissement	3 pouces
Granulats fins	50 %
Teneur en air	6 %

Tableau VI.2 : Conditions standards influençant le fluage selon l'ACI 435R-95 [2]

Ces paramètres influencent directement l'amplitude des déformations différées.

2. Flèche due au retrait Δ_{sh}

Le retrait du béton constitue une seconde source importante de déformation différée. Contrairement au fluage, il peut se développer même en absence de chargement extérieur.

$$\Delta_{sh} = K_{sh} \cdot \varphi_{sh} \cdot L^2$$

Coefficient K_{sh}

- 0,125 : poutre simple
- 0,50 : porte-à-faux
- 0,09 : travée avec une extrémité continue
- 0,08 : deux travées continues
- 0,07 : deux extrémités continues

Selon l'ACI 435R-95, la courbure de retrait s'écrit [2] :

$$\varphi_{sh} = k \frac{\varepsilon_{sh}}{h}$$

Où :

- φ_{sh} : courbure de retrait ;
- k : coefficient dépendant des conditions structurales ;
- h : hauteur de la section ;
- ε_{sh} : déformation de retrait.

La déformation de retrait dépend principalement :

- Du temps ;
- Des conditions de cure ;
- Des conditions environnementales ;
- Des propriétés du béton [2].

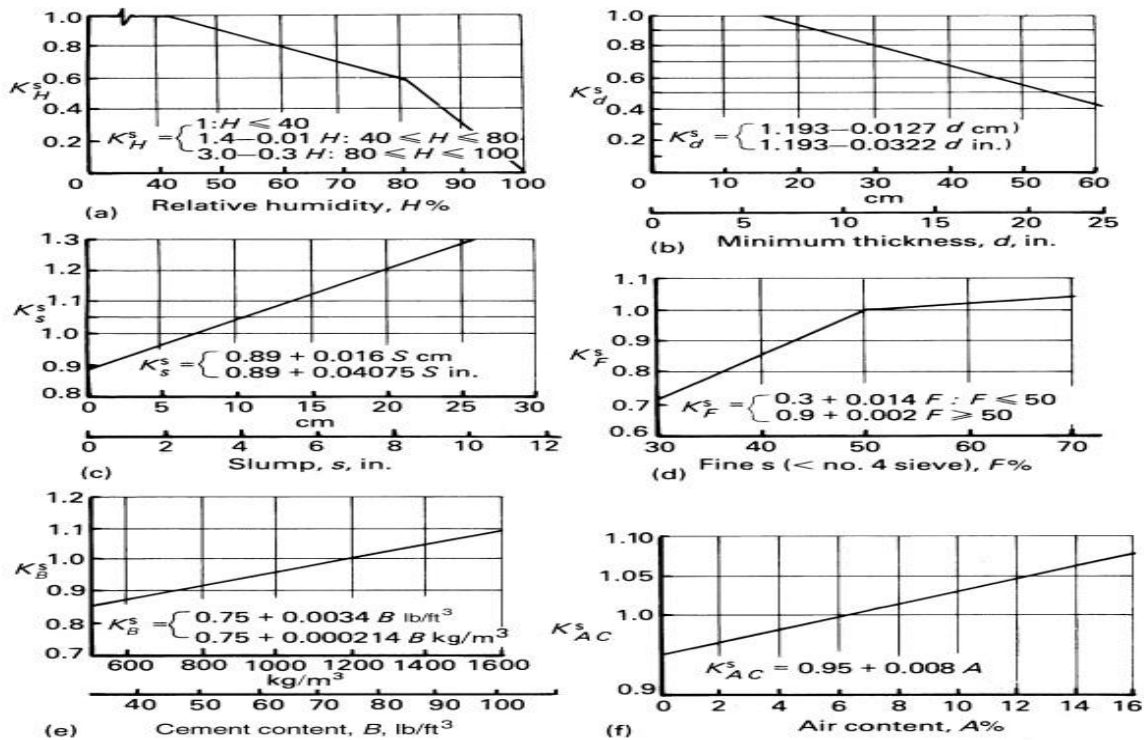
Les coefficients correctifs proposés par l'ACI 435 permettent de représenter l'influence de conditions non standards sur le retrait et sur la flèche totale à long terme.

Déformation de retrait ultime

$$\xi_{shu} = 780 \times 10^{-6} \cdot \gamma_s$$

ξ_{shu} : déformation de retrait ultime

γ_s : facteur de correction de retrait



Figures VI.3 : Facteurs de correction du retrait pour des conditions non standard (ACI435R-95) [2]

Remarque

La procédure présentée précédemment s'applique principalement aux dalles et poutres à sens unique.

Si :

dalles à double sens → la même procédure peut être appliquée en considérant :

- Les bandes de poteaux
- Les bandes médianes

Cette approche est détaillée dans le document ACI 435R-95.

De nos jours, l'utilisation des logiciels de calcul basés sur la méthode des éléments finis (FEM) permet d'évaluer les déflexions :

- Plus rapidement
- Avec une meilleure précision

VI.3 Techniques de conception pour contrôler la déflexion

Plusieurs solutions peuvent être adoptées dès la phase de conception afin de limiter les flèches :

Augmentation de l'épaisseur de la section

- Augmente l'inertie de l'élément
- Réduit les effets du fluage C_u et du retrait ξ_{sh}

Augmentation de la largeur de la section

- Augmente l'inertie
- Effet moins significatif que l'augmentation de la hauteur

Ajout d'armatures de compression

- Réduit la déformation incrémentielle
- Diminue la déflexion totale (effet modéré)

Ajout d'armatures de traction

- Augmente le moment d'inertie effectif
- Réduit tous les types de flèches

Application de la précontrainte

- Introduit une contre-flèche
- Améliore significativement le comportement en service

Modification de la géométrie structurale

- Réduction des portées (ajout de poteaux)
- Création de systèmes bidirectionnels (ajout de poutres secondaires)
- Augmentation de la rigidité des appuis

VI.4 Calcul des flèches à l'aide du logiciel ETABS (avec exemple résolu)

L'évaluation des flèches des structures en béton armé à l'aide du logiciel ETABS repose sur une modélisation numérique intégrant les effets de la fissuration, du fluage et du retrait du béton. La procédure d'analyse implémentée dans ETABS s'appuie principalement sur l'approche développée par Ghali, Favre et Elbadry dans l'ouvrage *Concrete Structures : Stresses and Deformations* [4]. Cette approche permet une estimation plus réaliste des déformations différées en tenant compte du comportement évolutif du béton sous charges soutenues.

L'approche de Ghali-Favre est également mentionnée dans le document ACI 435R-95 comme une méthode complémentaire aux approches simplifiées proposées par l'ACI pour le calcul des flèches à long terme [2]. Parmi les méthodes présentées dans l'ACI, la méthode 2 présente une plus grande similitude avec l'approche Ghali-Favre, puisqu'elle distingue explicitement les contributions respectives du fluage et du retrait, contrairement à la méthode 1 fondée sur l'utilisation d'un multiplicateur global des déformations différées [2,4].

VI.4.1 Cas de charges considérés dans ETABS

Le calcul des déformations dans ETABS repose sur trois cas d'analyse permettant de représenter successivement le comportement immédiat et différé des éléments en béton armé.

- **Cas 1 : Analyse fissurée à court terme sous charges totales**

Le premier cas correspond à l'analyse des sections fissurées soumises aux charges de service à court terme. Cette analyse est réalisée en utilisant le module d'élasticité instantané du béton et la combinaison de charges :

$$DL + LL$$

Avec : $\psi = 0$

Cette étape permet de déterminer la déformation immédiate totale résultant des charges appliquées à court terme [4].

- **Cas 2 : Analyse fissurée sous charges soutenues**

Le deuxième cas représente l'analyse des sections fissurées soumises aux charges permanentes ainsi qu'à la partie soutenue des charges d'exploitation, toujours avec le module d'élasticité instantané du béton. La combinaison considérée est :

$$DL + \psi LL$$

Avec : $\psi = 0,25$

Cette valeur correspond généralement à l'hypothèse selon laquelle 25 % des charges d'exploitation sont soutenues dans le temps.

Ce cas permet d'évaluer la part des déformations susceptibles d'évoluer ultérieurement sous l'effet du fluage [2,4].

- **Cas 3 : Analyse fissurée à long terme**

Le troisième cas correspond à l'analyse des sections fissurées à long terme, en intégrant explicitement les effets différés du béton, notamment le fluage et le retrait. Cette analyse est réalisée sous la combinaison :

$$DL + \psi LL$$

Avec : $\psi = 0,25$

Mais en utilisant cette fois un module d'élasticité effectif à long terme, permettant de représenter la diminution progressive de la rigidité du béton sous charges soutenues [2,4].

Cette analyse fournit ainsi la déformation totale différée associée aux phénomènes rhéologiques du béton.

VI.4.2 Combinaison des déflexions

Selon la procédure adoptée dans ETABS, la déflexion totale à long terme est obtenue par combinaison linéaire des trois cas précédemment définis :

$$\Delta_{LT} = Cas\ 3 + (Cas\ 1 - Cas\ 2)$$

Où :

Δ_{LT} : Représente la déflexion totale à long terme.

Load Case Data

General

Load Case Name: LCase1

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1
Load Pattern	Q terrasse inacc	1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Floor Cracking Analysis: Cracked (Short Term)

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

OK Cancel

Figure VI.4 : Cas 1 : DL + LL

Load Case Data

General

Load Case Name: LCase2

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1
Load Pattern	Q terrasse inacc	0.25

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Floor Cracking Analysis: Cracked (Short Term)

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

OK Cancel

Figure VI.5 : Cas 2 : DL + 0.25 · LL

Load Case Data

General

Load Case Name: LCase3

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1
Load Pattern	Q terrasse inacc	0.25

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Floor Cracking Analysis: Cracked (Long Term)

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

OK Cancel

Figures VI.6 : Cas 3 : DL + 0.25 · LL

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: CRACK

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
LCase1	1
LCase2	-1
LCase3	1

OK Cancel

Figures VI.7 : La combinaison de la déflexion

Le modèle structural étudié est constitué de poutres et de dalles en béton armé, dont le ferrailage a été déterminé et présenté dans le chapitre précédent. Ces armatures ont été dimensionnées de manière à assurer la résistance de la structure aux sollicitations appliquées, tout en prenant en considération les effets différés du béton, notamment le retrait et le fluage, susceptibles d'influencer significativement le comportement en service à long terme.

Les principales caractéristiques du modèle retenu sont résumées comme suit :

- **Épaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle en béton armé est fixée à :

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

- **Résistance du béton :**

Le béton utilisé présente une résistance caractéristique à la compression égale à :

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

- **Taux de ferrailage :**

Le taux d'armatures adopté pour les dalles est défini par :

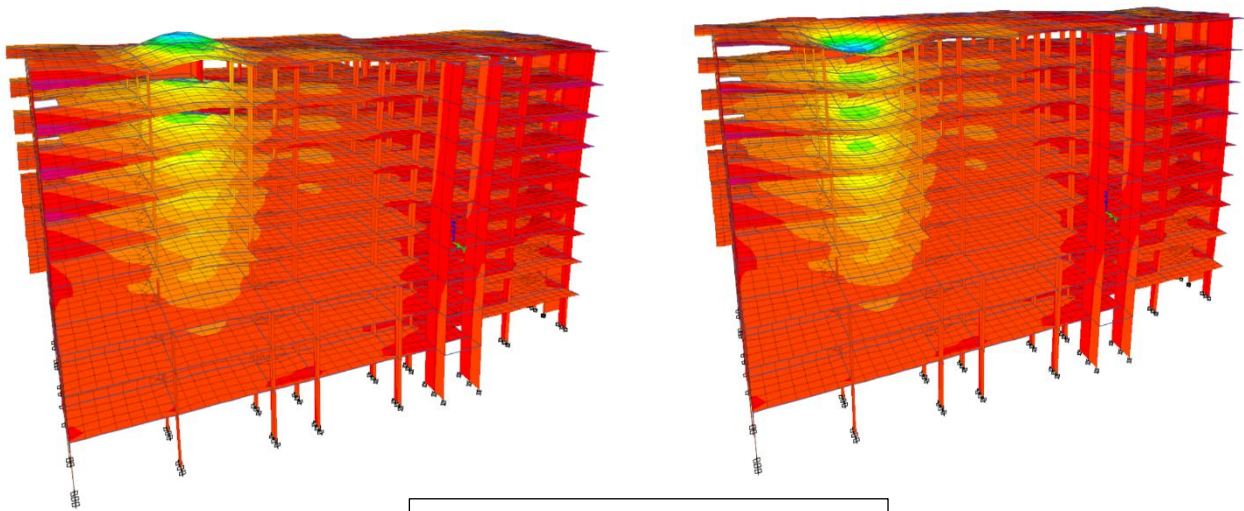
$$\rho_s = \rho'_s = 0,0054$$

Soit :

$$\rho_s = \rho'_s = 0,54\%$$

Ce pourcentage d'armatures a été choisi afin d'assurer le contrôle de la fissuration et de contribuer à la limitation des effets du retrait et du fluage, tout en garantissant la résistance des dalles sous les charges soutenues et les sollicitations de long terme conformément aux exigences de serviceabilité [1,2].

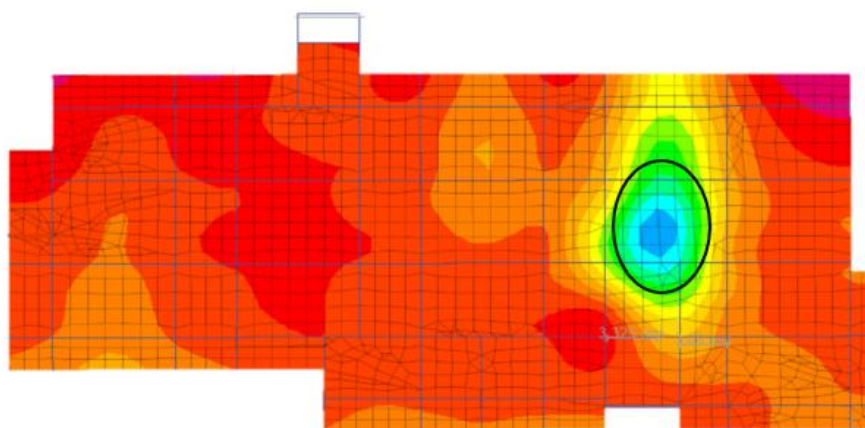
Dans le cadre de cette étude, l'évaluation des déformations est réalisée à une échéance de 5000 jours après l'application des charges. Cette durée permet d'apprécier de manière représentative l'influence des phénomènes différés du béton sur le comportement structural, en particulier les effets cumulés du fluage et du retrait sur l'évolution des flèches [2,4].



Figures VI.8 : la zone d'étude en 3D

Les résultats obtenus à l'issue de cette analyse numérique sont présentés dans la figure suivante, illustrant la distribution des déflexions au sein de la structure après 5000 jours de chargement. La figure ci-dessous illustre la zone d'étude sélectionnée au sein de la structure, correspondant au plancher terrasse localisé au niveau le plus sollicité du bâtiment. Le choix de cette zone se justifie par l'importance des charges permanentes qui y sont appliquées, notamment le poids propre, les charges superposées permanentes et les effets cumulés des sollicitations soutenues. Ces conditions de chargement en font une région particulièrement représentative pour l'évaluation du comportement en service et l'analyse des déformations différées.

L'analyse numérique réalisée à l'aide du logiciel ETABS, intégrant les effets du fluage et du **retrait du béton**, permet d'obtenir la distribution des déflexions après une durée de **5000 jours** de chargement. Les résultats correspondants sont présentés dans la figure suivante.



Figures VI.9 : Valeurs de déflexion de la structure après 5000 jours de chargement.

Remarque

La zone mise en évidence sur la figure est identifiée comme la région la plus critique en termes de déflexion, présentant les valeurs maximales de flèche au sein du modèle étudié. En raison de son niveau élevé de sollicitation et de sa sensibilité aux effets différés du béton, cette zone fera l'objet d'une analyse approfondie dans la section suivante consacrée à l'étude paramétrique des dalles pleines. Cette étude est menée sur un panneau de dalle de référence de dimensions $8\text{m} \times 5.4\text{m}$ et d'une épaisseur de 20 cm, correspondant à la zone critique identifiée. Par conséquent, cette région est retenue comme zone d'étude de référence pour l'ensemble des investigations paramétriques développées dans ce chapitre..

VI.5 Étude paramétrique des dalles plates

L'étude paramétrique vise à analyser l'influence de certains paramètres structuraux et mécaniques sur le comportement en service des dalles pleines (*flat slabs*), notamment en termes de déformations instantanées et différées.

Les analyses numériques sont réalisées à l'aide du logiciel ETABS, en tenant compte des effets de la fissuration, du fluage et du retrait du béton conformément aux recommandations de l'ACI [1,2] et à l'approche de Ghali-Favre [4].

Les paramètres étudiés sont :

- L'épaisseur de la dalle ;
- La résistance du béton ;
- Le taux de ferrailage ;
- La largeur des poutres plates.

L'objectif est d'évaluer l'influence de ces paramètres sur les flèches à court et à long terme afin d'identifier les configurations offrant un meilleur comportement en service et un contrôle efficace des déformations.

Les résultats obtenus permettront de formuler des recommandations pour une conception plus performante et durable des structures en béton armé.

VI.5.1 Distribution des moments au niveau des dalles

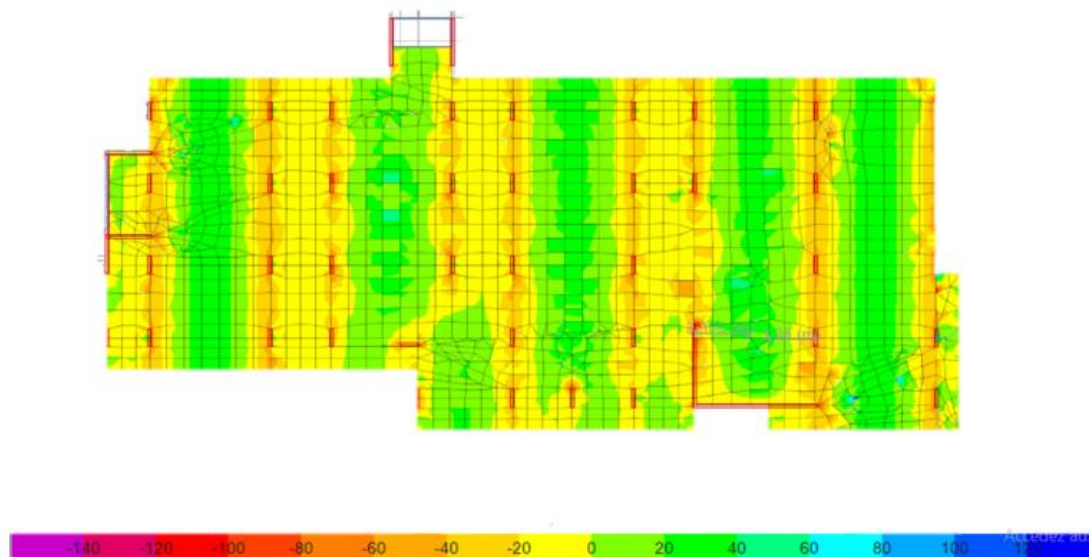
Avant l'analyse des flèches, une étude de la distribution des moments fléchissants est réalisée afin d'évaluer l'influence des poutres plates sur la répartition des efforts.

Les figures suivantes présentent les distributions des moments selon les directions **X-X** et **Y-Y** à l'état limite ultime (ELU) pour deux configurations :

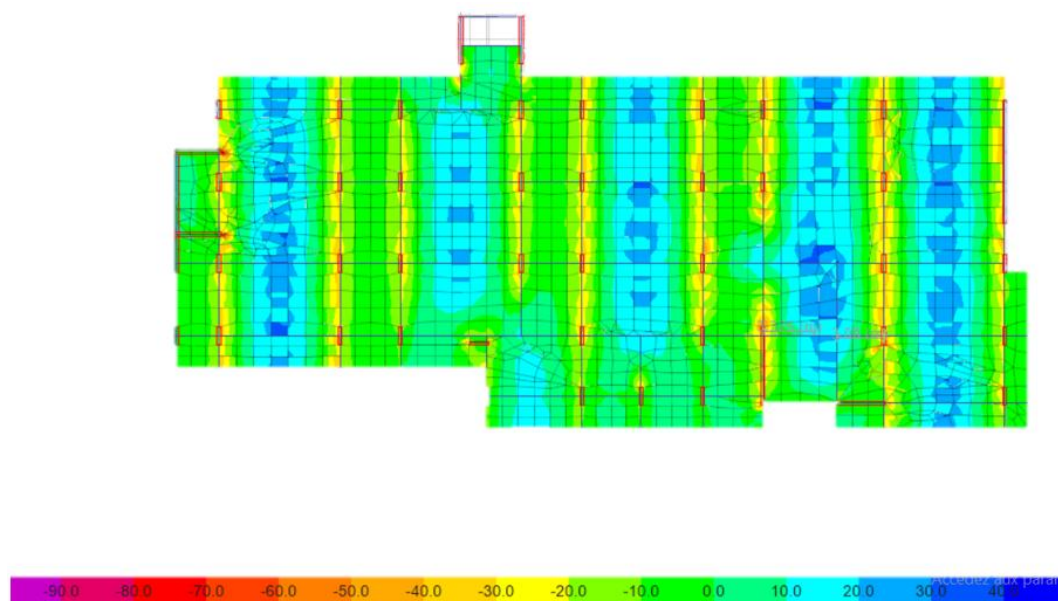
- **Dalles sans poutres plates ;**
- **Dalles avec poutres plates de largeur 200 cm.**

Cette comparaison permet d'apprécier l'effet des poutres plates sur la rigidité globale du système et sur la redistribution des moments dans la dalle.

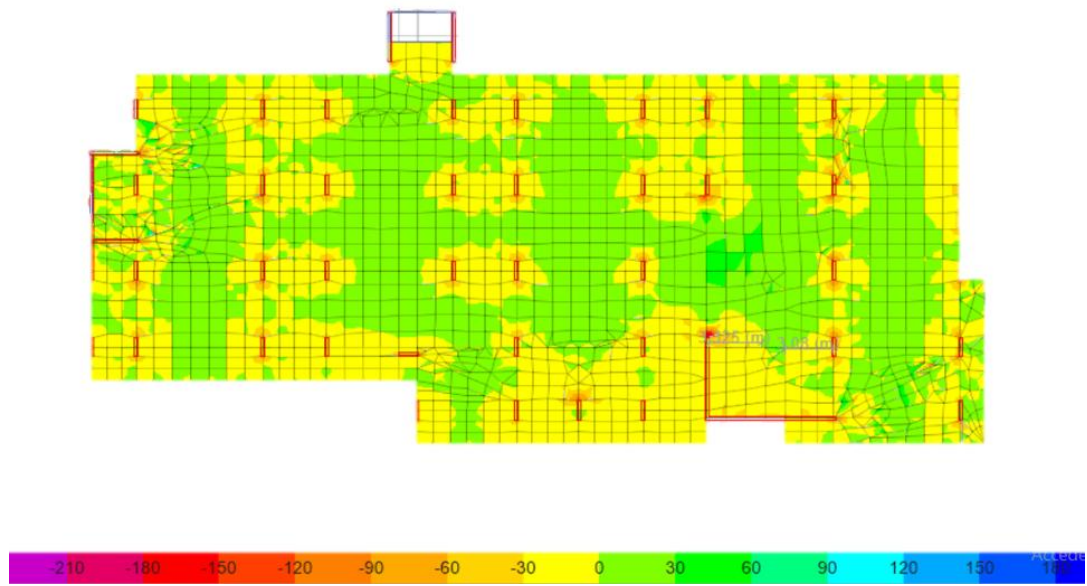
Direction X-X :



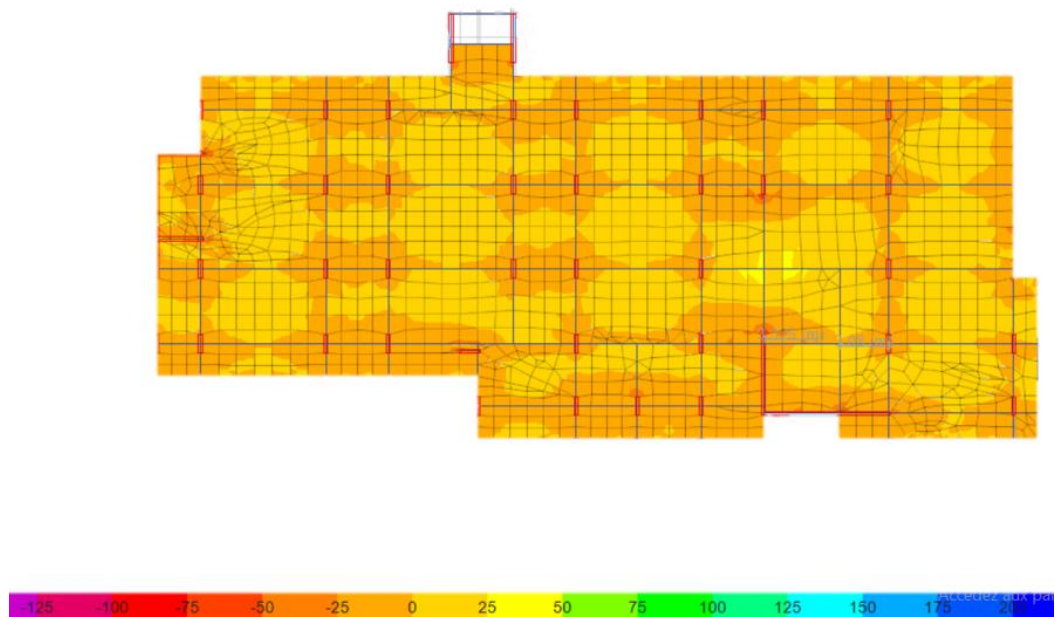
Figures VI.10 : Distribution des moments selon la direction X-X sans poutres.



Figures VI.11 : Distribution des moments selon la direction X-X avec poutres.

Direction Y-Y :

Figures VI.12 : Distribution des moments selon la direction Y-Y sans poutres.



Figures VI.13 : Distribution des moments selon la direction Y-Y avec poutres.

VI.5.2 Section 1 : Influence de la largeur des poutres et du taux de ferrailage des dalles sur les flèches différées

Dans cette section, le taux de ferrailage des poutres est maintenu constant à :

$$\rho = 0.01$$

Avec une hauteur de poutre fixe :

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

L'étude vise à analyser l'influence de la largeur des poutres plates ainsi que du taux de ferrailage des dalles sur l'évolution des flèches différées au cours du temps, en tenant compte des effets du fluage du béton conformément aux prescriptions de l'ACI 318 [1].

- **Poutres (40 × 20) cm :**

Dans un premier cas, des poutres de section (40 × 20) cm sont considérées, avec un taux de ferrailage des poutres :

$$\rho = 0.01$$

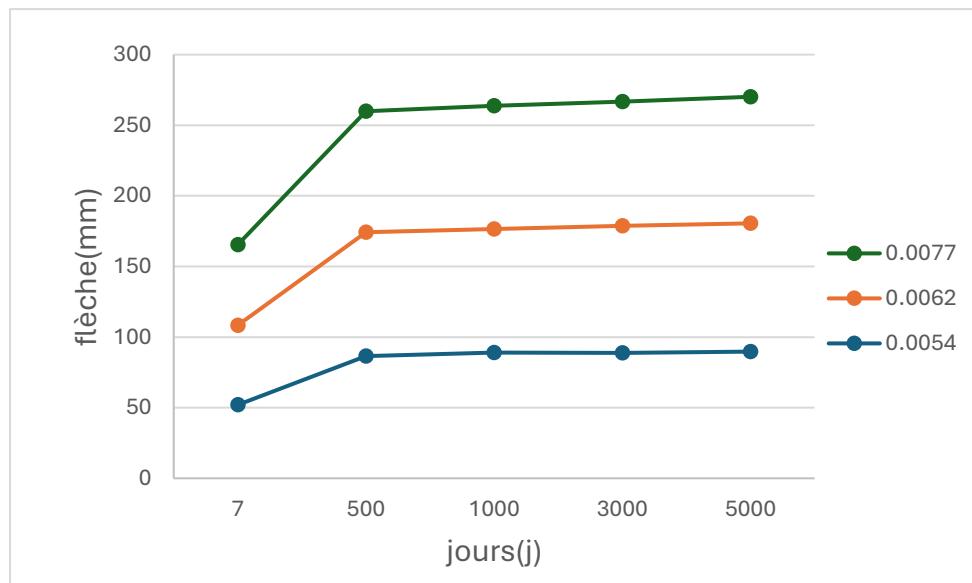
Correspondant à une section d'armatures :

$$A_s = 800 \text{ mm}^2$$

Les résultats obtenus pour différents taux de ferrailage des dalles et pour plusieurs échéances temporelles sont présentés dans le tableau suivant.

Temps (jours)	$\rho_s = 0.0054$	$\rho_s = 0.0062$	$\rho_s = 0.0077$
7	52.027	56.342	57.088
500	86.511	87.689	85.726
1000	89.002	87.392	87.433
3000	88.876	89.907	87.835
5000	89.706	90.818	89.621

Tableau VI.3 : Valeurs de déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour des poutres de section (40 × 20) cm.



Figures VI.14 : Déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps (jours) pour des poutres plates de largeur 40 cm.

Interprétation

Les résultats montrent que l'augmentation du taux de ferrailage des dalles entraîne une variation très limitée des flèches différées, de l'ordre de 1,3 %. Cette faible influence indique que la rigidité globale du système demeure principalement gouvernée par les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments structuraux.

Conformément aux recommandations de l'ACI 318 [1], les armatures des dalles contribuent principalement au contrôle de la fissuration et à l'amélioration de la ductilité, sans modifier de manière significative la rigidité globale ni le comportement différé à long terme.

- **Poutres (80 × 20) cm :**

Pour poursuivre l'analyse, une seconde configuration est étudiée correspondant à des poutres de section (80 × 20) cm, avec un taux de ferrailage des poutres maintenu constant :

$$\rho = 0.01$$

Et une section d'armatures :

$$A_s = 1600 \text{ mm}^2$$

Les valeurs des déflexions obtenues pour différents taux de ferrailage des dalles et pour plusieurs échéances temporelles sont présentées dans le tableau suivant.

Temps (jours)	$\rho_s = 0.0054$	$\rho_s = 0.0062$	$\rho_s = 0.0077$
7	51.027	56.454	55.160
500	80.291	81.620	80.280
1000	82.888	84.236	82.200
3000	86.156	84.548	83.684
5000	86.049	84.435	84.229

Tableau VI.4 : Valeurs de déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour des poutres plates de section (80 × 20) cm.

Interprétation

Les résultats indiquent qu'une augmentation du taux de ferrailage des dalles entraîne une légère diminution des flèches différées, de l'ordre de 2 %. Cette réduction demeure toutefois limitée, ce qui confirme que le comportement en service est principalement gouverné par la rigidité géométrique des poutres plutôt que par le taux d'armatures des dalles.

L'augmentation de la largeur des poutres contribue néanmoins à améliorer la rigidité globale du système structural et à limiter les déformations à long terme [1].

- **Poutres (120 × 20) cm :**

Une troisième configuration est ensuite étudiée correspondant à des poutres de section (120 × 20) cm, avec un taux de ferrailage des poutres maintenu constant :

$$\rho = 0.01$$

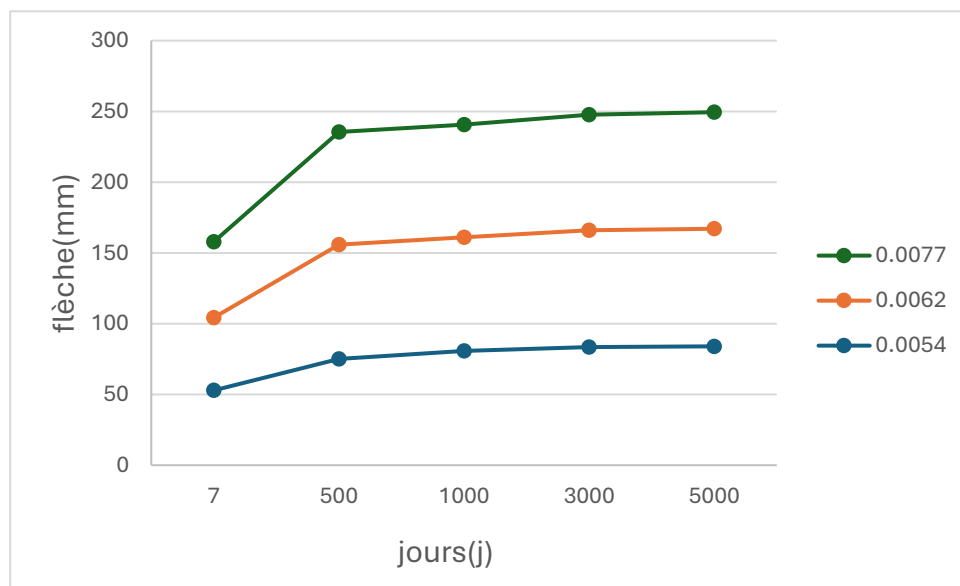
Et une section d'armatures :

$$A_s = 2400 \text{ mm}^2$$

Les valeurs de déflexion obtenues sont présentées dans le tableau suivant.

Temps (jours)	$\rho_s = 0.0054$	$\rho_s = 0.0062$	$\rho_s = 0.0077$
7	52.892	51.401	53.604
500	75.148	80.617	79.599
1000	80.804	80.348	79.490
3000	83.537	82.517	81.620
5000	83.999	83.073	82.377

Tableau VI.5 : Valeurs de déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles et du temps pour des poutres plates de section (120×20) cm.



Figures VI.15 : Déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles ($\rho_s; \rho'_s$) et du temps (jours) pour des poutres plates de largeur 120 cm.

Interprétation

Les résultats mettent en évidence une stabilisation progressive des flèches avec l'augmentation de la largeur des poutres. Les variations liées au taux de ferrailage des dalles demeurent inférieures à 2 %, confirmant ainsi le rôle secondaire des armatures dans la limitation des déformations différées.

L'augmentation de la largeur des poutres améliore en revanche la rigidité globale du système structural, ce qui contribue à réduire les effets du fluage et à améliorer le comportement en service [1,2].

- **Interprétation générale de Section 1**

L'étude paramétrique réalisée dans cette section montre que la largeur des poutres influence modérément les flèches différées, avec une réduction maximale de l'ordre de 6 à 7 % entre les configurations étudiées.

En revanche, l'influence du taux de ferrailage des dalles demeure très limitée, avec des variations généralement inférieures à 2 %. Ces résultats indiquent que la rigidité globale du système est principalement contrôlée par la géométrie des poutres, tandis que l'évolution des flèches dans le temps reste dominée par les effets du fluage du béton, conformément aux recommandations de l'ACI 318 [1].

VI.5.3 Section 2 : Influence de la largeur et de la hauteur des poutres sur les flèches différées

Dans cette section, le taux de ferrailage des dalles est maintenu constant :

$$\rho_s = 0.005$$

Ainsi que le taux de ferrailage des poutres :

$$\rho = 0.01$$

L'objectif est d'analyser l'influence des dimensions géométriques des poutres, notamment leur largeur et leur hauteur, sur l'évolution des flèches différées des dalles plates au cours du temps, en tenant compte des effets du fluage du béton conformément aux prescriptions de l'ACI 318 [1].

- **Pour $h = 20$ cm**

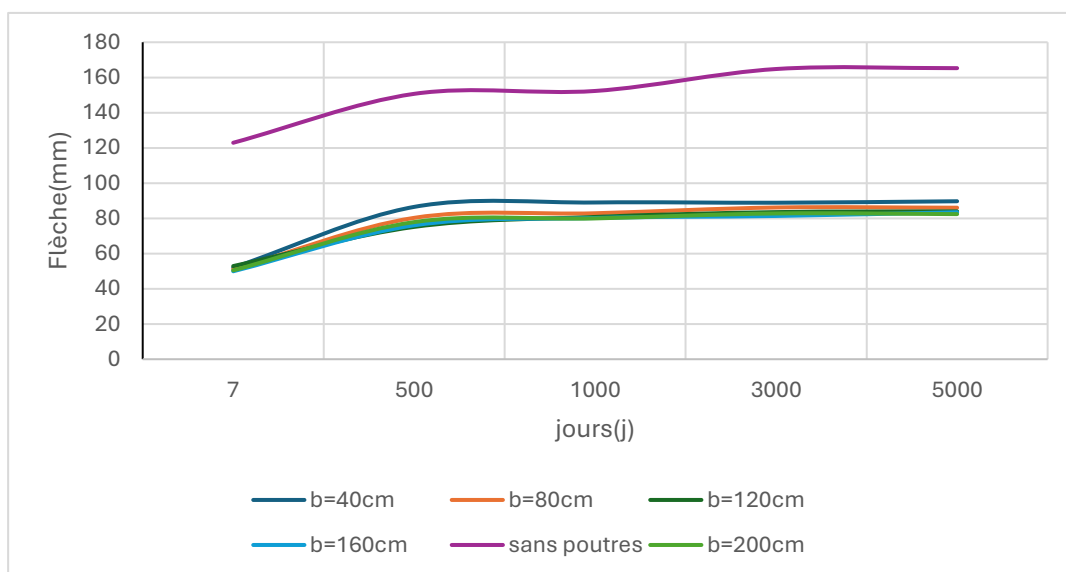
Les calculs sont réalisés pour une hauteur de poutre maintenue constante à :

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

Et pour différentes largeurs de poutres afin d'évaluer leur influence sur les déformations différées.

Temps (jours)	b=40 cm	b=80 cm	b=120 cm	b=160 cm	b=200 cm	Sans poutres
7	52.027	51.027	52.892	49.945	50.450	122.919
50	86.511	80.291	75.148	76.047	77.873	150.706
500	89.002	82.888	80.804	80.195	79.967	152.341
1000	88.876	86.156	83.537	81.358	82.784	164.808
3000	89.706	86.046	83.999	83.474	82.411	165.290

Table VI.6 : Valeurs de déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps (jours) pour un taux de ferrailage des dalles ($\rho_s = 0.005$), un taux de ferrailage des poutres ($\rho = 0.01$) et une hauteur de poutre de 20 cm.



Figures VI.16 : Déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps (jours) pour un taux de ferrailage des dalles ($\rho_s = 0.005$), un taux de ferrailage des poutres ($\rho = 0.01$) et une hauteur de poutre de 20 cm.

Interprétation

Les résultats montrent que l'augmentation de la largeur des poutres entraîne une diminution progressive des flèches différées. Pour une hauteur de 20 cm, la réduction observée demeure toutefois modérée, avec des valeurs minimales obtenues pour les poutres de plus grande largeur.

En comparaison, le modèle sans poutres présente des déformations nettement plus importantes, largement supérieures à celles des configurations avec poutres. Cette différence met en évidence le rôle des poutres dans l'amélioration de la rigidité globale du système et dans la limitation des effets du fluage sur les déformations à long terme [1,2].

Cependant, malgré cette amélioration, certaines configurations restent supérieures aux limites de serviceabilité recommandées par l'ACI 318 [1], ce qui montre que l'augmentation de la largeur seule ne suffit pas à assurer un contrôle optimal des flèches lorsque la hauteur des poutres demeure faible.

- **Pour $h = 25$ cm**

Dans cette deuxième configuration, la hauteur des poutres est fixée à :

$$h = 25 \text{ cm}$$

Avec un taux de ferrailage des dalles maintenu constant :

$$\rho_s = 0.005$$

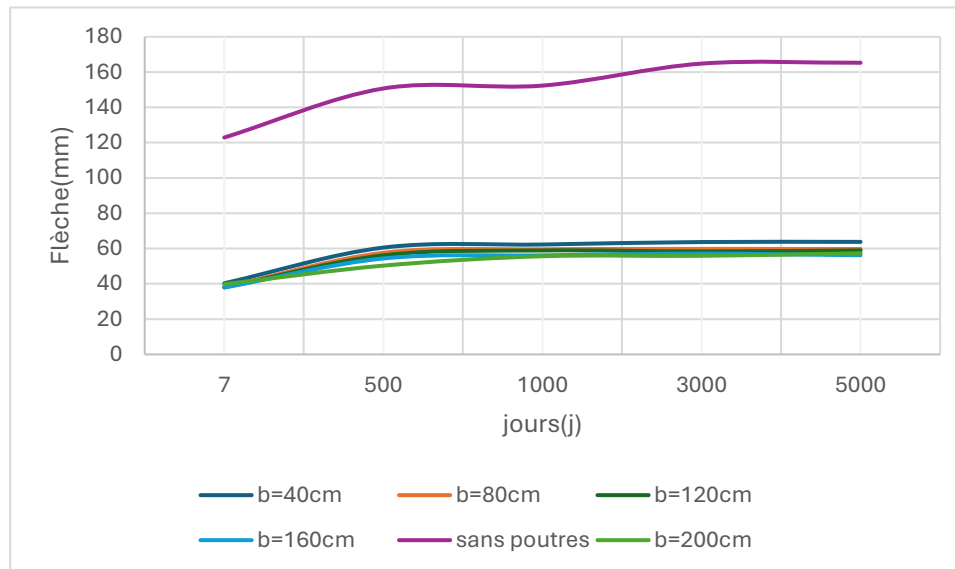
Et un taux de ferrailage des poutres :

$$\rho = 0.01$$

L'objectif est d'évaluer l'effet combiné de la largeur et de la hauteur des poutres sur les flèches différées des dalles plates sous l'action du fluage du béton.

Temps (jours)	b=40 cm	b=80 cm	b=120 cm	b=160 cm	b=200 cm	Sans poutres
7	40.335	38.219	38.038	37.893	36.821	122.919
50	60.537	57.596	56.158	54.385	41.323	150.706
500	62.286	59.542	58.908	56.149	55.644	152.341
1000	63.679	59.805	58.370	57.082	55.882	164.808
3000	63.782	59.737	58.955	56.225	55.305	165.290

Table VI.7 : Valeurs de déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps (jours) pour un taux de ferrailage des dalles ($\rho_s = 0.005$), un taux de ferrailage des poutres ($\rho = 0.01$) et une hauteur de poutre de 25 cm.



Figures VI.17 : Déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps (jours) pour un taux de ferrailage des dalles ($\rho_s = 0.005$), un taux de ferrailage des poutres ($\rho = 0.01$) et une hauteur de poutre de 25 cm.

Interprétation

Les résultats montrent que l'augmentation simultanée de la hauteur des poutres à 25 cm et de leur largeur entraîne une réduction plus marquée des flèches différées. La diminution observée atteint environ 13 % entre les poutres de 40 cm et celles de 200 cm de largeur.

Malgré cette amélioration, plusieurs configurations présentent encore des déformations supérieures à la flèche admissible recommandée par l'ACI 318 :

$$L/240 = 33.33 \text{ mm}$$

En particulier pour les faibles largeurs de poutres et pour les temps de chargement élevés.

L'écart important observé entre les modèles avec poutres et sans poutres confirme le rôle favorable des poutres dans l'augmentation de la rigidité globale du système et dans la limitation des effets du fluage sur le comportement en service [1,2].

- **Pour h = 30 cm**

Dans cette troisième configuration, la hauteur des poutres est portée à :

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

Tout en maintenant constants le taux de ferrailage des dalles :

$$\rho_s = 0.005$$

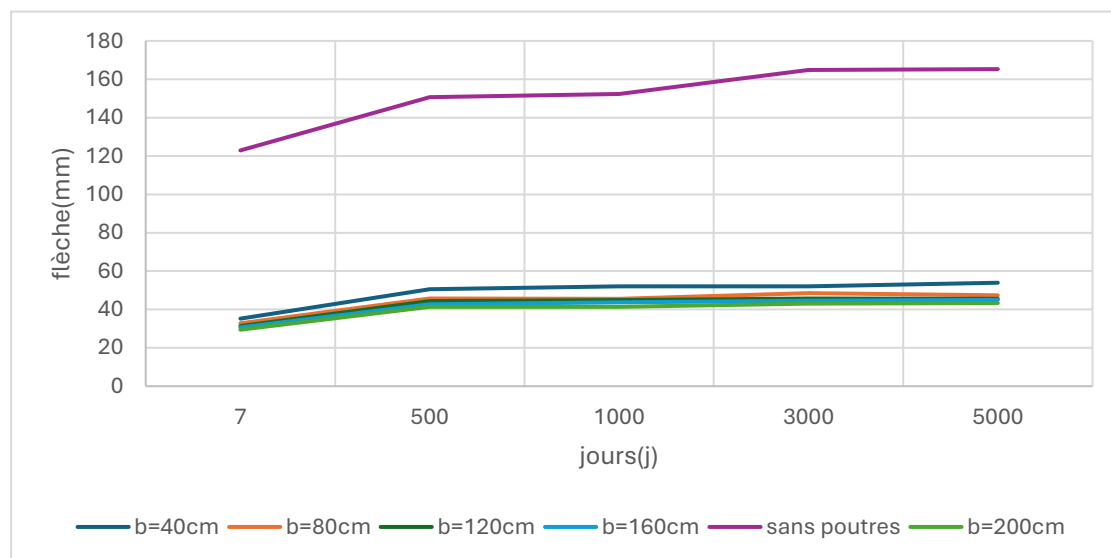
Et le taux de ferrailage des poutres :

$$\rho = 0.01$$

Cette analyse vise à évaluer l'effet de l'augmentation de la hauteur des poutres combinée à la variation de leur largeur sur les flèches différées des dalles plates.

Temps (jours)	b=40 cm	b=80 cm	b=120 cm	b=160 cm	b=200 cm	Sans poutres
7	35.216	32.796	31.370	30.643	29.453	122.919
50	50.517	45.768	44.377	42.698	41.307	150.706
500	52.046	45.617	44.921	43.670	41.323	152.341
1000	52.064	48.512	45.718	44.549	43.028	164.808
3000	53.935	47.375	45.512	44.977	43.335	165.290

Table VI.8 : Valeurs de déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps (jours) pour un taux de ferrailage des dalles ($\rho_s = 0.005$), un taux de ferrailage des poutres ($\rho = 0.01$) et une hauteur de poutre de 30 cm.



Figures VI.18 : Déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps (jours) pour un taux de ferrailage des dalles ($\rho_s = 0.005$), un taux de ferrailage des poutres ($\rho = 0.01$) et une hauteur de poutre de 30 cm.

Interprétation

Pour une hauteur de poutre égale à 30 cm, les résultats montrent une réduction plus importante des flèches différées avec l'augmentation de la largeur des poutres. La diminution observée atteint environ 16 % entre les différentes largeurs étudiées, les plus faibles déformations étant obtenues pour une largeur de 200 cm.

Certaines configurations deviennent conformes à la flèche admissible prescrite par l'ACI 318 :

$$L/240 = 33.33 \text{ mm}$$

Notamment pour les grandes largeurs de poutres et aux courtes durées de chargement.

Ces résultats confirment que l'augmentation de la hauteur des poutres améliore significativement l'inertie flexionnelle du système structural, permettant ainsi de limiter plus efficacement les déformations différées dues au fluage du béton [1,2].

- **Pour h = 35 cm**

Dans cette dernière configuration, la hauteur des poutres est fixée à :

$$h = 35 \text{ cm}$$

Avec un taux de ferrailage des dalles maintenu constant :

$$\rho_s = 0.005$$

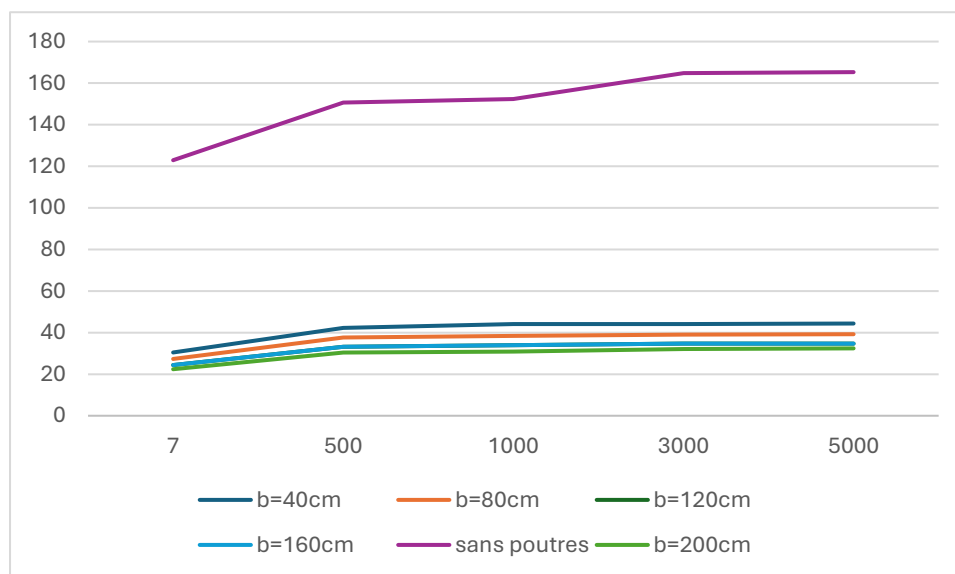
Et un taux de ferrailage des poutres :

$$\rho = 0.01$$

Cette analyse vise à examiner l'effet combiné de l'augmentation de la hauteur et de la largeur des poutres sur les flèches différées des dalles plates.

Temps (jours)	b=40 cm	b=80 cm	b=120 cm	b=160 cm	b=200 cm	Sans poutres
7	30.429	27.319	25.420	24.381	22.374	122.919
50	42.284	37.625	35.108	33.187	30.366	150.706
500	44.042	38.432	35.451	33.931	30.891	152.341
1000	44.066	39.065	36.468	34.658	32.152	164.808
3000	44.356	39.207	36.561	34.679	32.398	165.290

Table VI.9 : Valeurs de déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps (jours) pour un taux de ferrailage des dalles ($\rho_s = 0.005$), un taux de ferrailage des poutres ($\rho = 0.01$) et une hauteur de poutre de 35 cm.



Figures VI.19 : Déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction de la largeur de la poutre et du temps (jours) pour un taux de ferrailage des dalles ($\rho_s = 0.005$), un taux de ferrailage des poutres ($\rho = 0.01$) et une hauteur de poutre de 35 cm.

Interprétation

Les plus faibles valeurs de flèche différée sont obtenues pour les poutres de hauteur $h = 35\text{cm}$ et de largeur $b = 200\text{cm}$. La réduction des déformations atteint environ 26 % entre les largeurs extrêmes étudiées.

Plusieurs configurations satisfont la limite admissible de déflexion prescrite par l'ACI 318 :

$$L/240 = 33.33 \text{ mm}$$

Notamment pour les poutres de grande largeur. Ces résultats montrent que l'augmentation simultanée de la hauteur et de la largeur améliore significativement la rigidité globale du système structural, permettant un meilleur contrôle des déformations différées et une amélioration du comportement en service [1].

- **Interprétation générale de la Section 2**

L'étude paramétrique met en évidence l'influence importante des dimensions géométriques des poutres sur les flèches différées des planchers de type *flat slab*.

L'augmentation de la largeur des poutres entraîne une réduction progressive des déformations, tandis que l'augmentation de la hauteur produit l'effet le plus significatif grâce à l'amélioration de l'inertie flexionnelle et de la rigidité globale du système structural.

Les résultats montrent également que les configurations avec poutres présentent des déformations nettement inférieures à celles du modèle sans poutres, particulièrement pour les grandes largeurs et hauteurs étudiées. Les variantes correspondant à :

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

Et

$$h = 35 \text{ cm}$$

Offrent les meilleures performances en service et permettent, dans plusieurs cas, de satisfaire la limite admissible imposée par l'ACI 318 :

$$L/240 = 33.33 \text{ mm}$$

À l'inverse, le modèle sans poutres présente des flèches largement supérieures aux limites admissibles, confirmant ainsi le rôle fondamental des poutres dans la limitation des effets du fluage, le contrôle des flèches différées et l'amélioration du comportement à long terme des dalles plates [1,2].

VI.5.4 Section 3 : Influence de la résistance du béton sur les flèches différées

Dans cette section, les dimensions des poutres sont maintenues constantes (80×20) cm, ainsi que le taux de ferrailage des poutres ($\rho_p = 0.01$).

L'étude vise à analyser l'influence de la résistance à la compression du béton f_{c28} ainsi que du taux de ferrailage des dalles sur l'évolution des flèches différées dans le temps, conformément aux prescriptions de l'ACI 318.

Les calculs sont réalisés pour différentes classes de béton, comprises entre 25 MPa et 40 MPa, afin d'évaluer l'effet du module d'élasticité et des phénomènes de fluage sur l'évolution des flèches au cours du temps.

L'analyse est menée en considérant différentes valeurs du taux de ferrailage des dalles, tout en maintenant constants les autres paramètres du modèle.

- **Pour un béton de 25 MPa**

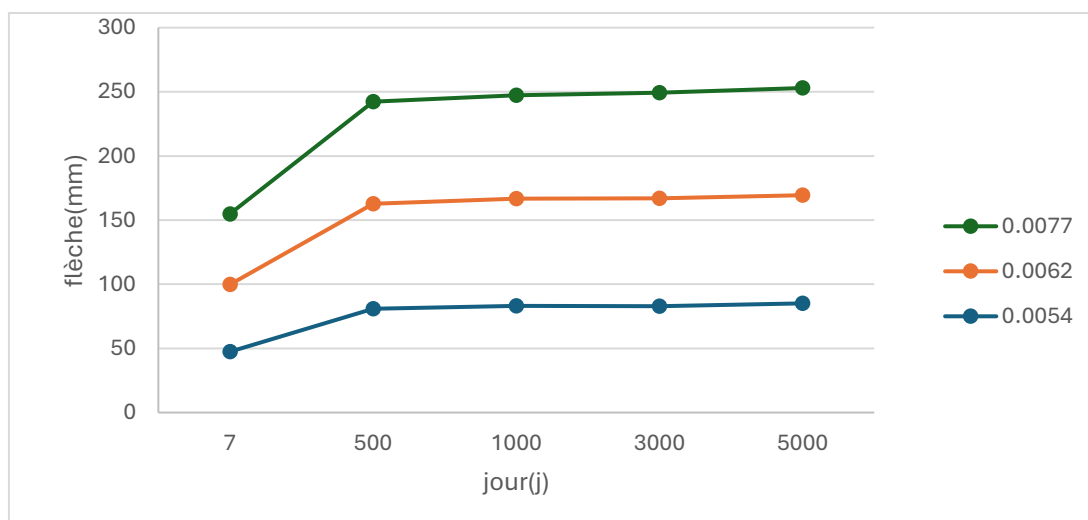
Dans cette première configuration, la résistance caractéristique du béton est fixée à :

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

Les valeurs des flèches différées obtenues pour différents taux de ferrailage des dalles et pour plusieurs échéances temporelles sont présentées dans le tableau suivant.

Temps (jours)	$\rho_s = 0.0054$	$\rho_s = 0.0062$	$\rho_s = 0.0077$
7	47.388	52.395	55.065
500	80.921	81.755	79.509
1000	83.169	83.479	80.572
3000	82.900	84.099	82.286
5000	85.082	84.311	83.541

Table VI.10 : Valeurs de déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles (ρ_s ; ρ'_s) et du temps (jours) pour une qualité de béton de 25 MPa.



Figures VI.20 : Déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles (ρ_s ; ρ'_s) et du temps (jours) pour une qualité de béton de 25 MPa.

Interprétation

Les résultats montrent que les flèches différées demeurent relativement élevées pour un béton de 25 MPa, en raison de son module d'élasticité plus faible et de l'influence plus marquée du fluage.

L'effet du taux de ferrailage des dalles reste toutefois limité, avec des variations généralement inférieures à 2 %, confirmant que le comportement différé est principalement gouverné par les propriétés mécaniques du béton plutôt que par le pourcentage d'armatures [1,2].

- **Pour un béton de 30 MPa**

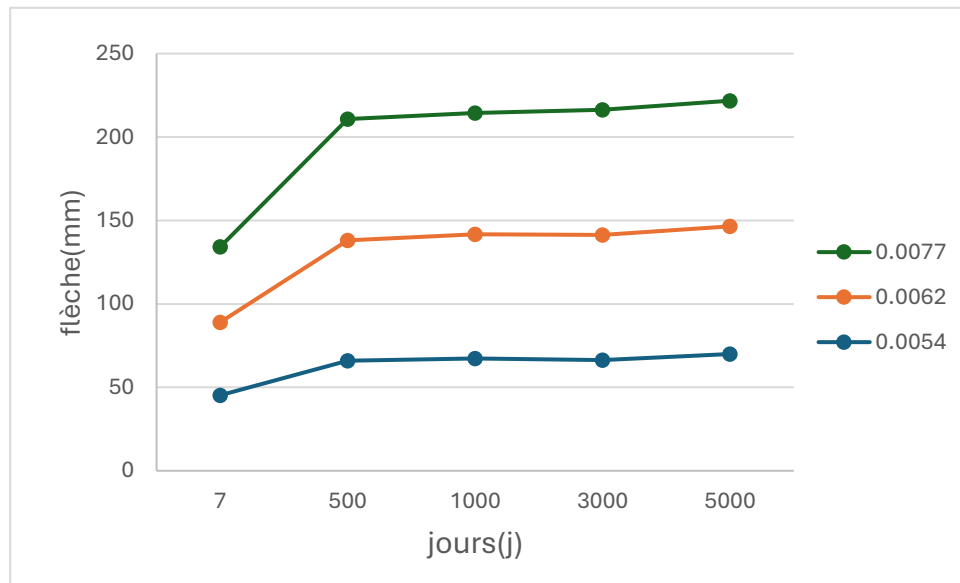
Dans cette deuxième configuration, la résistance caractéristique du béton est fixée à :

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

L'objectif est d'évaluer l'influence de l'augmentation de la résistance du béton sur les flèches différées des dalles plates, tout en conservant les mêmes paramètres géométriques et de ferrailage.

Temps (jours)	$\rho_s = 0.0054$	$\rho_s = 0.0062$	$\rho_s = 0.0077$
7	45.271	43.766	45.205
500	65.913	72.097	72.737
1000	67.252	74.536	72.549
3000	66.341	74.952	75.081
5000	69.970	76.494	75.308

Tableau VI.11 : Valeurs de déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles (ρ_s ; ρ'_s) et du temps (jours) pour une qualité de béton de 30 MPa.



Figures VI.21 : Déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles ($\rho_s; \rho'_s$) et du temps (jours) pour une qualité de béton de 30 MPa.

Interprétation

Les résultats montrent qu'une augmentation de la résistance du béton à 30 MPa entraîne une réduction des flèches différées d'environ 10 % par rapport au béton de 25 MPa. Cette amélioration est principalement liée à l'augmentation du module d'élasticité du béton, qui accroît la rigidité du système structural et limite les effets du fluage à long terme [1,2].

L'influence du taux de ferrailage des dalles demeure relativement faible, confirmant que les déformations différées sont principalement gouvernées par les propriétés mécaniques du béton.

- **Pour un béton de 35 MPa**

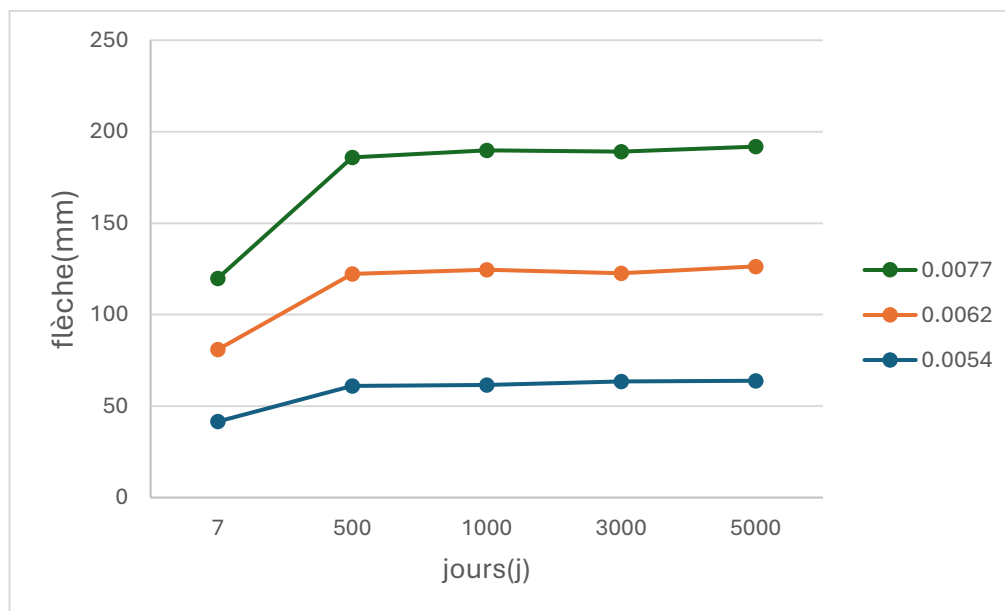
Dans cette troisième configuration, la résistance caractéristique du béton est fixée à :

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

Cette analyse vise à examiner l'influence d'un béton de plus forte résistance sur le comportement différé des dalles plates et sur l'évolution des flèches à long terme.

Temps (jours)	$\rho_s = 0.0054$	$\rho_s = 0.0062$	$\rho_s = 0.0077$
7	41.555	39.366	38.963
500	60.974	61.297	63.778
1000	61.587	62.947	65.353
3000	63.524	59.118	66.474
5000	63.862	62.530	65.446

Tableau VI.12 : Valeurs de déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles (ρ_s ; ρ'_s) et du temps (jours) pour une qualité de béton de 35 MPa.



Figures VI.22 : Déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles (ρ_s ; ρ'_s) et du temps (jours) pour une qualité de béton de 35 MPa.

Interprétation

Les résultats montrent qu'avec :

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

Les flèches différées diminuent davantage, avec une réduction d'environ 23 % par rapport au béton de 25 MPa. Cette amélioration est attribuée à l'augmentation du module d'élasticité et à la diminution relative des effets du fluage, conduisant à un comportement différé plus stable et à un meilleur contrôle des déformations à long terme [1,2].

L'influence du taux de ferrailage des dalles demeure secondaire, tandis que la qualité du béton apparaît comme un paramètre déterminant dans la limitation des flèches différées.

- **Pour un béton de 40 MPa**

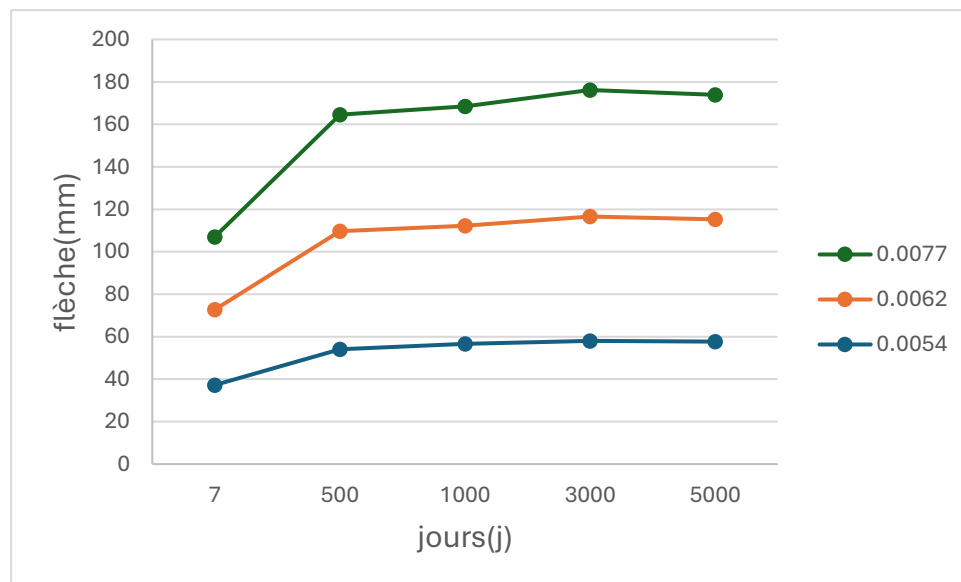
Dans cette dernière configuration, la résistance caractéristique du béton est fixée à :

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

L'objectif est d'évaluer l'effet d'un béton à haute résistance sur la réduction des flèches différées et sur le comportement à long terme des dalles plates.

Temps (jours)	$\rho_s = 0.0054$	$\rho_s = 0.0062$	$\rho_s = 0.0077$
7	37.232	35.519	34.275
500	54.115	55.533	55.003
1000	56.700	55.606	56.134
3000	58.029	58.580	59.590
5000	57.737	57.481	58.736

Tableau VI.13 : Valeurs de déflexion (mm) de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles (ρ_s ; ρ'_s) et du temps (jours) pour une qualité de béton de 40 MPa.



Figures VI.23 : Déflexion de la zone d'étude en fonction du taux de ferrailage des dalles (ρ_s ; ρ'_s) et du temps (jours) pour une qualité de béton de 40 MPa.

Interprétation

Les plus faibles valeurs de flèche différée sont obtenues avec un béton de :

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

La réduction des déformations atteint environ 31 % par rapport au béton de 25 MPa, ce qui confirme l'influence importante de la résistance du béton sur la limitation des effets du fluage et sur le contrôle des déformations à long terme [1,2].

- **Interprétation générale de la Section 3**

L'étude paramétrique met en évidence l'influence significative de la résistance du béton sur les flèches différées des dalles plates.

L'augmentation de f'_c entraîne une amélioration du module d'élasticité du béton et une réduction des effets du fluage, conduisant ainsi à une diminution progressive des déformations à long terme. Les bétons de 35 MPa et 40 MPa présentent les meilleures performances, avec une réduction notable des flèches par rapport au béton de 25 MPa.

À l'inverse, l'influence du taux de ferrailage des dalles demeure limitée dans l'ensemble des configurations étudiées, confirmant que le comportement différé est principalement gouverné par les propriétés mécaniques du béton.

Ces résultats sont cohérents avec les recommandations de l'ACI 318 et de l'ACI 435, qui soulignent l'importance des caractéristiques mécaniques du béton dans le contrôle des flèches différées des structures en béton armé [1,2].

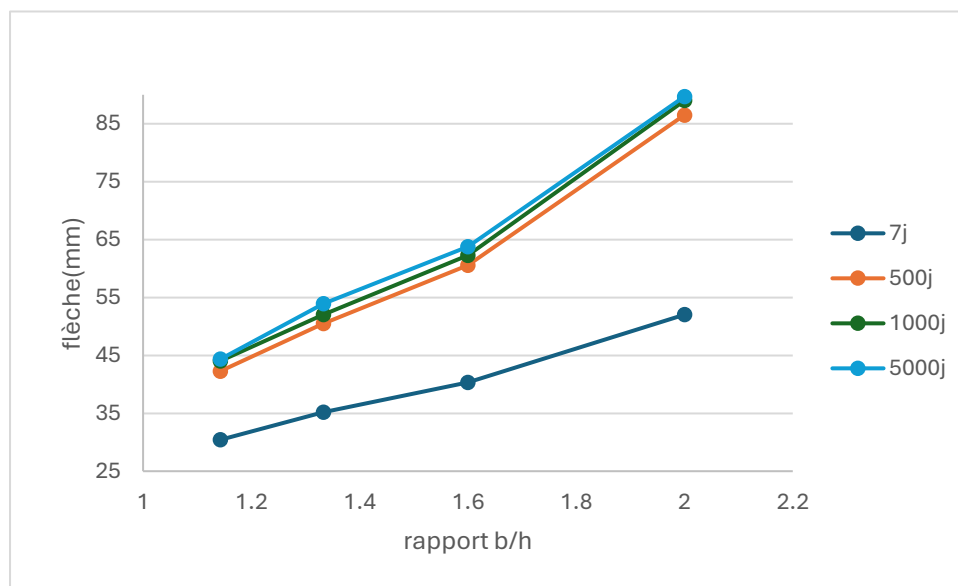
VI.5.5 Combinaison des tableaux

Cette partie présente une analyse combinée des résultats précédents afin d'évaluer l'influence du rapport b/h ainsi que de la résistance du béton sur l'évolution des flèches différées des *flat slabs*.

L'objectif est d'identifier les paramètres les plus influents sur la rigidité globale du système structural et sur la limitation des déformations dues au fluage du béton conformément aux recommandations de l'ACI 318 [1].

b/h	7 j	500 j	1000 j	3000 j	5000 j
2.00	52.027	86.511	89.002	88.876	89.706
1.60	40.335	60.537	62.286	63.679	63.782
1.33	35.216	50.517	52.064	52.064	53.935
1.14	30.429	42.284	44.042	44.066	44.356

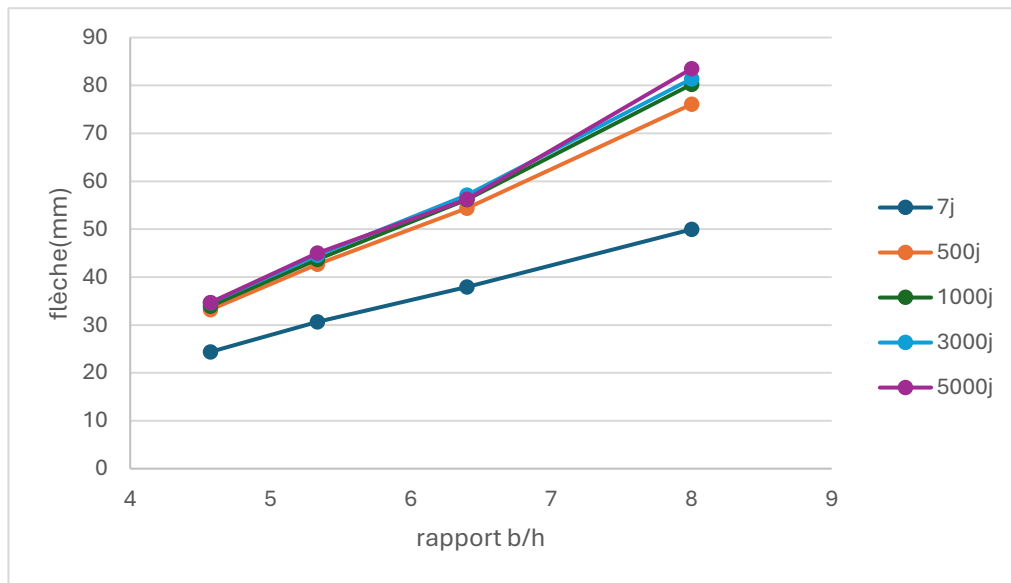
Tableau VI.14 : Évolution des flèches différées en fonction du rapport b/h du temps pour des poutres de largeur 40 cm



Figures VI.24 : Évolution des flèches différées en fonction du rapport b/h du temps pour des poutres de largeur 40 cm

b/h	7 j	500 j	1000 j	3000 j	5000 j
8.00	49.945	76.047	80.195	81.358	83.474
6.40	37.893	54.385	56.149	57.082	56.225
5.33	30.643	42.698	43.670	44.549	44.977
4.57	24.381	33.187	33.931	34.658	34.679

Tableau VI.15 : Évolution des flèches différées en fonction du rapport b/h du temps pour des poutres de largeur 160 cm



Figures VI.25 : Évolution des flèches différées en fonction du rapport b/h et du temps pour des poutres de largeur 160 cm

Interprétation

Les résultats montrent que la diminution du rapport b/h , obtenue principalement par l'augmentation de la hauteur des poutres, entraîne une réduction importante des flèches différées.

Pour :

$$b = 40 \text{ cm}$$

La réduction des déformations atteint environ 50 %, tandis que pour :

$$b = 160 \text{ cm}$$

Elle atteint près de 58 %.

Ces résultats confirment que la hauteur des poutres exerce une influence majeure sur l'inertie flexionnelle et sur la rigidité globale du système structural. Les poutres plus hautes permettent ainsi de limiter plus efficacement les effets du fluage et d'améliorer le comportement en service à long terme [1,2].

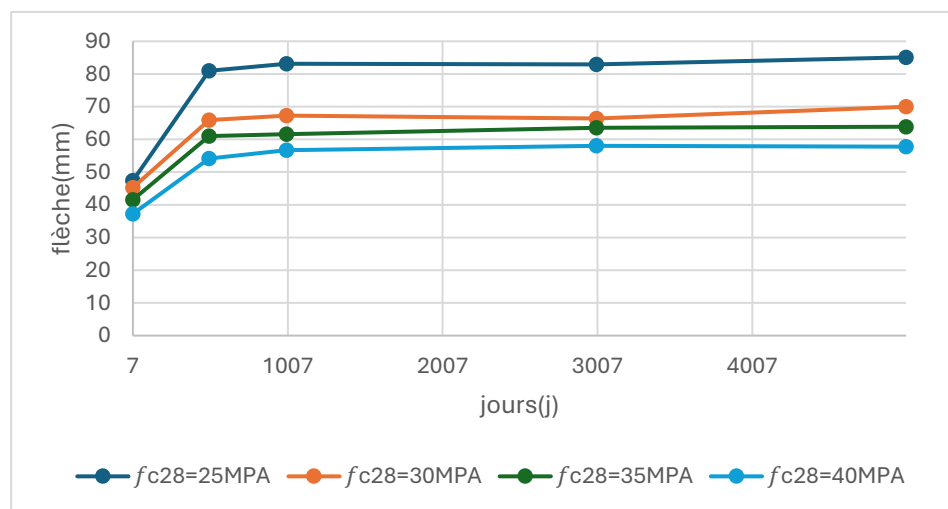
Influence de la résistance du béton sur les flèches différées

L'analyse suivante porte sur l'influence de la résistance du béton f_{c28} sur l'évolution des flèches différées, pour un taux de ferrailage constant des dalles :

$$\rho_s = 0.0054$$

Temps (jours)	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa
7	47.388	45.271	41.555	37.232
500	80.921	65.913	60.974	54.115
1000	83.169	67.252	61.587	56.700
3000	82.900	66.341	63.524	58.029
5000	85.082	69.970	63.862	57.737

Tableau VI.16 : Évolution des flèches différées en fonction de la résistance du béton f_{c28} et du temps pour un taux de ferrailage des dalles $\rho_s = 0.0054$



Figures VI.26 : Évolution des flèches différées en fonction de la résistance du béton f_{c28} et du temps pour un taux de ferrailage des dalles $\rho_s = 0.0054$

Interprétation

Les résultats montrent que l'augmentation de la résistance du béton de 25 MPa à 40 MPa entraîne une réduction des flèches différées d'environ 32 %.

Cette amélioration est principalement liée :

- À l'augmentation du module d'élasticité du béton ;
- À la réduction des effets du fluage ;
- À l'amélioration de la rigidité globale du système structural.

Les bétons de plus forte résistance permettent ainsi un meilleur contrôle des déformations différées et une amélioration du comportement en service des *flat slabs*, conformément aux recommandations de l'ACI 318 [1] et de l'ACI 435 [2].

Conclusion

L'étude paramétrique réalisée dans ce chapitre a permis d'évaluer l'influence des principaux paramètres structuraux sur les flèches instantanées et différées des *flat slabs*, conformément aux recommandations de l'ACI 318.

Les résultats obtenus montrent que le comportement différé des dalles est principalement gouverné par la rigidité globale du système structural ainsi que par les propriétés mécaniques du béton. L'analyse du taux de ferrailage des dalles met en évidence une influence limitée sur les flèches, avec des variations généralement inférieures à 2 %. Les armatures contribuent essentiellement au contrôle de la fissuration et à l'amélioration de la ductilité, sans modifier significativement la rigidité globale du système.

En revanche, les dimensions géométriques des poutres exercent une influence déterminante sur la réduction des flèches différées. L'augmentation de la largeur améliore progressivement la rigidité du système, tandis que l'augmentation de la hauteur produit l'effet le plus significatif grâce à l'accroissement de l'inertie flexionnelle. Les résultats montrent que les poutres de faible hauteur :

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

Et

$$h = 25 \text{ cm}$$

Conduisent encore, dans plusieurs configurations, à des flèches supérieures à la limite admissible de l'ACI 318 :

$$L/240 = 33.33 \text{ mm}$$

Notamment sous l'effet du fluage à long terme.

À l'inverse, les configurations associant des poutres plus hautes :

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

Et

$$h = 35 \text{ cm}$$

À des largeurs importantes :

Et

$$b = 160 \text{ cm}$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

Présentent les meilleures performances en service, avec une réduction significative des déformations différées et une conformité plus fréquente aux critères de serviceabilité de l'ACI 318. Les plus faibles flèches sont obtenues pour :

$$h = 35 \text{ cm}$$

Avec une diminution des déformations atteignant environ 26 % entre les largeurs extrêmes étudiées.

L'étude a également confirmé l'influence importante de la résistance du béton sur le comportement différé. L'augmentation de f_{c28}

De 25 MPa à 40 MPa a permis une réduction des flèches d'environ 32 %, en raison de l'augmentation du module d'élasticité et de la diminution des effets du fluage.

En définitive, le contrôle des flèches différées des *flat slabs* dépend principalement :

- De la rigidité géométrique des poutres ;
- De la hauteur des sections ;
- De la résistance du béton ;
- Et des effets du fluage à long terme.

Ces résultats sont en accord avec les principes de calcul et les recommandations de l'ACI 318 et de l'ACI 435, relatifs au comportement en service des structures en béton armé [1,2].



CHAPITRES VII : STRUCTURE PROPOSÉE



VII.1 Introduction

Les chapitres précédents ont permis d'évaluer le comportement de la structure initiale vis-à-vis des exigences du RPA 2024. Cette structure, initialement conçue selon les dispositions du RPA 99/version 2003, a été réanalysée conformément aux nouvelles prescriptions parasismiques afin d'apprécier sa conformité réglementaire et la faisabilité de son ferrailage.

L'étude sismique a montré que la structure initiale pouvait satisfaire certaines vérifications globales du RPA 2024, notamment les déplacements inter-étages, l'effet du second ordre P-Δ et la stabilité au renversement. Cependant, le dimensionnement des éléments structuraux a mis en évidence des sections d'armatures très importantes dans plusieurs éléments, en particulier dans les poutres fortement sollicitées. Cette situation conduit à une congestion importante des armatures, à des espacements réduits et à des difficultés réelles d'exécution sur chantier.

Par ailleurs, l'étude paramétrique des déformations différées selon l'ACI a montré que le système de plancher initial, de type dalle pleine sans poutres, présente une sensibilité importante aux flèches à long terme. Les résultats ont également montré que l'augmentation du taux de ferrailage des dalles a une influence limitée sur les flèches, tandis que l'augmentation de la rigidité géométrique des éléments horizontaux constitue une solution plus efficace pour contrôler les déformations différées [1,2,7].

Dans ce contexte, une nouvelle variante structurale est proposée. Cette variante consiste principalement à adopter un système de dalle avec poutres larges de section :

$$200 \times 35 \text{ cm}^2$$

Ces poutres sont dimensionnées selon la théorie des bandes afin d'améliorer la rigidité du plancher, de réduire les flèches différées et de limiter le risque de poinçonnement au droit des appuis. Les éléments horizontaux, à savoir les poutres et les dalles, sont réalisés avec un béton de résistance caractéristique :

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

En parallèle, afin d'améliorer la rigidité latérale de la structure et la capacité résistante du système de contreventement, l'épaisseur des voiles a été augmentée de :

$$25 \text{ cm à } 30 \text{ cm}$$

De plus, la longueur de certains voiles a été ajustée afin d'obtenir une meilleure répartition des rigidités et une réponse sismique plus satisfaisante. Les voiles sont réalisés avec un béton de résistance caractéristique :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

Le présent chapitre est consacré à l'étude de cette nouvelle variante. La première partie porte sur la vérification sismique de la structure proposée selon le RPA 2024. La deuxième partie est consacrée au ferrailage des poutres, des voiles et des dalles conformément au BAEL 91 révisé 99, au CBA93 et au RPA 2024 [3,5,8]. Enfin, une vérification de la flèche selon l'ACI est effectuée afin de confirmer le comportement satisfaisant du plancher terrasse vis-à-vis des déformations différées.

VII.2 Justification de la variante structurale proposée

La structure initiale présente deux insuffisances principales. La première concerne la difficulté de mise en œuvre du ferrailage obtenu après application des exigences du RPA 2024. Les sections d'armatures calculées dans certaines poutres deviennent très importantes, ce qui peut nuire à la bonne disposition des barres, à la vibration du béton et à la qualité d'exécution.

La deuxième insuffisance concerne le comportement en service du plancher. L'étude paramétrique des déformations différées a montré que les flèches à long terme sont fortement influencées par la rigidité géométrique du système porteur. En particulier, l'augmentation de la hauteur des poutres est plus efficace que l'augmentation du taux de ferrailage pour limiter les déformations différées [1,2,7].

Pour ces raisons, la solution retenue consiste à remplacer le système de plancher initial par un système plus rigide comportant des poutres larges. La section adoptée est :

$$b \times h = 200 \times 35 \text{ cm}^2$$

Cette solution permet d'augmenter l'inertie du plancher, de réduire les flèches différées, de limiter le risque de poinçonnement, de redistribuer les efforts dans les dalles, d'améliorer la faisabilité du ferrailage et de conserver un comportement sismique conforme au RPA 2024.

En complément de cette modification du système de plancher, l'épaisseur des voiles a été augmentée de 25 cm à 30 cm, soit une augmentation de :

$$\frac{30 - 25}{25} \times 100 = 20\%$$

Cette augmentation permet d'améliorer la rigidité latérale de la structure et de renforcer la capacité des voiles vis-à-vis des efforts sismiques. La longueur de certains voiles a également été modifiée afin d'optimiser la répartition des rigidités en plan et en élévation. Toutefois, ces modifications peuvent influencer le comportement global de la structure ; c'est pourquoi une vérification de l'effet de noyau est réalisée dans la suite du chapitre.

Les résistances caractéristiques du béton retenues sont :

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

Pour les éléments horizontaux, et :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

Pour les voiles.

Le tableau suivant résume les principales modifications apportées à la structure.

Élément	Structure initiale	Structure proposée	Justification
Système de plancher	Dalle pleine avec poutres noyées poutres	Dalle avec poutres larges	Amélioration de la rigidité et réduction des flèches
Poutres	Absentes ou insuffisamment rigides	$200 \times 35\text{cm}^2$	Augmentation de l'inertie du plancher
Voiles	Épaisseur 25 cm	Épaisseur 30 cm	Amélioration de la rigidité latérale
Longueur des voiles	Longueurs initiales	Certaines longueurs modifiées	Optimisation de la répartition des rigidités
Béton des éléments horizontaux	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	Résistance conservée pour poutres et dalles
Béton des voiles	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	$f_{c28} = 35\text{MPa}$	Amélioration de la capacité résistante des voiles
Ferraillage	Sections importantes et congestionnées	Ferraillage vérifié et organisé	Meilleure faisabilité d'exécution
Serviceabilité	Flèches importantes	Flèche inférieure à la limite ACI	Condition de service vérifiée
Vérification sismique	Selon RPA 2024	Selon RPA 2024	Maintien de la conformité parasismique

Tableau VII.1 : Comparaison entre la structure initiale et la structure proposée

VII.3 Description de la structure proposée

La structure proposée conserve le principe général du contreventement par voiles en béton armé. Les voiles assurent la reprise des efforts horizontaux dus à l'action sismique et participent à la limitation des déplacements latéraux.

La modification principale concerne le système de plancher. Le plancher initial est remplacé par un système de dalle associée à des poutres larges. Ces poutres sont conçues avec une section :

$$\begin{aligned}b &= 200 \text{ cm} \\h &= 35 \text{ cm}\end{aligned}$$

La hauteur de 35 cm permet d'augmenter significativement l'inertie de la section, tandis que la largeur de 2 m permet de répartir les efforts sur une bande plus large du plancher. Les éléments horizontaux, comprenant les dalles et les poutres larges, sont réalisés avec un béton de résistance caractéristique :

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

Les voiles sont adoptés avec une épaisseur :

$$e = 30 \text{ cm}$$

Cette épaisseur résulte d'une augmentation par rapport à l'épaisseur initiale de 25 cm. Elle permet d'améliorer la rigidité latérale de la structure, d'augmenter la capacité de reprise des efforts tranchants et de réduire les contraintes dans les voiles. Certains voiles ont également fait l'objet d'une modification de longueur afin d'améliorer la répartition des rigidités et d'assurer une meilleure réponse sismique globale.

Les voiles sont réalisés avec un béton de résistance caractéristique :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

Le recours à un béton plus résistant pour les voiles permet d'améliorer leur capacité vis-à-vis des efforts normaux, des moments fléchissants et des efforts tranchants induits par l'action sismique.

Élément	Caractéristique retenue	Rôle structural
Poutres larges	$200 \times 35\text{cm}^2$	Reprise des charges verticales et amélioration de la rigidité du plancher
Dalles	Dalle pleine armée dans les deux directions	Transfert des charges vers les poutres
Béton des éléments horizontaux	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	Résistance des poutres et des dalles
Voiles	Épaisseur 30 cm	Contreventement sismique
Béton des voiles	$f_{c28} = 35\text{MPa}$	Amélioration de la résistance des éléments de contreventement
Longueur des voiles	Certaines longueurs modifiées	Optimisation de la rigidité latérale
Système de contreventement	Voiles en béton armé	Reprise des efforts horizontaux
Analyse sismique	Méthode modale spectrale	Vérification selon RPA 2024
Vérification complémentaire	Vérification de l'effet de noyau	Contrôle de la répartition des rigidités
Vérification de service	Flèche selon ACI 318	Contrôle des déformations différées

Tableau VII.2 : Caractéristiques principales de la structure proposée

VII.4 Hypothèses de calcul et règlements utilisés

La vérification de la structure proposée est réalisée en considérant les mêmes hypothèses générales que celles adoptées dans l'étude de la structure initiale. Les charges permanentes, les charges d'exploitation, les masses sismiques et les paramètres du site sont conservés afin d'assurer une comparaison cohérente entre les deux variantes.

Les calculs sont réalisés conformément aux règlements suivants :

- Le RPA 2024 pour l'étude sismique, les déplacements inter-étages, l'effet P- Δ , la stabilité au renversement et les dispositions parasismiques [8] ;
- Le BAEL 91 révisé 99 pour les vérifications à l'état limite ultime et à l'état limite de service [3] ;
- Le CBA93 pour les dispositions constructives relatives au béton armé [5] ;
- L'ACI 318 pour la vérification de la flèche et des critères de serviceabilité [1] ;
- L'ACI 435R-95 et l'approche de Ghali, Favre et Elbadry pour la prise en compte des déformations différées dues au fluage et au retrait [2,7].

Les paramètres sismiques adoptés sont ceux du site d'implantation de la structure.

Paramètre	Valeur retenue
Localisation	Aïn El Turck, wilaya d'Oran
Zone sismique	VI
Type de spectre	Type 1
Groupe d'importance	1B
Catégorie de site	S3
Coefficient d'accélération de zone A	0,30
Coefficient d'importance I	1,20
Coefficient de site S	1,30
Période caractéristique T_1	0,15 s
Période caractéristique T_2	0,60 s
Période caractéristique T_3	2,00 s

Tableau VII.3 : Paramètres sismiques de calcul

VII.5 Vérification sismique de la structure proposée selon le RPA 2024

VII. 5.1 Vérification de l'effet de noyau

Dans la nouvelle variante structurale, certaines caractéristiques des voiles ont été modifiées, notamment l'épaisseur qui est passée de 25 cm à 30 cm, ainsi que la longueur de certains voiles. Ces modifications permettent d'améliorer la rigidité latérale et la résistance aux efforts sismiques. Toutefois, elles peuvent également modifier la répartition des rigidités en plan et conduire éventuellement à un effet de noyau.

Pour cette raison, une vérification de l'effet de noyau a été effectuée conformément aux prescriptions du RPA 2024 [8], afin de s'assurer que la structure ne se comporte pas comme un système à ossature à noyau ou à effet de noyau.

Selon le RPA 2024, la vérification peut être réalisée à partir des conditions suivantes :

$$\begin{aligned} r_x &\leq l_s \\ r_y &\leq l_s \end{aligned}$$

Où :

r_x : le rayon de torsion suivant la direction X ;

r_y : le rayon de torsion suivant la direction Y ;

l_s : le rayon de giration massique en plan.

Les résultats de cette vérification sont présentés dans le tableau suivant.

Étage	(H) (m)	r_x (m)	r_y (m)	l_s (m)	$r_x \leq l_s$	$r_y \leq l_s$
9	26,80	11,41	16,38	1,00	Non vérifiée	Non vérifiée
8	24,00	12,23	17,38	1,00	Non vérifiée	Non vérifiée
7	21,20	13,68	19,25	1,00	Non vérifiée	Non vérifiée
6	18,40	16,77	23,37	1,00	Non vérifiée	Non vérifiée
5	15,60	26,04	36,02	1,00	Non vérifiée	Non vérifiée
4	12,80	22,72	31,23	1,00	Non vérifiée	Non vérifiée
3	10,00	18,77	25,77	1,00	Non vérifiée	Non vérifiée
2	7,20	14,21	19,57	1,00	Non vérifiée	Non vérifiée
1	3,90	8,53	12,22	1,00	Non vérifiée	Non vérifiée

Tableau VII.4 : Vérification de l'effet de noyau

D'après les résultats obtenus, les valeurs de r_x et r_y sont supérieures au rayon de giration massique l_s pour tous les niveaux. Les conditions :

$$r_x \leq l_s$$

Et :

$$r_y \leq l_s$$

Ne sont donc pas vérifiées.

Par conséquent, malgré l'augmentation de l'épaisseur des voiles de 25 cm à 30 cm et la modification de la longueur de certains voiles, la structure proposée ne présente pas d'effet de noyau dominant. Le système de contreventement adopté reste donc compatible avec un comportement global par voiles, sans concentration excessive de rigidité dans une zone localisée.

VII.5.2 Méthode d'analyse adoptée

La structure proposée est analysée par la méthode modale spectrale, conformément aux prescriptions du RPA 2024 [8]. Cette méthode est adaptée aux structures présentant une hauteur importante, une irrégularité en plan ou en élévation, ou un comportement dynamique significatif.

L'analyse est réalisée à l'aide du logiciel ETABS, qui permet une modélisation tridimensionnelle de la structure et une évaluation des réponses dynamiques selon le spectre de calcul réglementaire [6,8].

VII.5.3 Analyse modale de la structure proposée

L'analyse modale permet d'identifier les modes propres de vibration et les participations massiques associées. Selon le RPA 2024, le nombre de modes retenus doit être suffisant pour mobiliser au moins 90 % de la masse totale dans chacune des deux directions principales horizontales [8].

Les résultats de l'analyse modale sont présentés dans le tableau suivant.

Mode	Période $T(s)$	U_X	U_Y	ΣU_X	ΣU_Y	R_Z	ΣR_Z
1	0,792	0,7315	0,0001	0,7315	0,0001	0,0037	0,0037
2	0,575	0,0006	0,5794	0,7321	0,5795	0,1599	0,1636
3	0,403	0,0035	0,1648	0,7356	0,7442	0,5656	0,7292
4	0,215	0,1780	0,0000	0,9136	0,7442	0,0017	0,7309
5	0,172	0,0002	0,1191	0,9137	0,8633	0,0355	0,7664
6	0,132	0,0000	0,0114	0,9138	0,8747	0,0272	0,7936
7	0,118	0,0010	0,0103	0,9147	0,8850	0,0211	0,8147
8	0,103	0,0451	0,0000	0,9599	0,8850	0,0001	0,8148
9	0,097	0,0004	0,0430	0,9602	0,9280	0,0374	0,8522
10	0,068	0,0194	0,0045	0,9796	0,9325	0,0025	0,8547
11	0,052	0,0074	0,0410	0,9870	0,9736	0,0073	0,8620
12	0,043	0,0121	0,0111	0,9990	0,9847	0,0005	0,8625

Tableau VII.5 : Périodes et participations massiques modales de la structure proposée

Le premier mode présente une période fondamentale égale à :

$$T_1 = 0,792 \text{ s}$$

Ce mode mobilise principalement la masse suivant la direction X :

$$U_X = 73,15\%$$

Il correspond donc à un mode de translation suivant X.

Le deuxième mode présente une période :

$$T_2 = 0,575 \text{ s}$$

Il mobilise principalement la masse suivant la direction Y :

$$U_Y = 57,94\%$$

Il correspond donc à un mode de translation suivant Y.

Le troisième mode présente une participation importante en rotation autour de l'axe vertical :

$$R_Z = 56,56\%$$

Il correspond donc principalement à un mode de torsion.

La participation massique cumulée atteint :

$$\sum U_X = 91,36\%$$

Au mode 12, les participations massiques cumulées sont :

$$\begin{aligned}\sum U_X &= 99,90\% \\ \sum U_Y &= 98,47\%\end{aligned}$$

Ainsi, le nombre de modes retenus est suffisant. La condition du RPA 2024 relative à la participation massique modale est donc vérifiée dans les deux directions principales [8].

Par comparaison avec la structure initiale, dont la période fondamentale était égale à 0,867s, la nouvelle variante présente une période fondamentale réduite à 0,792s. La réduction relative est :

$$\frac{0,867 - 0,792}{0,867} \times 100 = 8,65\%$$

Cette diminution de la période fondamentale traduit une augmentation de la rigidité globale de la structure proposée. Cette amélioration est due principalement à l'introduction des poutres larges de section $200 \times 35 \text{ cm}^2$ Qui augmentent la rigidité du système de plancher. Elle est également liée à l'augmentation de l'épaisseur des voiles de 25 cm à 30 cm, à la modification de la longueur de certains voiles, ainsi qu'à l'adoption d'un béton plus résistant pour les éléments de contreventement, avec $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ pour les voiles.

Ainsi, la nouvelle variante présente un comportement dynamique plus rigide que celui de la structure initiale, ce qui se traduit par une diminution de la période fondamentale et une meilleure réponse globale vis-à-vis des sollicitations sismiques.

VII.5.4 Vérification de la période fondamentale

Selon le RPA 2024, la période fondamentale obtenue par analyse numérique ne doit pas dépasser de plus de 30 % la période empirique [8].

La période empirique est évaluée par :

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

Où :

h_N : est la hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base ;

C_T : est un coefficient dépendant du système de contreventement.

La limite réglementaire est donnée par :

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

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant.

Paramètre	Valeur
Période empirique T_{emp}	0,59 s
Limite réglementaire $1,3T_{emp}$	0,77 s
Période numérique suivant X	0,792 s
Période numérique suivant Y	0,575 s
Période retenue suivant X T_{0x}	0,77 s
Période retenue suivant Y T_{0y}	0,58 s
Ordonnée spectrale $S_{ad}/g(T_{0x})$	0,253
Ordonnée spectrale $S_{ad}/g(T_{0y})$	0,325

Tableau VII.6 : Vérification de la période fondamentale

Suivant X-X, la période numérique est légèrement supérieure à la limite réglementaire :

$$T_X = 0,792 \text{ s} > 0,77 \text{ s}$$

La période utilisée pour le calcul de l'effort tranchant est donc limitée à :

$$T_{0x} = 0,77 \text{ s}$$

Suivant Y-Y, la période numérique est inférieure à la limite réglementaire :

$$T_Y = 0,575 \text{ s} < 0,77 \text{ s}$$

La période retenue est donc :

$$T_{0y} = 0,58 \text{ s}$$

VII.5.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

Conformément au RPA 2024, l'effort tranchant dynamique obtenu par l'analyse modale spectrale doit être au moins égal à 80 % de l'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente [8].

La condition réglementaire est :

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

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant.

Direction	$V_{stat}(kN)$	$0,8V_{stat}(kN)$	$V_{dyn} initial (kN)$	Coefficient d'amplification	$V_{dyn} corrigé (kN)$	Vérification
X-X	39300,81	31440,65	35210,56	1,00	35210,56	Vérifiée
Y-Y	50485,23	40388,18	37222,31	1,09	40572,32	Vérifiée

Tableau VII.7 : Vérification de l'effort tranchant dynamique à la base

Suivant X-X :

$$V_{dyn,X} = 35210,56 \text{ kN}$$

$$0,8V_{stat,X} = 31440,65 \text{ kN}$$

Donc :

$$35210,56 > 31440,65$$

La condition est vérifiée suivant X-X.

Suivant Y-Y, l'effort dynamique initial est :

$$V_{dyn,Y} = 37222,31 \text{ kN}$$

La valeur minimale exigée est :

$$0,8V_{stat,Y} = 40388,18 \text{ kN}$$

Comme :

$$37222,31 < 40388,18$$

La condition n'est pas vérifiée initialement. Il est donc nécessaire d'amplifier l'action sismique suivant Y. Le coefficient d'amplification est donné par :

$$C_y = \frac{0,8V_{stat,Y}}{V_{dyn,Y}}$$

$$C_y = \frac{40388,18}{37222,31}$$

$$C_y = 1,085 \approx 1,09$$

Après amplification :

$$V_{dyn,Y,corrigé} = 37222,31 \times 1,09$$

$$V_{dyn,Y,corrigé} = 40572,32 \text{ kN}$$

Donc :

$$40572,32 > 40388,18$$

La condition réglementaire est donc vérifiée suivant Y-Y après amplification. Les efforts dynamiques corrigés sont retenus pour la suite des vérifications et du dimensionnement.

VII.5.6 Vérification des déplacements inter-étages justification de non-effondrement

Selon le RPA 2024, le déplacement horizontal de calcul au niveau k est obtenu à partir du déplacement élastique issu de l'analyse dynamique par :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

Le déplacement relatif inter-étage est donné par :

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

Pour les bâtiments en béton armé, la condition de non-effondrement impose :

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

Où :

h_k : est la hauteur de l'étage considéré.

Niveau	$h_k(\text{m})$	$\Delta_{kx}(\text{cm})$	Limite X (cm)	Vérification X	$\Delta_{ky}(\text{cm})$	Limite Y (cm)	Vérification Y
9	2,80	2,434	4,200	Vérifiée	2,302	4,200	Vérifiée
8	2,80	2,633	4,200	Vérifiée	2,626	4,200	Vérifiée
7	2,80	2,775	4,200	Vérifiée	2,881	4,200	Vérifiée
6	2,80	2,862	4,200	Vérifiée	3,086	4,200	Vérifiée
5	2,80	2,864	4,200	Vérifiée	3,175	4,200	Vérifiée
4	2,80	2,627	4,200	Vérifiée	3,048	4,200	Vérifiée
3	2,80	2,514	4,200	Vérifiée	2,706	4,200	Vérifiée
2	3,30	2,540	4,950	Vérifiée	2,780	4,950	Vérifiée
1	3,90	1,617	5,850	Vérifiée	1,638	5,850	Vérifiée

Tableau VII.8 : Justification de non-effondrement suivant X-X et Y-Y

La condition de non-effondrement est donc satisfaite dans les deux directions principales.

VII.5.7 Vérification de la limitation des dommages

Selon le RPA 2024, la vérification de limitation des dommages impose :

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

Avec : $v_A = 0,5$

Niveau	$\Delta_{kx}(\text{cm})$	Limite X (cm)	Vérification X	$\Delta_{ky}(\text{cm})$	Limite Y (cm)	Vérification Y
9	1,217	2,100	Vérifiée	1,151	2,100	Vérifiée
8	1,317	2,100	Vérifiée	1,313	2,100	Vérifiée
7	1,387	2,100	Vérifiée	1,441	2,100	Vérifiée
6	1,431	2,100	Vérifiée	1,543	2,100	Vérifiée
5	1,432	2,100	Vérifiée	1,587	2,100	Vérifiée
4	1,313	2,100	Vérifiée	1,524	2,100	Vérifiée
3	1,257	2,100	Vérifiée	1,353	2,100	Vérifiée
2	1,270	2,475	Vérifiée	1,390	2,475	Vérifiée
1	0,809	2,925	Vérifiée	0,819	2,925	Vérifiée

Tableau VII.9 : Justification de limitation des dommages suivant X-X et Y-Y

La condition de limitation des dommages est donc vérifiée dans les deux directions principales.

VII.5.8 Vérification de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ, ou effet du second ordre, résulte de l'action des charges verticales sur les déplacements latéraux de la structure. Il peut engendrer des moments supplémentaires et influencer la stabilité globale du bâtiment.

Selon le RPA 2024, le coefficient de stabilité est donné par [8] :

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

Avec :

- P_k : poids total de la structure au-dessus du niveau considéré ;
- Δ_k : déplacement relatif inter-étage ;
- V_k : effort tranchant d'étage ;
- h_k : hauteur de l'étage.

Les effets du second ordre peuvent être négligés lorsque :

$$\theta \leq 0,10$$

Les valeurs maximales obtenues sont présentées dans le tableau suivant.

Étage	P_k kN	h_k m	R/Q_f	Δ_x cm	V_x kN	θ_x	Condition
9	21177,98	2,80	3,60	2,434	8337,52	0,0221	Vérifiée
8	40545,24	2,80	3,60	2,633	14601,12	0,0261	Vérifiée
7	59917,82	2,80	3,60	2,775	19495,83	0,0305	Vérifiée
6	79285,07	2,80	3,60	2,862	23478,86	0,0345	Vérifiée
5	98652,33	2,80	3,60	2,864	26801,94	0,0376	Vérifiée
4	118019,58	2,80	3,60	2,627	29586,34	0,0374	Vérifiée
3	139602,81	2,80	3,60	2,514	32179,28	0,0389	Vérifiée
2	160991,49	3,30	3,60	2,540	34180,63	0,0363	Vérifiée
1	182751,95	3,90	3,60	1,617	35210,56	0,0215	Vérifiée

Tableau VII.10 : Vérification de l'effet P-Δ suivant X-X

Donc l'effet P-Δ est négligeable suivant X-X.

Étage	P_k kN	h_k m	R/Q_f	Δ_y cm	V_y kN	θ_y	Condition
9	21177,98	2,80	3,60	2,302	8857,53	0,0197	Vérifiée
8	40545,24	2,80	3,60	2,626	16062,28	0,0237	Vérifiée
7	59917,82	2,80	3,60	2,881	22131,64	0,0279	Vérifiée
6	79285,07	2,80	3,60	3,086	27231,09	0,0321	Vérifiée
5	98652,33	2,80	3,60	3,175	31440,21	0,0356	Vérifiée
4	118019,58	2,80	3,60	3,048	34761,32	0,0370	Vérifiée
3	139602,81	2,80	3,60	2,706	37643,55	0,0358	Vérifiée
2	160991,49	3,30	3,60	2,780	39727,30	0,0341	Vérifiée
1	182751,95	3,90	3,60	1,638	40572,32	0,0189	Vérifiée

Tableau VII.11 : Vérification de l'effet P- Δ suivant Y-Y

Donc l'effet P- Δ est négligeable suivant Y-Y.

Les effets P- Δ peuvent donc être négligés dans les deux directions principales. La structure proposée présente une stabilité satisfaisante vis-à-vis des effets du second ordre.

VII.5.9 Vérification de la stabilité au renversement

La vérification de la stabilité au renversement consiste à comparer le moment stabilisateur dû au poids de la structure au moment de renversement provoqué par les efforts sismiques horizontaux.

La condition de sécurité à vérifier est :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,3$$

Avec :

$$M_r = \sum V_i \times h_i$$

$$M_s = W \times X_g$$

Où :

$$M_s = W \times Y_g$$

Où :

M_r : Le moment de renversement

M_s : Le moment stabilisateur,

V_i : L'effort sismique au niveau considéré

h_i : La hauteur du niveau par rapport à la base

W : est le poids total de la structure, et X_g, Y_g sont les coordonnées du centre de gravité.

Étage	Hm	V_x kN	M_{rx} kN.m
9	26,80	8337,52	223445,50
8	24,00	14601,12	150326,48
7	21,20	19495,83	103767,87
6	18,40	23478,86	73287,71
5	15,60	26801,94	51840,07
4	12,80	29586,34	35640,33
3	10,00	32179,28	25929,33
2	7,20	34180,63	14409,78
1	3,90	35210,56	4016,71
Total	—	—	682663,78

Tableau VII.12 : Vérification du renversement suivant X-X

Le moment de renversement suivant X-X est :

$$M_{rx} = 682663,78 \text{ kN.m}$$

Le poids total de la structure est :

$$W = 182751,95 \text{ kN}$$

La coordonnée du centre de gravité suivant X est :

$$X_g = 29,68 \text{ m}$$

Le moment stabilisateur suivant X-X est donc :

$$\begin{aligned} M_{sx} &= W \times X_g \\ M_{sx} &= 182751,95 \times 29,68 \\ M_{sx} &= 5423328,52 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Le rapport de sécurité est :

$$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} = \frac{5423328,52}{682663,78}$$

$$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} = 7,94$$

Or :

$$7,94 > 1,3$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée suivant X-X.

Étage	Hm	V _y kN	M _{ry} kN.m
9	26,80	8857,53	237381,92
8	24,00	16062,28	172913,96
7	21,20	22131,64	128670,47
6	18,40	27231,09	93829,76
5	15,60	31440,21	65662,35
4	12,80	34761,32	42510,12
3	10,00	37643,55	28822,33
2	7,20	39727,30	15002,99
1	3,90	40572,32	3295,59
Total	—	—	788089,49

Tableau VII.13 : Vérification du renversement suivant Y-Y

Le moment de renversement suivant Y-Y est :

$$M_{ry} = 788089,49 \text{ kN.m}$$

Le poids total de la structure est :

$$W = 182751,95 \text{ kN}$$

La coordonnée du centre de gravité suivant Y est :

$$Y_g = 16,56 \text{ m}$$

Le moment stabilisateur suivant Y-Y est donc :

$$\begin{aligned} M_{sy} &= W \times Y_g \\ M_{sy} &= 182751,95 \times 16,56 \\ M_{sy} &= 3027194,64 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Le rapport de sécurité est :

$$\begin{aligned} \frac{M_{sy}}{M_{ry}} &= \frac{3027194,64}{788089,49} \\ \frac{M_{sy}}{M_{ry}} &= 3,84 \end{aligned}$$

Or :

$$3,84 > 1,3$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée suivant Y-Y.

La stabilité au renversement est donc vérifiée dans les deux directions principales. La structure proposée présente une sécurité satisfaisante vis-à-vis du renversement conformément aux exigences du RPA 2024 [8].

VII.6 Ferrailage des éléments structuraux de la structure proposée

VII.6.1 Objectif du ferrailage

Après la vérification sismique globale de la structure proposée selon le RPA 2024, le ferrailage des éléments structuraux est dimensionné afin de vérifier leur capacité résistante vis-à-vis des sollicitations obtenues par l'analyse structurale.

La structure proposée comporte des poutres larges de section :

$$200 \times 35 \text{ cm}^2$$

Les éléments horizontaux, à savoir les poutres et les dalles, sont réalisés avec un béton de résistance caractéristique :

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

Les voiles constituent les éléments principaux de contreventement. Dans cette variante, leur épaisseur a été augmentée de 25 cm à 30 cm, et la longueur de certains voiles a été modifiée afin d'améliorer la rigidité latérale et la répartition des efforts sismiques. Les voiles sont dimensionnés avec :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

Le ferrailage est déterminé conformément au BAEL 91 révisé 99, au CBA93 et aux exigences parasismiques du RPA 2024 [3,5,8]. Les vérifications portent principalement sur les poutres larges, les voiles et les dalles, en tenant compte des armatures longitudinales, des armatures transversales, des vérifications à l'ELU, à l'ELS et des dispositions constructives nécessaires pour assurer un comportement ductile sous action sismique.

VII.6.2 Ferrailage des poutres

VII.6.2.1 Description des poutres étudiées

Dans la nouvelle variante, les poutres sont adoptées avec une section :

$$\begin{aligned} b \times h &= 200 \times 35 \text{ cm}^2 \\ f_{c28} &= 25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

La hauteur utile est prise égale à :

$$d = 0,9h$$

D'où :

$$d = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$$

Cette section a été retenue afin d'augmenter l'inertie du système de plancher et d'améliorer le comportement en service, notamment vis-à-vis des flèches différées.

VII.6.2.2 Sollicitations extrêmes des poutres

Les sollicitations extrêmes obtenues à partir du modèle de calcul sont présentées dans le tableau suivant.

Poutre 200*35 (cm ²)	Sur appuis			En travée			Vu(KN)
	Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	Macc(KN.m)	Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	Macc(KN.m)	
	-657.5193	-479.5256	-1680.6952	353.4245	257.9691	1681.2103	1052.1722

Tableau VI.14 : Les sollicitations extrêmes sur les poutres

VII.6.2.3 Calcul des armatures longitudinales des poutres

Le calcul des armatures longitudinales est effectué selon les règles de la flexion simple définies par le BAEL 91 révisé 99 [3]. Les sections obtenues sont ensuite comparées aux exigences minimales et maximales imposées par le RPA 2024 [8].

Le tableau suivant présente les sections calculées et les choix d'armatures adoptés.

			Choix des barres
Sur appuis	A _{ssup} (cm ²)	137	14HA25 _{fil} + 14HA25 _{rmf} = 137.44cm ²
	A _{sinf} (cm ²)	10,68	14HA20 _{fil} = 43.98cm ²
En travée	A _{ssup} (cm ²)	0	14HA20 _{fil} = 43.98cm ²
	A _{sinf} (cm ²)	77,28	14HA20 _{fil} + 14HA20 _{rmf} = 87.96 cm ²

Tableau VI.15 : Armatures longitudinales des

Poutre	A _{stravé} (cm ²)	A _{sappui} (cm ²)	A _{Smin} (cm ²)		A _{Smax} (cm ²)	
			RPA	CNF	Zone courante	Zone de recouvrement
200*35	131.94	181.42	35	6.09	280	420

Tableau VI. 16 : vérification des armatures longitudinales des poutres.

a) Ferrailage sur appuis

Sur appui, le moment négatif important nécessite un ferrailage supérieur renforcé. La section calculée est :

$$A_{s,sup} = 137,00 \text{ cm}^2$$

Le choix adopté est :

$$14HA25 + 14HA25$$

La section correspondante est :

$$A_{s,sup} = 137,44 \text{ cm}^2$$

Ainsi :

$$137,44 \text{ cm}^2 > 137,00 \text{ cm}^2$$

La section adoptée est donc suffisante.

Pour les armatures inférieures sur appui, la section calculée est :

$$A_{s,inf} = 10,68 \text{ cm}^2$$

Le choix adopté est :

$$14HA20 = 43,98 \text{ cm}^2$$

On vérifie :

$$43,98 \text{ cm}^2 > 10,68 \text{ cm}^2$$

La condition est donc satisfaite.

b) Ferrailage en travée

En travée, le moment positif est repris principalement par les armatures inférieures. La section calculée est :

$$A_{s,inf} = 77,28 \text{ cm}^2$$

Le choix adopté est :

$$14HA20 + 14HA20$$

Soit :

$$A_{s,inf} = 87,96 \text{ cm}^2$$

On vérifie :

$$87,96 \text{ cm}^2 > 77,28 \text{ cm}^2$$

La section adoptée est donc suffisante.

Les armatures supérieures en travée sont conservées sous forme d'armatures filantes :

$$14HA20 = 43,98 \text{ cm}^2$$

Ces armatures permettent d'assurer la continuité structurale, la reprise des effets secondaires et le respect des dispositions constructives parasismiques.

VII.6.2.4 Vérification des armatures longitudinales selon le RPA 2024

Conformément au RPA 2024, les sections d'armatures longitudinales doivent vérifier les conditions minimales et maximales imposées afin d'assurer la ductilité et d'éviter une congestion excessive des armatures [8].

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant.

Poutre	$A_{s, travée}$ cm ²	$A_{s, appui}$ cm ²	$A_{s, min}$ RPA cm ²	$A_{s, min}$ CNF cm ²	$A_{s, max}$ zone courante cm ²	$A_{s, max}$ zone de recouvrement cm ²
200 × 35cm ²	131,94	181,42	35,00	6,09	280,00	420,00

Tableau VI. 17 : Vérification des armatures longitudinales selon le RPA

En travée :

$$A_s = 131,94 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_s = 181,42 \text{ cm}^2$$

La section minimale imposée par le RPA est :

$$A_{s,min} = 35,00 \text{ cm}^2$$

La section maximale en zone courante est :

$$A_{s,max} = 280,00 \text{ cm}^2$$

La section maximale en zone de recouvrement est :

$$A_{s,max} = 420,00 \text{ cm}^2$$

On vérifie donc :

$$35,00 < 131,94 < 280,00$$

Et :

$$35,00 < 181,42 < 280,00$$

Les armatures longitudinales adoptées respectent donc les prescriptions du RPA 2024.

VII.6.2.5 Vérification de la contrainte tangente limite ultime

La vérification au cisaillement consiste à comparer la contrainte tangente sollicitante à la contrainte tangente admissible du béton.

La contrainte tangente est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$$\begin{aligned}b &= 2,00 \text{ m} \\d &= 0,315 \text{ m}\end{aligned}$$

a) Vérification sous combinaison accidentelle

L'effort tranchant maximal sous combinaison accidentelle est :

$$V_u = 1052,1722 \text{ kN}$$

La contrainte tangente correspondante est :

$$\begin{aligned}\tau_u &= \frac{1052,1722}{2,00 \times 0,315} \\ \tau_u &= 1,67 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Pour une fissuration préjudiciable en combinaison accidentelle, la contrainte admissible est :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,125f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

Avec :

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

On obtient :

$$\begin{aligned}\bar{\tau}_u &= \min(3,125; 4) \\ \bar{\tau}_u &= 3,125 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Donc :

$$1,67 \text{ MPa} < 3,125 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

b) Vérification sous combinaison ELU

L'effort tranchant maximal à l'ELU est :

$$V_u = 401,5449 \text{ kN}$$

La contrainte tangente calculée est :

$$\tau_u = 0,64 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible à l'ELU est :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,50; 4)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Ainsi :

$$0,64 \text{ MPa} < 2,50 \text{ MPa}$$

La condition est également vérifiée.

Poutre	Combinaison	V_u kN	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérification
$200 \times 35 \text{ cm}^2$	ELA	1052,1722	1,67	3,125	Vérifiée
$200 \times 35 \text{ cm}^2$	ELU	401,5449	0,64	2,50	Vérifiée

Tableau VI. 18 : Vérification sous ELA et ELU

Les contraintes tangentes restent inférieures aux valeurs admissibles. Les poutres sont donc vérifiées vis-à-vis du cisaillement.

VII.6.2.6 Vérification de la section des armatures inférieures d'appui

Conformément au BAEL 91 révisé 99, les armatures inférieures au droit des appuis doivent être suffisantes pour assurer la reprise des efforts de traction et garantir la continuité de la poutre [3].

La section minimale nécessaire peut être estimée par :

$$A_{s,inf} \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e}$$

Avec :

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1052,1722 \text{ kN} \\
 \gamma_s &= 1,15 \\
 f_e &= 500 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

On obtient :

$$\begin{aligned}
 A_{s,inf} &\geq \frac{1052,1722 \times 10^3 \times 1,15}{500 \times 10^6} \\
 A_{s,inf} &\geq 24,20 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

La section adoptée est :

$$A_{s,inf} = 14HA20 = 43,98 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$43,98 \text{ cm}^2 > 24,20 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

VII.6.2.7 Vérification de la profondeur d'appui

La vérification de la profondeur d'appui permet de garantir un ancrage correct des armatures longitudinales et une transmission satisfaisante des efforts au voisinage des appuis.

La longueur de scellement retenue est :

$$L_s = 44 \text{ cm}$$

La profondeur d'appui utile retenue est :

$$a = 28,35 \text{ cm}$$

Cette valeur correspond à la limite géométrique adoptée pour la transmission de l'effort dans la bielle comprimée. Elle permet d'assurer un ancrage suffisant des armatures et une bonne transmission des efforts d'appui.

La condition de profondeur d'appui est donc satisfaite.

VII.6.2.8 Vérification de la compression dans la bielle

La vérification de la compression dans la bielle de béton permet de s'assurer que le béton au voisinage de l'appui peut transmettre l'effort tranchant sans écrasement.

La condition à vérifier est :

$$V_u \leq 0,267b_0af_{c28}$$

D'après les résultats obtenus :

$$V_u = 1,05 \text{ MN}$$

La capacité résistante de la bielle est :

$$0,267b_0af_{c28} = 3,00 \text{ MN}$$

Ainsi :

$$1,05 \text{ MN} \leq 3,00 \text{ MN}$$

La condition est vérifiée. La bielle comprimée possède donc une capacité suffisante pour reprendre l'effort appliqué.

VII.6.2.8 Vérification sous combinaison ELS

Après le dimensionnement des armatures longitudinales, les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées à l'état limite de service conformément au BAEL 91 révisé 99 [3].

A) Contrainte admissible du béton

La contrainte admissible du béton en compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Avec :

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

On obtient :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

B) Contrainte admissible de l'acier

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable, la contrainte admissible des aciers à haute adhérence est prise égale à :

$$\bar{\sigma}_s = 333,33 \text{ MPa}$$

C) Vérification des contraintes en service

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant.

Position	M_{ser} kN.m	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vérification
Sur appui	-479,5256	5,79	15	-123 / 67,2	333,33	Vérifiée
En travée	257,9691	4,14	15	46,6 / -103,1	333,33	Vérifiée

Tableau VI. 19 : Vérification des contraintes en service

• Sur appui

On vérifie :

$$\sigma_{bc} = 5,79 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_s| = 123 \text{ MPa} < 333,33 \text{ MPa}$$

La vérification à l'état limite de service est donc satisfaite sur appui.

• En travée

On vérifie :

$$\sigma_{bc} = 4,14 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_s| = 103,1 \text{ MPa} < 333,33 \text{ MPa}$$

La vérification à l'état limite de service est également satisfaite en travée.

Interprétation

Les contraintes calculées dans le béton et dans les armatures restent inférieures aux contraintes admissibles. Les poutres présentent donc un comportement satisfaisant en service. La fissuration reste maîtrisée et les contraintes dans le béton comprimé demeurent largement inférieures à la limite admissible.

VII.6.2.8 Dimensionnement des armatures transversales des poutres

A) Exigences du RPA 2024

Selon le RPA 2024, le diamètre des armatures transversales ne doit pas être inférieur à :

$$\phi_t \geq 6 \text{ mm}$$

Le diamètre adopté est :

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_{t,min} = 0,003 \times s \times b$$

Où :

- s Est l'espacement des armatures transversales ;
- b Est la largeur de la poutre.

En zone critique, l'espacement maximal doit satisfaire :

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\phi_l \right)$$

Avec :

$$h = 35 \text{ cm}$$

On obtient :

$$\frac{h}{4} = 8,75 \text{ cm}$$

L'espacement adopté en zone critique est donc :

$$s = 8 \text{ cm}$$

Hors zone critique, l'espacement adopté est :

$$s' = 15 \text{ cm}$$

La première armature transversale doit être placée à une distance maximale de 5 cm du nu de l'appui, conformément aux exigences parasismiques du RPA 2024 [8].

B) Calcul selon le BAEL 91

Le calcul des espacements admissibles selon le BAEL 91 révisé 99 donne les valeurs suivantes.

Paramètre	Valeur
V_u	1052,1722 kN
Diamètre transversal adopté	HA8
Section 8HA8	4,02 cm ²
f_e	500 MPa
Largeur de la poutre	2,00 m
S_{t1}	33,55 cm
S_{t2}	28,35 cm
S_{t3}	62,813 cm
Espacement limite RPA hors zone critique	17,5 cm
Espacement limite RPA zone critique	8,75 cm

Tableau VI. 20 : Résultats de calcul d'espacement selon

Le choix des espacements est gouverné par les prescriptions du RPA 2024, plus sévères en zone critique. On adopte donc :

$$s = 8 \text{ cm}$$

En zone critique, et :

$$s' = 15 \text{ cm}$$

Hors zone critique.

C) Vérification de la section minimale des armatures transversales

Pour une poutre de largeur :

$$b = 200 \text{ cm}$$

Et un espacement en zone critique :

$$s = 8 \text{ cm}$$

La section minimale exigée par le RPA 2024 est :

$$\begin{aligned} A_{t,min} &= 0,003 \times 8 \times 200 \\ A_{t,min} &= 4,80 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le choix initial :

$$8HA8 = 4,02 \text{ cm}^2$$

Est inférieur à :

$$A_{t,min} = 4,80 \text{ cm}^2$$

Ainsi, pour respecter strictement la condition minimale du RPA 2024, le choix adopté définitivement est :

$$10HA8$$

La section correspondante est :

$$A_t = 10 \times 0,503 = 5,03 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$5,03 \text{ cm}^2 > 4,80 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Le ferrailage transversal adopté est donc résumé dans le tableau suivant.

Poutre	Zone	Ferraillage transversal	Espacement adopté	Vérification
$200 \times 35 \text{ cm}^2$	Zone critique	10HA8	8 cm	Vérifiée
$200 \times 35 \text{ cm}^2$	Zone courante	8HA8	15 cm	Vérifiée

Tableau VI. 21 : Le ferraillage transversal adopté des

Interprétation

Les armatures transversales adoptées assurent une bonne résistance au cisaillement et un confinement satisfaisant dans les zones critiques. L'espacement réduit de 8 cm au voisinage des appuis permet d'améliorer le comportement ductile de la poutre sous action sismique. Hors zone critique, l'espacement de 15 cm reste compatible avec les exigences réglementaires.

VII.6.2.9 Vérification de la flèche des poutres de la nouvelle variante

La vérification de la flèche des poutres a été effectuée à l'état limite de service afin de s'assurer que les déformations restent compatibles avec les exigences de confort, de sécurité et de bon fonctionnement de l'ouvrage. La poutre étudiée présente une portée de $L = 8,00 \text{ m}$ et une section rectangulaire de dimensions $h \times b = 35 \times 200 \text{ cm}$.

La charge uniformément répartie considérée pour le calcul est égale à :

$$q_s = 53,619 \text{ kN/ml}$$

Le moment d'inertie de la section est :

$$I = 7,15 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

La flèche maximale calculée est obtenue par la relation classique des poutres simplement appuyées soumises à une charge uniformément répartie :

$$f_{cal} = \frac{5q_s L^4}{384EI}$$

Après calcul, on obtient :

$$f_{cal} = 12,43 \text{ mm}$$

La flèche admissible considérée est :

$$f_{lim} = 13,00 \text{ mm}$$

La condition de vérification s'écrit donc :

$$\begin{aligned} f_{cal} &\leq f_{lim} \\ 12,43 \text{ mm} &\leq 13,00 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ainsi, la flèche calculée reste inférieure à la flèche limite admissible. La poutre vérifie donc le critère de déformation.

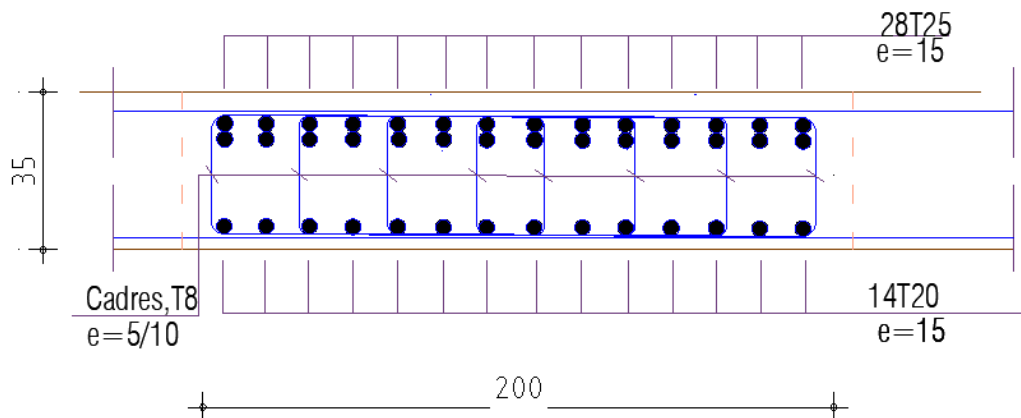


Figure VII.1 : ferrailage des poutres sur appui

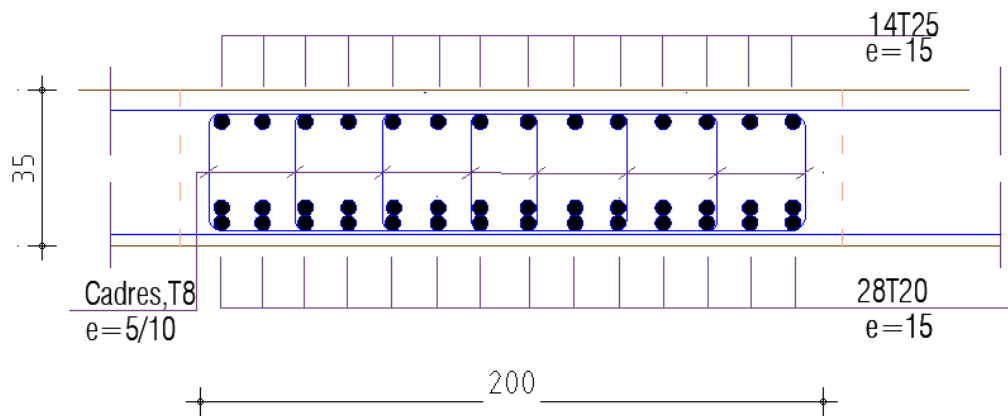


Figure VII.2 : ferrailage des poutres sur travée

VII.6.3 Étude des voiles

VII.6.3.1 Choix du voile représentatif

Les voiles en béton armé constituent les principaux éléments de contreventement de la structure. Ils assurent la reprise des efforts horizontaux dus au séisme, limitent les déplacements latéraux et participent à la stabilité globale de l'ouvrage.

Dans la nouvelle variante, l'épaisseur des voiles est portée à $e = 30$ cm et le béton adopté pour ces éléments est de résistance caractéristique $f_{c28} = 35$ MPa. Pour le dimensionnement, le voile PY27, orienté suivant la direction Y, est retenu comme voile représentatif. Ce choix est justifié par son orientation, ses caractéristiques géométriques et son rôle dans le système de contreventement. Les vérifications effectuées sur ce voile permettent ainsi de représenter le comportement des voiles similaires de la structure.

VII.6.3.2 Vérification de l'effort normal réduit

Afin de limiter le risque de rupture fragile des voiles sous action sismique, le RPA 2024 impose une limitation de l'effort normal réduit [8].

L'effort normal réduit est donné par :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} < 0.4$$

Avec :

- N_d : effort normal de compression de calcul ;
- B_c : section brute du voile ;
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats obtenus pour les différents voiles sont présentés ci-dessous.

Voile	N_d kN	Épaisseur e m	Longueur l_w m	ν_d
PL1	25590,3879	0,30	13,15	0,1853
PL2	23293,4853	0,30	14,08	0,1576
PY27	4879,7762	0,30	1,25	0,3718
PY2	8829,6926	0,30	5,40	0,1557
PY35	4274,0989	0,30	3,10	0,1313
PY30	7260,5953	0,30	3,10	0,2231
PX4	5124,5699	0,30	2,375	0,2055
PX3	4077,7714	0,30	1,25	0,3107
PX2	1589,1069	0,30	1,25	0,1211

Tableau VI. 22 : Vérification de l'effort normal réduit

Pour le voile représentatif PY27 :

$$\nu_d = 0,3718$$

Cette valeur reste inférieure à la limite réglementaire adoptée. La condition de l'effort normal réduit est donc vérifiée.

VII.6.3.3 Vérification sous sollicitations tangentes

La vérification au cisaillement du voile est réalisée conformément au RPA 2024 [8]. L'effort tranchant majoré est donné par :

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

Avec :

$$V = 734,7582 \text{ kN}$$

On obtient :

$$\begin{aligned}\bar{V} &= 1,4 \times 734,7582 \\ \bar{V} &= 1028,66 \text{ kN}\end{aligned}$$

La contrainte tangentielle est donnée par :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w d}$$

Avec :

$$\begin{aligned} b_w &= 0,30 \text{ m} \\ d &= 0,9l_w \\ d &= 0,9 \times 1,25 = 1,125 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc :

$$\begin{aligned} \tau_b &= \frac{1028,66}{0,30 \times 1,125} \\ \tau_b &= 3,05 \text{ MPa} \end{aligned}$$

La contrainte admissible est :

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

Avec :

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

On obtient :

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_b &= 0,2 \times 25 \\ \bar{\tau}_b &= 5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Ainsi :

$$3,05 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa}$$

La condition de cisaillement est donc vérifiée.

VII.6.3.4 Dimensions géométriques du voile

Les caractéristiques géométriques du voile PY27 sont les suivantes.

Paramètre	Valeur
Longueur du voile l_w	1,25 m
Épaisseur b_w	30 cm
Hauteur totale h_w	26,8 m
Hauteur libre d'étage h_e	3,7 m
Nombre d'étages	9

Tableau VI. 23 : Dimensions géométriques du voile

- Classification des voiles**

Si $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$: voiles élancés

Si $\frac{h_w}{l_w} < \frac{2}{3}$: grandes dalles murales

Si $\frac{2}{3} < \frac{h_w}{l_w} < 2$: voiles courts

Le rapport géométrique du voile est :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{26,8}{1,25}$$

$$\frac{h_w}{l_w} = 21,44 \geq 2$$

Le voile est donc classé comme un voile élancé. Son comportement est principalement gouverné par la flexion, ce qui justifie le dimensionnement renforcé des éléments de rive.

VII.6.3.5 Hauteur critique du voile

Selon le RPA 2024, la hauteur critique correspond à la zone où un confinement renforcé doit être prévu afin d'assurer la ductilité locale du voile [8].

$$h_{cr} = \max \left(l_w; \frac{h_w}{6} \right) = 4.47 \text{ m}$$

et

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w = 2.5 \text{ m} \\ 2h_e = 7.4 \text{ m} \end{cases} \quad n > 6 \text{ niveaux}$$

D'après les résultats de calcul :

$$h_{cr} = 2.5 \text{ m}$$

Cette hauteur est retenue pour la disposition des armatures de confinement dans les éléments de rive.

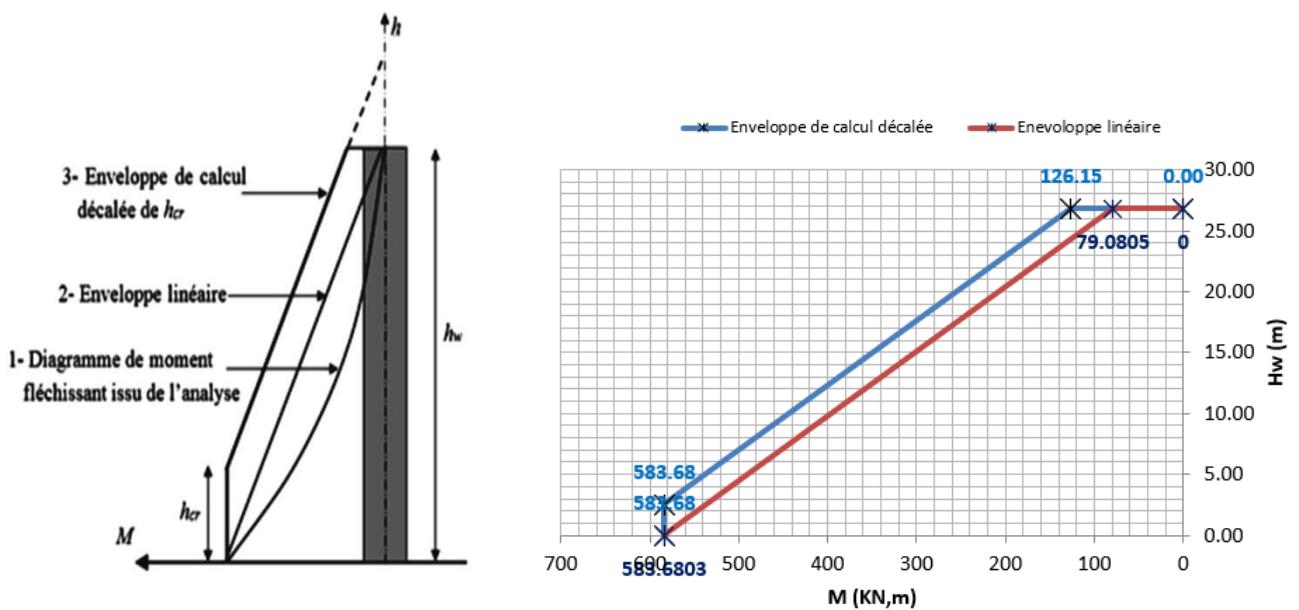


Figure VII.3 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

VII.6.3.6 Détermination des dimensions des éléments de rive

Conformément au RPA 2024, la longueur de l'élément de rive doit vérifier [8] :

$$l_c \geq \max(0,15l_w; 1,5b_w)$$

Avec :

$$l_w = 1,25 \text{ m}$$

$$b_w = 0,30 \text{ m}$$

On obtient :

$$0,15l_w = 0,15 \times 1,25 = 0,1875 \text{ m}$$

$$1,5b_w = 1,5 \times 0,30 = 0,45 \text{ m}$$

Donc :

$$l_c \geq 0,45 \text{ m}$$

On adopte :

$$l_c = 50 \text{ cm}$$

L'épaisseur de l'élément de rive est prise égale à l'épaisseur du voile :

$$b_c = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions adoptées pour l'élément de rive sont donc :

$$b_c \times l_c = 30 \times 50 \text{ cm}^2$$

VII.6.3.7 Ferrailage longitudinal des éléments de rive

Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales dans les éléments de rive est fixé à :

$$0,5\%$$

De la surface confinée.

La section minimale est donc :

$$\begin{aligned} A_{l,min} &= 0,005 \times 50 \times 30 \\ A_{l,min} &= 7,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Les sollicitations maximales obtenues sont :

$$\begin{aligned} N_{max} &= 5205,5371 \text{ kN} \\ M_{corr} &= 583,6803 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

La section d'armature longitudinale nécessaire obtenue par calcul est :

$$A_l = 68,97 \text{ cm}^2$$

Le choix adopté est :

$$16HA25$$

La section correspondante est :

$$A_l = 78,54 \text{ cm}^2$$

On vérifie :

$$78,54 \text{ cm}^2 > 68,97 \text{ cm}^2$$

Et :

$$78,54 \text{ cm}^2 > 7,5 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage longitudinal des éléments de rive est donc vérifié.

VII.6.3.8 Disposition des armatures longitudinales

Les armatures verticales sont réparties dans les éléments de rive de manière à respecter les espacements imposés par le RPA 2024 et à garantir un confinement efficace.

Les espacements adoptés sont :

$$e_x = \frac{50}{5} = 10 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{30 - 2 \times 3}{3} = 8 \text{ cm}$$

Ces espacements permettent une bonne répartition des barres et facilitent la mise en œuvre du béton.

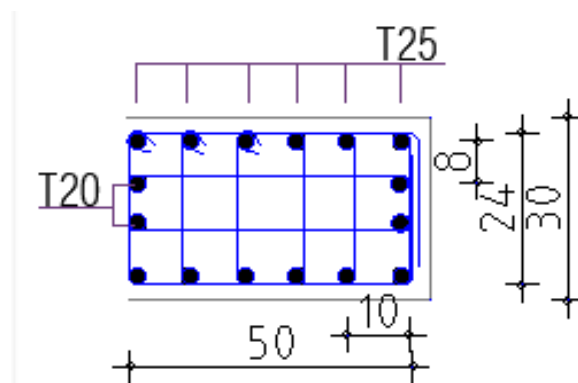


Figure VII.4 : ferrailage de l'élément de rive

VII.6.3.9 Ferrailage transversal des éléments de rive

Les armatures longitudinales des éléments de rive doivent être confinées par des cadres ou des étriers horizontaux. Ce confinement est nécessaire pour améliorer la ductilité locale du voile et éviter une rupture fragile sous sollicitations sismiques [8].

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12.5 \text{ cm}; 6\phi_l\right)$$

Où :

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les éléments de rive

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

$$b_0 = 30 - 2 \times 3 = 24 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min\left(\frac{24}{3}; 12.5 \text{ cm}; 6 \times 2.5\right) = \min(8; 12.5; 15) = 8 \text{ cm}$$

Le choix adopté est :

$$8HA8$$

La section correspondante est :

$$\begin{aligned} A_t &= 8 \times 0,503 \\ A_t &= 4,02 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Les cadres sont disposés sur la hauteur critique :

$$h_{cr} = 2.5 \text{ m}$$

Cette disposition assure un confinement satisfaisant des extrémités du voile.

VII.6.3.10 Armatures verticales de l'âme

Les armatures verticales de l'âme participent à la reprise des efforts de traction répartis et au contrôle de la fissuration verticale.

Le diamètre maximal, ϕ_{max} des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8mm \leq \phi_{max} \leq \frac{b_w}{8} = 37.5mm$$

On choisit :

$$\phi_l = 8mm$$

Le choix adopté est :

$$4HA8$$

L'espacement des armatures d'âme

$$S_t < \min(250mm; 25\phi_l) = 250mm$$

on prend :

$$S_t = 200mm$$

La section de ferrailage correspondant à la section d'âme du voile

$$A_{sv} = 4 \times \frac{\pi \times 0.8^2}{4} = 2.01cm^2$$

VII.6.3.11 Armatures horizontales de l'âme

Les armatures horizontales de l'âme sont dimensionnées à partir de l'effort tranchant majoré.

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e}$$

L'effort tranchant de calcul est :

$$\bar{V} = V \times 1.4 = 734.7582 \times 1.4$$

$$\bar{V} = 1028,66 \text{ kN}$$

Le bras de levier entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées est :

$$z = 125 - 2 \times 3 - 50$$

$$z = 69 \text{ cm}$$

La section correspondante est :

$$A_h \geq \frac{1.028 \times 0.2}{0.69 \times 500} \quad A_h \geq 5.96$$

Le ferrailage horizontal adopté est :

8HA10

Cette disposition assure la reprise des sollicitations tangentes et contribue au comportement ductile du voile sous action sismique.

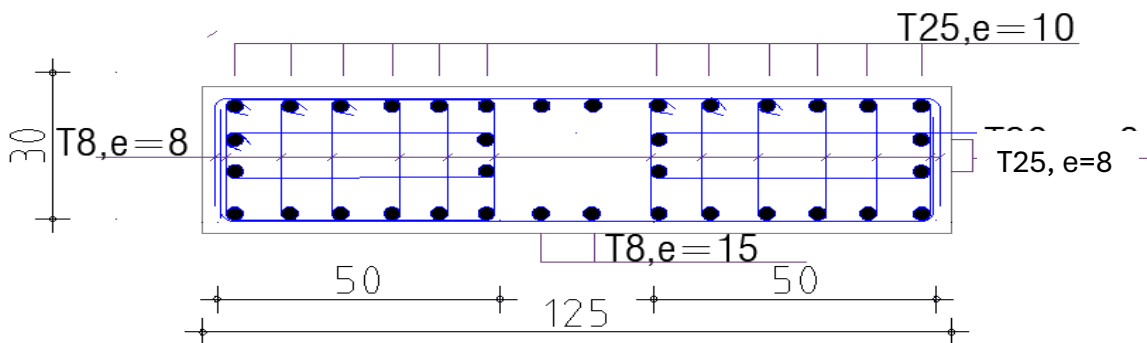


Figure VII.5 : Schéma du ferrailage du voile

VII.6.3.12 Vérification des conditions de ductilité locale

Conformément aux dispositions du RPA 2024 (Article 7.7.5) relatives aux exigences de ductilité locale des voiles en béton armé, les éléments de rive doivent être suffisamment confinés afin de garantir un comportement ductile sous sollicitations sismiques sévères.

Pour les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique volumique des armatures de confinement ω_{wd} doit satisfaire la condition suivante :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\varphi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

Où :

- ω_{wd} : rapport mécanique volumique des armatures de confinement ;
- α : coefficient d'efficacité du confinement ;
- μ_{φ} : coefficient de ductilité en courbure ;
- v_d : effort normal réduit ;

- ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales de l'âme ;
- $\varepsilon_{sy,d}$: déformation de l'acier à la limite d'élasticité.

La déformation à la limite élastique de l'acier est donnée par :

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

A) Calcul du rapport mécanique de confinement

La longueur totale des armatures transversales est déterminée par :

$$L_t = (50 + 24) \times 2 + (30 + 24) \times 2 + (10 + 24) \times 2 + (8 + 50) \times 2$$

$$L_t = 343.22 \text{ cm}$$

La section d'un cadre HA8 vaut :

$$A_t = 0.50 \text{ cm}^2$$

En considérant seize cadres espacés de 6 cm sur un mètre de hauteur, le rapport mécanique volumique des armatures de confinement est :

$$\omega_{wd} = \frac{343.22 \times 0.5 \times 12}{50 \times 24 \times 100} \times \frac{500 \times 1.2}{35 \times 1}$$

$$\omega_{wd} = 0.294$$

B) Calcul de l'effort normal réduit

Selon le RPA 2024, l'effort normal réduit est défini par :

$$v_d = \frac{N}{S_v f_{c28}}$$

$$v_d = \frac{3756.1298 \times 10^{-3}}{0.3 \times 1.25 \times 35}$$

D'où :

$$v_d = 0.0694$$

C) Coefficient d'efficacité du confinement

Le coefficient d'efficacité du confinement est obtenu par :

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$$

Avec :

$$\alpha_n = 1 - \left(\frac{10 \times 10^2 + 6 \times 8^2}{6 \times 50 \times 24} \right) = 0.808$$

Et :

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{8}{2 \times 24} \right) \times \left(1 - \frac{8}{2 \times 50} \right) = 0.767$$

Par conséquent :

$$\alpha = 0.808 \times 0.767$$

$$\alpha = 0.620$$

D) Taux mécanique des armatures verticales de l'âme

Le taux mécanique des armatures verticales est calculé par :

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)b_w} \times \frac{f_e \times 1.2}{f_{c28}}$$

Soit :

$$\omega_v = \frac{2.01 \times 10^{-4}}{(1.25 - 2 \times 0.5) \times 0.3} \times \frac{500 \times 1.2}{25}$$

$$\omega_v = 0.046$$

E) Calcul du coefficient de ductilité en courbure

Conformément au RPA 2024, le coefficient de ductilité en courbure est donné par :

$$\mu_\phi = 2 \left(\frac{R}{Q} \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) - 1 \text{ si } T_0 \geq T_2$$

Dans le cas étudié :

$$T_0 = 0.72 \text{ s} > T_2 = 0.60 \text{ s}$$

Le moment résistant obtenu à partir du calcul de la section est :

$$M_{Rd} = 3588 \text{ kN.m}$$

Avec :

$$M_{Ed} = 2677.329 \text{ kN.m}$$

Ainsi :

$$\mu_\phi = 2 \left(\frac{4.5}{1.25} \times \frac{2677.329}{3588} \right) - 1$$

$$\mu_\phi = 4.09$$

F) Vérification de la condition de ductilité

Le membre de gauche de l'inégalité vaut :

$$\alpha \omega_{wd} = 0.294 \times 0.62 = 0.182$$

Le membre de droite vaut :

$$30 \times 4.09 \times (0.286 + 0.046) \times \frac{500}{2 \times 10^5} \times \frac{0.3}{0.24} - 0.035$$

$$= 0.09$$

Par conséquent :

$$0.182 > 0.09$$

La condition imposée par le RPA 2024 (Article 7.7.5) est donc satisfaite.

La vérification de la ductilité locale est vérifiée.

G) Vérification de la longueur confinée des éléments de rive

La position de l'axe neutre ultime est estimée par :

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{b_c l_w}{b_0}$$

$$x_u = (0.286 + 0.046) \frac{0.3 \times 1.25}{0.24}$$

$$x_u = 0.518 \text{ m}$$

La déformation ultime du béton confiné est calculée conformément au RPA 2024 :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \alpha \omega_{wd}$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.182$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0217$$

La longueur comprimée des éléments de rive est alors :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} = 0.0035 + 0.1 \cdot 0.182 = 0.0217$$

$$l_{c,calc} = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right)$$

$$l_{c,calc} = 0.518 \left(1 - \frac{0.0035}{0.0217} \right) \times 100$$

$$l_{c,calc} = 43.5 \text{ cm}$$

La longueur adoptée est :

$$l_c = 50 \text{ cm}$$

Comme :

$$50 \text{ cm} > 43.5 \text{ cm}$$

La condition est satisfaite.

VII.6.3.13 Ferrailage des étages supérieurs

Niveau	N (kN)	M_{calcul} (kN·m)	A_{st} (cm ²)	Choix des armatures	$l_c \times b_c$	A_h
RDC	5205.5371	583.6803	68.97	16HA25=78.54	50×30	8HA10
Etage 1	4203.3006	557.32				
Etage 2	3092.9953	495.19	43,47	14HA20=43.98cm ²	40×30	4HA10
Etage 3	2134.3492	442.47				
Etage 4	1317.1019	389.75	21,93	12HA16=24.13cm ²	30×30	2HA10
Etage 5	702.0483	337.03				
Etage 6	315.1564	284.31	9.96	8HA14=12.32cm ²	20×30	2HA10
Etage 7	146.4852	231.59				
Etage 8	138.456	178.87	5.49	6HA12=6.79cm ²	10×30	2HA10
Etage 8	35.8455	126.15				

Tableau VI.24 : Ferrailage des voiles des étages supérieurs

		La section	120×30
Ferrailage des éléments de rive	Les armatures longitudinales	$A_{s \min}(\text{cm}^2)$	7.5cm ²
		$A_{s \text{ cal}}(\text{cm}^2)$	68.97
		Choix des barres	16HA25
		$A_{s \text{ adop}}(\text{cm}^2)$	78.54
		$S_{t,x}(\text{cm})$	10
		$S_{t,y}(\text{cm})$	8
	Les armatures verticales cadre	$A_s(\text{cm}^2)$	1.613
		Choix des barres	8HA8
		$S_t(\text{cm})$	8
Ferrailage de l'âme	Les armatures verticales	$A_s(\text{cm})$	2.01cm ²
		Choix des barres	4HA8
		$S_t(\text{cm})$	20
	Les armatures horizontales	$A_s(\text{cm})$	5.96
		Choix des barres	8HA10

Tableau VI.25 : Ferrailage adopté pour le voile.

VII.6.3. Ferrailage des dalles

VII.6.3.1 Rôle des dalles et principe de calcul

Les dalles assurent le transfert des charges verticales vers les poutres larges et les éléments porteurs verticaux. Dans la nouvelle variante, l'introduction des poutres de section $200 \times 35 \text{ cm}^2$ permet une meilleure répartition des efforts et une réduction des moments fléchissants dans les panneaux de dalle.

Les dalles sont réalisées avec un béton de résistance caractéristique $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. Leur ferrailage est déterminé suivant les deux directions principales, conformément aux règles de flexion simple du BAEL 91 révisé 99 et aux dispositions constructives du CBA93 [3,5].

Les vérifications portent principalement sur les sections d'armatures nécessaires en travée et sur appuis, ainsi que sur le respect des espacements maximaux réglementaires.

VII.6.3.2 Ferrailage suivant la direction X-X et Y-Y

A) Plancher sans poutre

- Sens x :

Position	Moment	$A_s(\text{cm}^2/\text{m})$	Choix des barres	A_s adoptée (cm^2/m)	A_s min (cm^2/m)
En travée	53.06	6,55	6HA12	5.50	1.74
Sur appuis	-307.984	46,69	24HA16	5.50	1.74

Tableau VI.26 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles sens xx

- Sens y :

Position	Moment	$A_s(\text{cm}^2/\text{m})$	Choix des barres	A_s adoptée (cm^2/m)	A_s min
En travée	45.25	5,55	5HA12	5.50	1.74
Sur appuis	-301.031	45,69	23HA16	5.50	1.74

Tableau VI.27 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles sens yy

- Disposition des armatures

Selon l'article A.7.2.4.2 du CBA93 l'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs du tableau suivant dans laquelle h désigne l'épaisseur totale de la plaque. Pour $h_0 = 20\text{cm}$

Sens X-X :

$$S_t = 8 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h_0 ; 33 \text{ cm}) = \text{Min}(60 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Sens Y-Y :

$$S_t = 8 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h_0 ; 40 \text{ cm}) = \text{Min}(80\text{cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

B) Plancher avec poutre de (35*200)

- Sens x :

Position	Moment	$A_s(\text{cm}^2/\text{m})$	Choix des barres	A_s adoptée (cm^2/m)	A_s min (cm^2/m)
En travée	25.266	3,52	7HA10	5.50	1.74
Sur appuis	-22.69	3,15	7HA10	5.50	1.74

Tableau VI.28 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles sens yy

- **Sens y :**

Position	Moment	$A_s(\text{cm}^2/\text{m})$	Choix des barres	A_s adoptée (cm^2/m)	A_s min	
En travée	18.818	2,61	7HA10	5.50		1.74
Sur appuis	-26.282	3,68	7HA10	5.50	1.74	1.75

Tableau VI.29 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles sens yy

- **Disposition des armatures**

Selon l'article A.7.2.4.2 du CBA93 l'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs du tableau suivant dans laquelle h désigne l'épaisseur totale de la plaque. Pour $h_0 = 20\text{cm}$

Sens X-X :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h_0 ; 33 \text{ cm}) = \text{Min}(60 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Sens Y-Y :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h_0 ; 40 \text{ cm}) = \text{Min}(80\text{cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Interprétation

Le ferrailage adopté dans les deux directions est supérieur aux sections calculées. L'espacement de 15 cm permet une répartition régulière des armatures et assure une bonne maîtrise de la fissuration.

L'introduction des poutres larges a permis de réduire les moments dans la dalle, ce qui conduit à un ferrailage plus léger et plus régulier que celui obtenu dans le cas du système initial de dalle pleine sans poutres

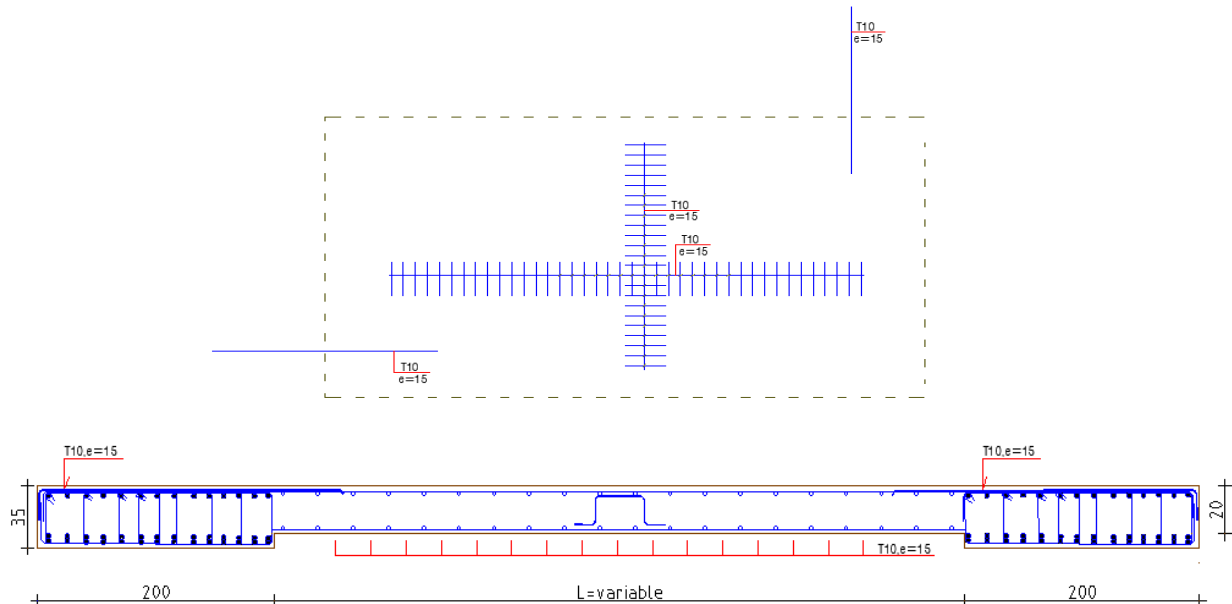


Figure VI.6 : Détail de ferrailage de la dalle

VII.7 Vérification de la flèche selon l'ACI

VII.7.1 Objectif de la vérification

La vérification de la flèche est réalisée afin de contrôler le comportement en service du plancher terrasse de la structure proposée. Cette vérification permet de s'assurer que les déformations verticales restent compatibles avec l'usage de l'ouvrage et qu'elles ne provoquent pas de désordres dans les éléments non structuraux.

La structure proposée comporte un système de dalle avec poutres larges de section :

$$200 \times 35 \text{ cm}^2$$

Cette disposition a été retenue afin d'augmenter la rigidité du plancher, de réduire les flèches différées et d'améliorer le comportement à long terme de la structure.

La vérification est effectuée selon les recommandations de l'ACI 318 relatives aux limites admissibles des flèches des éléments fléchis en béton armé [1]. Les effets différés dus au fluage et au retrait du béton sont également pris en compte conformément aux recommandations de l'ACI Committee 435 et aux méthodes d'évaluation des déformations à long terme des structures en béton armé [2,7].

La zone étudiée correspond au plancher terrasse, considéré comme le niveau le plus défavorable vis-à-vis des déformations verticales.

VII.7.2 Critère de vérification selon l'ACI

La vérification de la flèche est effectuée conformément aux prescriptions de l'ACI 318 relatives aux états limites de service [1]. L'objectif est de s'assurer que la flèche maximale calculée reste inférieure à la flèche limite admissible.

La condition générale de vérification s'écrit :

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{lim}$$

Avec :

Δ_{max} : la flèche maximale obtenue par l'analyse numérique, et :

Δ_{lim} : la flèche limite admissible selon l'ACI.

Type d'élément	Flèche à considérer	Limite admissible
Toitures plates ne supportant pas et n'étant pas attachées à des éléments non structuraux susceptibles d'être endommagés par de grandes déformations	Flèche immédiate due à la charge d'exploitation (L)	$L/180$
Planchers ne supportant pas et n'étant pas attachés à des éléments non structuraux susceptibles d'être endommagés par de grandes déformations	Flèche immédiate due à la charge d'exploitation (L)	$L/360$
Toitures ou planchers supportant ou attachés à des éléments non structuraux susceptibles d'être endommagés par de grandes déformations	Partie de la flèche totale apparaissant après la mise en place des éléments non structuraux	$L/480$
Toitures ou planchers supportant ou attachés à des éléments non structuraux non susceptibles d'être endommagés par de grandes déformations	Partie de la flèche totale apparaissant après la mise en place des éléments non structuraux	$L/240$

Tableau VI.30 : Limites admissibles des flèches selon l'ACI 318

Selon l'ACI 318, la limite admissible dépend de la nature de l'élément étudié et de la présence ou non d'éléments non structuraux sensibles aux déformations. Dans le cas du plancher terrasse étudié, l'élément ne supporte pas d'éléments non structuraux susceptibles d'être endommagés par des déformations importantes. La limite retenue est donc :

$$\Delta_{lim} = \frac{L}{240}$$

Où :

L : représente la portée de calcul de la bande ou du panneau étudié.

Ainsi, le critère adopté dans cette étude est :

$$\Delta_{max} \leq \frac{L}{240}$$

La portée de calcul retenue est :

$$L = 8000 \text{ mm}$$

La flèche limite admissible devient alors :

$$\begin{aligned} \Delta_{lim} &= \frac{8000}{240} \\ \Delta_{lim} &= 33,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

La condition à vérifier est donc :

$$\Delta_{max} \leq 33,33 \text{ mm}$$

VII.7.3 Résultats numériques

La vérification est effectuée au niveau du plancher terrasse. Ce niveau est retenu comme zone critique en raison de sa sensibilité aux déformations verticales à long terme.

Les résultats de l'analyse numérique donnent une flèche maximale à long terme égale à :

$$\Delta_{max} = 32,398 \text{ mm}$$

La flèche limite admissible selon l'ACI est :

$$\Delta_{lim} = 33,33 \text{ mm}$$

Élément étudié	Portée L	Limite ACI	Flèche limite Δ_{lim}	Flèche maximale Δ_{max}	Condition
Plancher terrasse	8000 mm	$L/240$	33,33 mm	32,398 mm	Vérifiée

Tableau VI.31 : Vérification de la flèche selon l'ACI

La condition de vérification est :

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{lim}$$

Soit :

$$32,398 \text{ mm} < 33,33 \text{ mm}$$

La flèche maximale calculée reste donc inférieure à la limite admissible retenue selon l'ACI 318 [1].

VII.7.4 Analyse des résultats

A) Fleche de la première variante

La figure suivante présente le comportement en déformation du plancher terrasse sans poutres, correspondant au système étudié avant l'adoption de la nouvelle variante structurale.

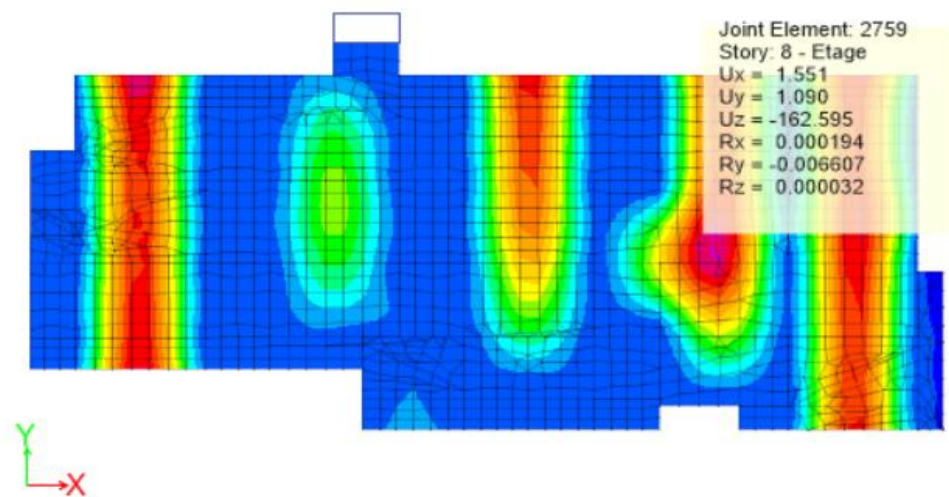


Figure VII.7 : Flèche du plancher terrasse sans poutres à 5000 jours

La flèche maximale obtenue pour ce système est :

$$\Delta_{max} = 162,595 \text{ mm}$$

Or:

$$162,595 \text{ mm} > 33,33 \text{ mm}$$

La flèche calculée dépasse largement la limite admissible imposée par l'ACI 318. Le système de plancher sans poutres ne satisfait donc pas le critère de limitation des déformations à long terme.

B) Fleche de la deuxième variante

La figure suivante illustre le comportement en déformation du nouveau système de plancher adopté après l'étude paramétrique, caractérisé par l'introduction de poutres larges.

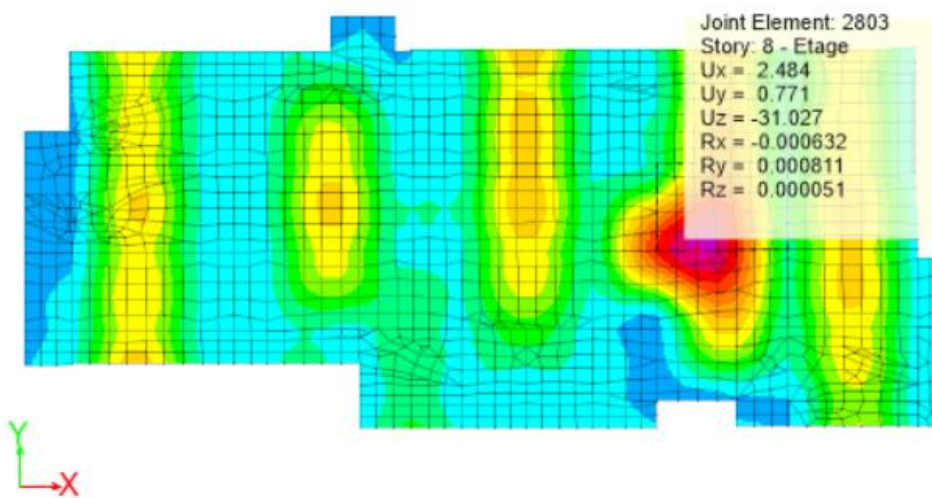


Figure VII.8 : Flèche du plancher terrasse avec poutres à 5000 jours

Pour cette variante, la flèche maximale obtenue est :

$$\Delta_{max} = 31,027 \text{ mm}$$

La limite admissible reste :

$$\Delta_{lim} = 33,33 \text{ mm}$$

On vérifie alors :

$$31,027 \text{ mm} < 33,33 \text{ mm}$$

La flèche calculée est donc inférieure à la limite admissible imposée par l'ACI 318. Par conséquent, le critère de serviceabilité est satisfait pour le nouveau système de plancher. L'adoption des poutres larges permet ainsi de réduire significativement les déformations différées et de rendre la variante proposée conforme aux exigences de limitation des flèches à long terme.

VII.7.5 Influence des poutres larges sur le comportement en déformation

Afin de mettre en évidence l'influence des poutres larges sur le comportement en service du plancher terrasse, deux configurations du même plancher ont été comparées. La première configuration correspond à un plancher constitué uniquement d'une dalle, sans poutres. La deuxième configuration correspond au même plancher après introduction de poutres larges.

Figure VII.9 présente la déformée du plancher terrasse sans poutres à 5000 jours.

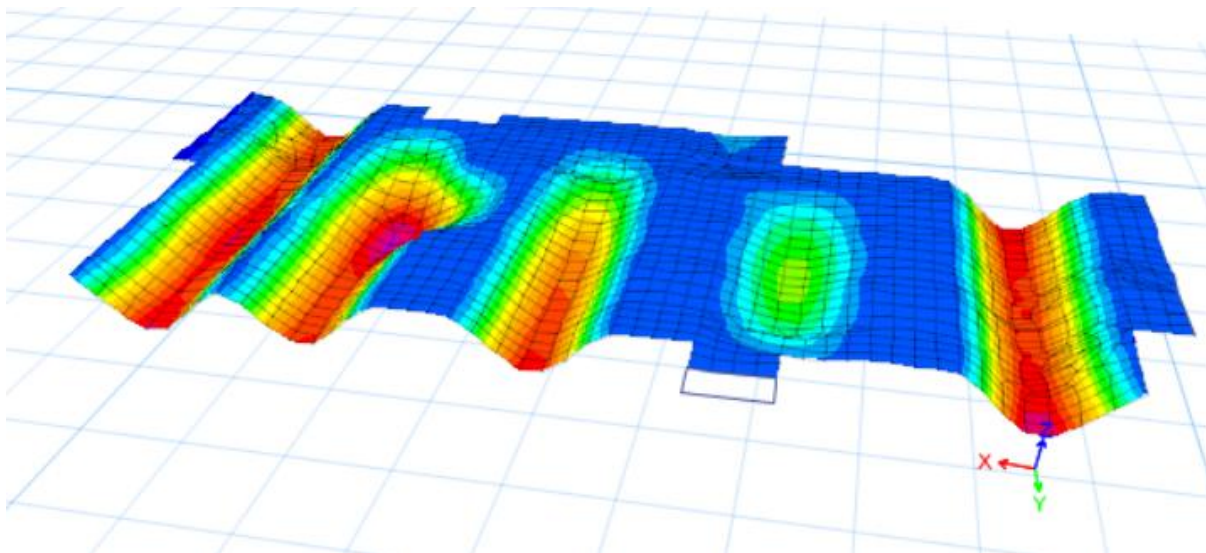


Figure VII.9 : Flèche du plancher terrasse sans poutres à 5000 jours

D'après Figure VII.9, on remarque que le plancher sans poutres présente des déformations importantes, principalement localisées au niveau des travées et des zones centrales des panneaux de dalle. Ces zones correspondent aux parties les moins appuyées du plancher, où la dalle travaille principalement en flexion. L'absence de poutres réduit la rigidité globale du système horizontal, ce qui conduit à une flèche importante à long terme.

La figure figure VII.10 : présente la déformée du même plancher terrasse après l'introduction des poutres larges.

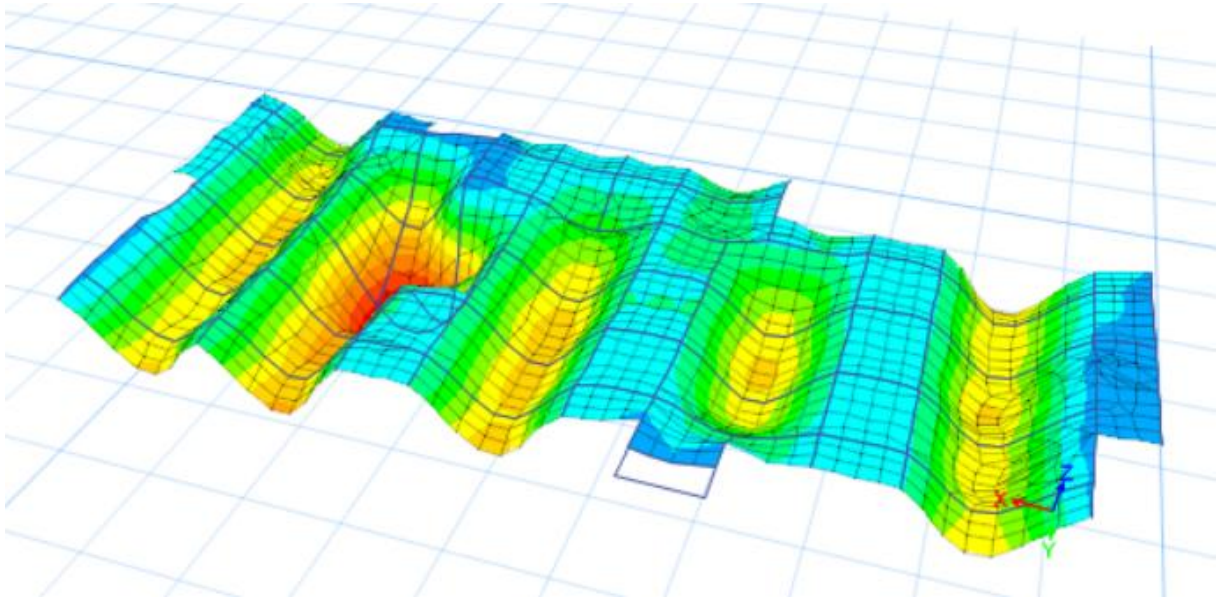


Figure VII.10 : Flèche du plancher terrasse avec poutres larges à 5000

D'après la Figure VII.10, on observe une diminution nette des déformations verticales. Les flèches deviennent moins importantes et mieux réparties sur l'ensemble du plancher. Cette amélioration est due à la présence des poutres larges, qui augmentent la rigidité du système porteur et réduisent les déformations en travée.

Les poutres larges jouent donc un rôle de raidisseurs dans le plancher. Elles permettent de réduire les portées effectives des panneaux de dalle, d'améliorer la répartition des charges et de limiter les déformations différées dues au fluage et au retrait du béton. La comparaison visuelle entre les deux figures montre clairement que le système avec poutres larges présente un comportement plus favorable vis-à-vis des flèches à long terme.

Ainsi, l'adoption des poutres larges dans la nouvelle variante permet d'améliorer le comportement en service du plancher terrasse et de satisfaire le critère de limitation des déformations selon l'ACI 318 [1].

VII.8 Conclusion générale du chapitre

Ce chapitre a été consacré à l'étude de la structure proposée, élaborée afin de répondre aux insuffisances constatées dans la structure initiale après son analyse selon les exigences du RPA 2024.

La nouvelle variante structurale repose principalement sur l'adoption d'un système de dalle avec poutres larges de section $200 \times 35\text{cm}^2$. Cette solution a permis d'augmenter la rigidité du plancher, de réduire les flèches différées et d'améliorer la répartition des efforts dans les dalles. En parallèle, l'épaisseur des voiles a été augmentée de 25 cm à 30 cm, avec modification de la longueur de certains voiles, afin d'améliorer la rigidité latérale et la

réponse sismique globale de la structure. Les éléments horizontaux ont été considérés avec un béton de résistance $f_{c28} = 25\text{MPa}$, tandis que les voiles ont été dimensionnés avec un béton de résistance $f_{c28} = 35\text{MPa}$.

La vérification sismique de la structure proposée a montré que les principales exigences du RPA 2024 sont satisfaites. L'analyse modale a permis de mobiliser plus de 90 % de la masse totale dans les deux directions principales. La période fondamentale a été réduite par rapport à celle de la structure initiale, ce qui traduit une augmentation de la rigidité globale. L'effort tranchant dynamique à la base est vérifié dans les deux directions après amplification de l'action sismique suivant Y-Y par un coefficient de 1,09. Les déplacements inter-étages respectent les limites de non-effondrement et de limitation des dommages. Les effets du second ordre P- Δ sont négligeables, et la stabilité au renversement est vérifiée dans les deux directions.

Compte tenu de la modification de l'épaisseur et de la longueur de certains voiles, une vérification complémentaire de l'effet de noyau a également été effectuée. Les résultats ont montré que la structure proposée ne présente pas d'effet de noyau dominant, ce qui confirme que la répartition des rigidités reste satisfaisante.

Le ferraillage des éléments structuraux a ensuite été étudié conformément au BAEL 91 révisé 99, au CBA93 et au RPA 2024. Les poutres larges, les voiles et les dalles ont été dimensionnés et vérifiés vis-à-vis des sollicitations obtenues par l'analyse structurale. Les vérifications à l'état limite ultime, à l'état limite de service, au cisaillement, ainsi que les dispositions constructives parasismiques sont satisfaites. Le ferraillage adopté permet donc d'assurer à la fois la résistance, la ductilité et une meilleure faisabilité d'exécution.

Enfin, la vérification de la flèche selon l'ACI a confirmé l'efficacité de la solution proposée. La comparaison du comportement du plancher terrasse avec et sans poutres larges a montré que la présence des poutres réduit considérablement les déformations différées à long terme. Pour la configuration avec poutres larges, la flèche maximale obtenue reste inférieure à la limite admissible $L/240$, ce qui valide le critère de serviceabilité.

Ainsi, la structure proposée présente un comportement satisfaisant vis-à-vis des exigences parasismiques, des critères de résistance, des conditions de serviceabilité et des contraintes pratiques d'exécution. La variante retenue constitue donc une solution structurale plus adaptée que la configuration initiale, car elle permet d'assurer simultanément la sécurité sismique, la maîtrise des flèches différées et la faisabilité du ferraillage.



CONCLUSION GÉNÉRALE



CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent projet de fin d'études a porté sur l'étude structurale de l'Hôtel Falcon Thalassa, implanté à Cap Falcon, dans la commune d'Aïn El Turck, wilaya d'Oran. L'ouvrage étudié est un bâtiment hôtelier en béton armé composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée, de sept étages et d'un attique. Sa destination, sa configuration architecturale, son implantation en zone côtière et son classement en zone de forte sismicité selon le RPA 2024 ont nécessité une analyse structurale rigoureuse, intégrant à la fois les exigences de résistance, de stabilité, de ductilité, de durabilité et de serviceabilité.

L'objectif principal de ce travail était d'évaluer le comportement global de la structure initiale, constituée principalement de voiles porteurs associés à des dalles pleines avec poutres noyées, puis d'analyser sa conformité vis-à-vis des exigences réglementaires actuelles. L'étude a également porté sur une problématique essentielle du comportement en service : les flèches instantanées et différées des planchers en béton armé. Cette problématique s'est révélée particulièrement importante dans le cas des dalles pleines et des poutres noyées, où la recherche d'une sous-face plane et d'une hauteur structurale réduite peut conduire à une sensibilité accrue aux déformations à long terme.

La première étape du travail a consisté à établir une base bibliographique relative aux structures en béton armé, aux systèmes de contreventement par voiles porteurs, aux dalles pleines, aux poutres noyées, ainsi qu'aux phénomènes différés du béton. Cette recherche a permis de mettre en évidence le rôle important du retrait, du fluage et de la fissuration dans l'évolution des flèches à long terme. Elle a également montré que le contrôle des déformations ne doit pas être considéré comme une simple vérification secondaire, mais comme un critère fondamental de conception, au même titre que la résistance et la stabilité.

La description de l'ouvrage a ensuite permis de préciser les données géométriques, fonctionnelles et réglementaires du projet. L'Hôtel Falcon Thalassa est implanté dans une zone sismique VI, sur un site de catégorie S3, et appartient au groupe d'usage 1B. Ces paramètres imposent une conception parasismique adaptée, fondée sur une bonne répartition des éléments résistants, une limitation des déplacements inter-étages et une vérification de la stabilité globale de la structure. Les caractéristiques mécaniques des matériaux adoptées dans l'étude ont servi de base aux calculs de prédimensionnement, de modélisation et de dimensionnement.

Le prédimensionnement des éléments structuraux a permis de fixer les dimensions initiales des principaux éléments porteurs. Les dalles pleines ont été adoptées avec une épaisseur de 20 cm, tandis que les voiles porteurs ont été retenus avec une épaisseur initiale de 25 cm. Les

charges permanentes et les charges d'exploitation ont été évaluées selon la destination des locaux et la composition des planchers. Cette étape a montré que certaines poutres noyées présentaient une sensibilité notable aux flèches lorsqu'elles étaient considérées isolément, ce qui a confirmé la nécessité d'une analyse plus approfondie du comportement en service des planchers.

L'étude sismique de la structure initiale a été réalisée par la méthode modale spectrale à l'aide du logiciel ETABS, conformément aux prescriptions du RPA 2024. Les résultats de l'analyse modale ont montré que les premiers modes correspondent principalement à des translations suivant les deux directions principales, suivies d'un mode de torsion. La participation massique cumulée a dépassé 90 % dans les deux directions principales, ce qui a permis de valider le nombre de modes retenus. Après amplification réglementaire des efforts dynamiques, les vérifications de l'effort tranchant à la base, des déplacements inter-étages, de l'effet P- Δ , de la stabilité au renversement et de l'hypothèse du diaphragme rigide ont été satisfaites. Ces résultats ont confirmé que la structure initiale présentait un comportement global acceptable vis-à-vis des exigences sismiques.

Cependant, le dimensionnement des éléments structuraux selon le RPA 2024 a mis en évidence une augmentation importante des sollicitations par rapport à la conception initiale établie selon le RPA 99/version 2003. Cette augmentation s'est traduite par des sections d'armatures très importantes, notamment dans certaines poutres fortement sollicitées. Les poutres sont apparues comme les éléments les plus affectés par les nouvelles exigences réglementaires, avec une augmentation significative des armatures longitudinales. Pour les voiles, l'application du RPA 2024 a conduit à une redistribution du ferrailage vers les zones confinées des éléments de rive, conformément à la nouvelle philosophie de conception basée sur la ductilité locale et la dissipation d'énergie.

L'étude paramétrique des flèches différées a constitué une partie essentielle de ce travail. Elle a permis d'évaluer l'influence de plusieurs paramètres sur les déformations à long terme des planchers, notamment le taux de ferrailage des dalles, la largeur et la hauteur des poutres, la résistance du béton et la durée de chargement. Les résultats ont montré que l'augmentation du taux de ferrailage des dalles a une influence limitée sur les flèches différées, généralement inférieure à 2 %. Les armatures contribuent principalement au contrôle de la fissuration et à l'amélioration de la ductilité, mais elles ne modifient pas de manière significative la rigidité globale du système.

En revanche, l'étude a montré que la rigidité géométrique des éléments horizontaux constitue le paramètre le plus déterminant pour la maîtrise des flèches. L'augmentation de la largeur des poutres améliore progressivement le comportement en service, mais l'augmentation de leur hauteur produit l'effet le plus significatif, en raison de l'accroissement de l'inertie flexionnelle. Les configurations comportant des poutres de plus grande hauteur et de grande largeur ont présenté les meilleures performances vis-à-vis des déformations différées. L'étude a également confirmé l'influence importante de la résistance du béton : l'augmentation de la résistance de 25 MPa à 40 MPa a permis de réduire les flèches différées d'environ 32 %, grâce à l'augmentation du module d'élasticité et à la diminution relative des effets du fluage.

Sur la base de ces résultats, une nouvelle variante structurale a été proposée. Cette variante consiste principalement à adopter un système de dalle avec poutres larges de section 200×35 cm², afin d'augmenter la rigidité du plancher, de réduire les flèches différées, de limiter le risque de poinçonnement et d'améliorer la faisabilité du ferrailage. En parallèle, l'épaisseur des voiles a été augmentée de 25 cm à 30 cm, et la longueur de certains voiles a été ajustée afin d'améliorer la répartition des rigidités et la réponse sismique globale de la structure.

La vérification sismique de la structure proposée a montré une amélioration du comportement dynamique global. La période fondamentale a diminué par rapport à celle de la structure initiale, traduisant une augmentation de la rigidité globale. Les vérifications relatives à l'effort tranchant à la base, aux déplacements inter-étages, à la limitation des dommages, à l'effet P- Δ et à la stabilité au renversement ont été satisfaites. La vérification complémentaire de l'effet de noyau a également montré que la structure proposée ne présente pas de concentration excessive de rigidité dans une zone localisée, ce qui confirme la cohérence du système de contreventement adopté.

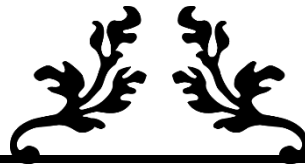
Le ferrailage de la structure proposée a ensuite été étudié conformément au BAEL 91 révisé 99, au CBA93 et au RPA 2024. Les poutres larges, les voiles et les dalles ont été dimensionnés et vérifiés vis-à-vis des sollicitations obtenues par l'analyse structurale. Les vérifications à l'état limite ultime, à l'état limite de service, au cisaillement et aux dispositions constructives parasismiques ont été satisfaites. Le ferrailage adopté permet ainsi d'assurer une résistance suffisante, une bonne ductilité et une meilleure faisabilité d'exécution par rapport à la structure initiale.

Enfin, la vérification de la flèche selon les recommandations de l'ACI a confirmé l'efficacité de la variante proposée. Pour le plancher terrasse, considéré comme zone critique vis-à-vis des déformations verticales, la flèche maximale à long terme obtenue est de 32,398 mm,

inférieure à la limite admissible de 33,33 mm. Ce résultat valide le critère de serviceabilité et montre que l'introduction des poutres larges permet de réduire significativement les déformations différées à long terme. La comparaison entre le système initial et la variante proposée confirme donc le rôle fondamental de la rigidité géométrique dans le contrôle des flèches des planchers en béton armé.

En conclusion, ce projet a permis de montrer que la sécurité d'un ouvrage en béton armé ne dépend pas uniquement de sa résistance à l'état limite ultime, mais également de son comportement dynamique, de sa ductilité, de sa faisabilité constructive et de sa performance en service. L'application du RPA 2024 conduit à des exigences plus rigoureuses, notamment en matière d'efforts sismiques, de confinement et de ductilité, ce qui permet d'améliorer le niveau de sécurité des structures. Toutefois, ces exigences peuvent entraîner une augmentation importante des armatures et nécessitent parfois une révision du système structural initial.

La variante proposée constitue ainsi une solution plus adaptée que la configuration initiale. Elle permet d'assurer simultanément la conformité parasismique, la maîtrise des flèches différées, la réduction de la congestion des armatures et l'amélioration du comportement global de l'ouvrage. Ce travail met donc en évidence l'importance d'une approche intégrée de la conception structurale, combinant analyse réglementaire, modélisation numérique, étude du comportement différé et optimisation des choix constructifs



RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES



RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Chapitre I

- [1] AALAMI, B. O., *Deflection of Concrete Floor Systems for Serviceability*, ADAPT Technical Note, 2011.
- [2] ACI Committee 209, *ACI 209.2R-08 – Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete*, American Concrete Institute, 2008.
- [3] ACI Committee 318, *ACI 318-19 – Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, 2019.
- [4] AL-TARAFANY, D., “Evaluating Short- and Long-Term Deflections of Beams Using ACI 318 Procedure”, *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering*, Vol. 14, No. 3, 2022, pp. 229–233.
- [5] BAEL 91 révisé 99, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, DTU P18-702, CSTB, 2000.
- [6] *Chapitre 2 – Les planchers*, document technique de calcul des planchers en béton armé.
- [7] Computers and Structures, Inc., *ACI 318-19 RC-PN Example 001 – Slab Punching Shear Design, ETABS/SAFE Software Verification*.
- [8] DE LARRARD, F., *Structures granulaires et formulation des bétons*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2000.
- [9] FEBELCEM, *Comment calculer avec l’Eurocode 2 ? Calcul des structures en béton selon l’Eurocode 2*, version révisée du 04/05/2017.
- [10] MADI, R., *Ouvrages en béton*, Université 8 Mai 1945 Guelma, Département de Génie Civil et d’Hydraulique, 2014.
- [11] ministère de l’Habitat, *DTR B.C. 2-41 – Règles de conception et de calcul des structures en béton armé*, CBA93, Algérie.
- [12] ministère de l’Habitat, de l’Urbanisme et de la Ville / CGS, *DTR B.C. 2.48 – Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024*, édition janvier 2025.
- [13] SHRESTHA, K. C., *Seismic Vulnerability of Flat Slab Structures*, M.Sc. Thesis, Institute of Engineering, Tribhuvan University, Nepal, 2007.
- [14] TELLENBACH, A., FAVRE, R., *Flèches à long terme des dalles en béton à l’état fissuré*, Publication IBAP No 108, EPFL, 1985.

Chapitre II

[1] BAEL 91 révisé 99, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, DTU P18-702, CSTB, février 2000.

[2] CGS, *Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024*, Document Technique Réglementaire DTR B.C. 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, édition janvier 2025.

[3] ministère de l'Habitat, *DTR B.C. 2-41 — Règles de conception et de calcul des structures en béton armé*, CBA93, Algérie.

Chapitre III

[1] BAEL 91 révisé 99, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, DTU P18-702, CSTB, février 2000.

[2] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, *Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024*, Document Technique Réglementaire DTR B.C. 2.48, CGS, édition janvier 2025.

[3] LADJEL M., *Chapitre 03 — Prédimensionnement et descente de charges*, ENSTP-DMS.

[4] ministère de l'Habitat, *DTR B.C. 2-41 — Règles de conception et de calcul des structures en béton armé*, CBA93, Algérie.

[5] ministère de l'Habitat, *DTR B.C. 2.2 — Charges permanentes et charges d'exploitation*, Algérie.

[6] Plans architecturaux du projet, *Hôtel Falcon Thalassa, Cap Falcon, Aïn El Turck, wilaya d'Oran*.

CHAPITRE IV

[1] CGS, *Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024*, Document Technique Réglementaire DTR B.C. 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, édition janvier 2025.

[2] **Chopra, A. K.** (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* 5th ed. Pearson.

CHAPITRE V

[1] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique — CGS. (2024). *Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024, Document Technique Réglementaire D.T.R. -B.C. 2.48*. Alger, Algérie.

[2] AFNOR. (1992, révisé 1999). *Règles BAEL 91 révisées 99 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, DTU P18-702.

[3] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme. (1993). *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé — CBA 93, D.T.R. -B.C. 2.41*. Alger, Algérie.

[4] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique — CGS. (2003). *Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003*

CHAPITRE VI

[1] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2014.

[2] ACI Committee 435, *Control of Deflection in Concrete Structures (ACI 435R-95, Reapproved 2000)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2000.

[3] Branson, D. E., *Deformations of Concrete Structures*, McGraw-Hill International Book Company, New York, USA, 1977.

[4] Ghali, A., Favre, R., and Elbadry, M., *Concrete Structures: Stresses and Deformations*, 4th Edition, Spon Press, London and New York, 2012.

[5] CSI, *ETABS — Integrated Building Design Software: Analysis Reference Manual*, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.

[6] Nilson, A. H., Darwin, D., and Dolan, C. W., *Design of Concrete Structures*, 14th Edition, McGraw-Hill, New York, USA, 2010.

[7] MacGregor, J. G., and Wight, J. K., *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, 6th Edition, Pearson Education, Upper Saddle River, New Jersey, USA, 2012.

CHAPITRE VII

[1] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-14 and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2014.

[2] ACI Committee 435, *Control of Deflection in Concrete Structures ACI 435R-95, Reapproved 2000*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2000.

[3] BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites — BAEI 91 révisé 99*, France, 1999.

[4] Branson, D. E., *Deformations of Concrete Structures*, McGraw-Hill International Book Company, New York, USA, 1977.

[5] CBA 93, *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé*, Document Technique Réglementaire DTR BC 2.41, Algérie, 1993.

[6] CSI, *ETABS — Integrated Building Design Software: Analysis Reference Manual*, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.

[7] Ghali, A., Favre, R., and Elbadry, M., *Concrete Structures: Stresses and Deformations*, 4th Edition, Spon Press, London and New York, 2012.

[8] RPA 2024, *Règles Parasismiques Algériennes 2024*, Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, Algérie, 2024.



ANNEXES



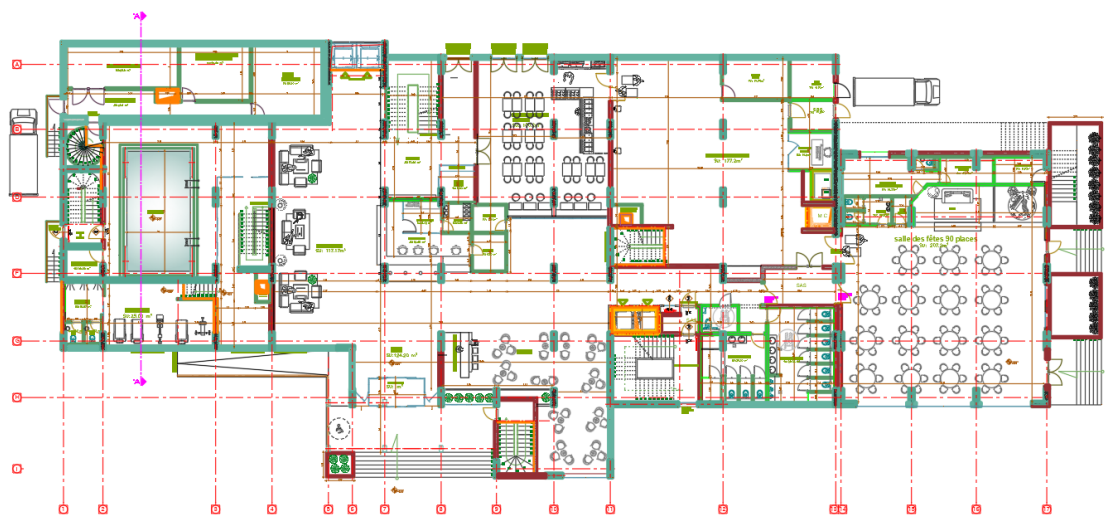
1. Vue de façade



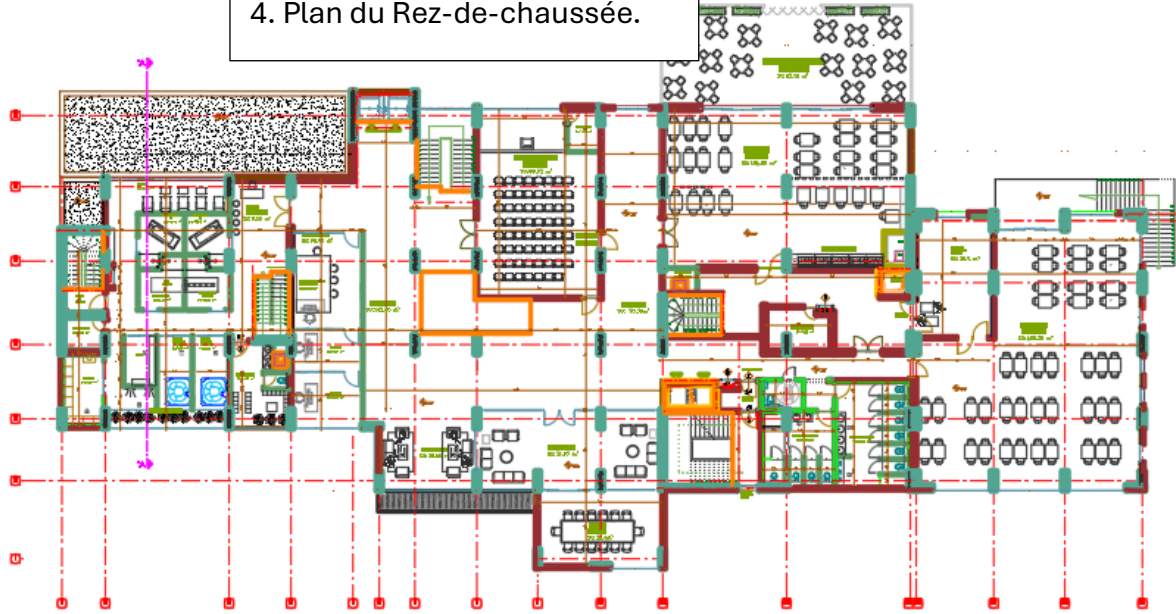
2. Vue de côté



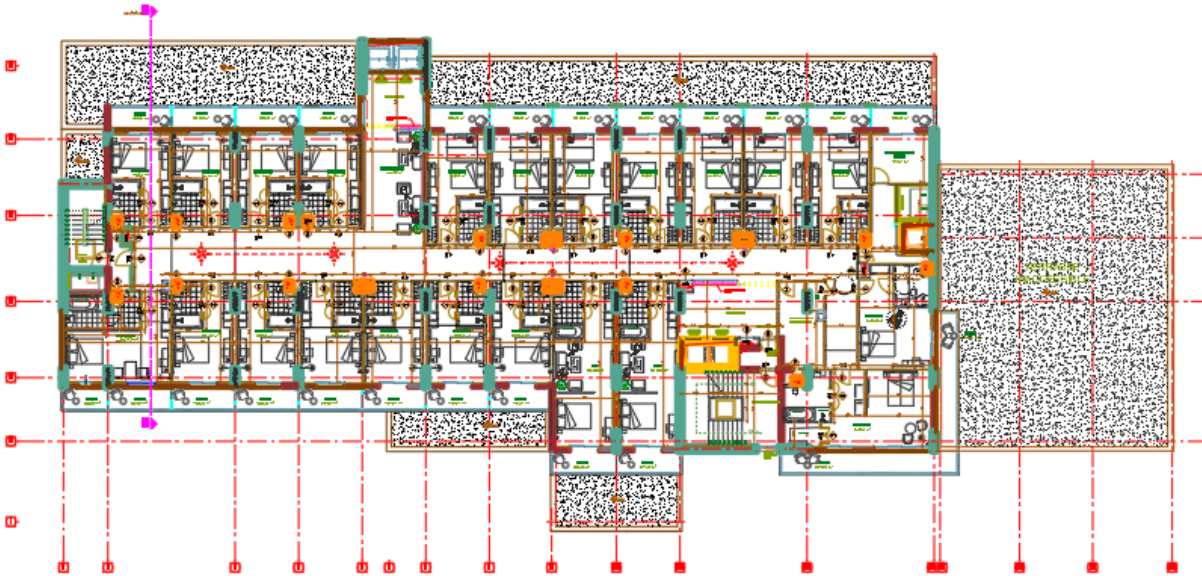
3. Coupe longitudinale de l'hôtel



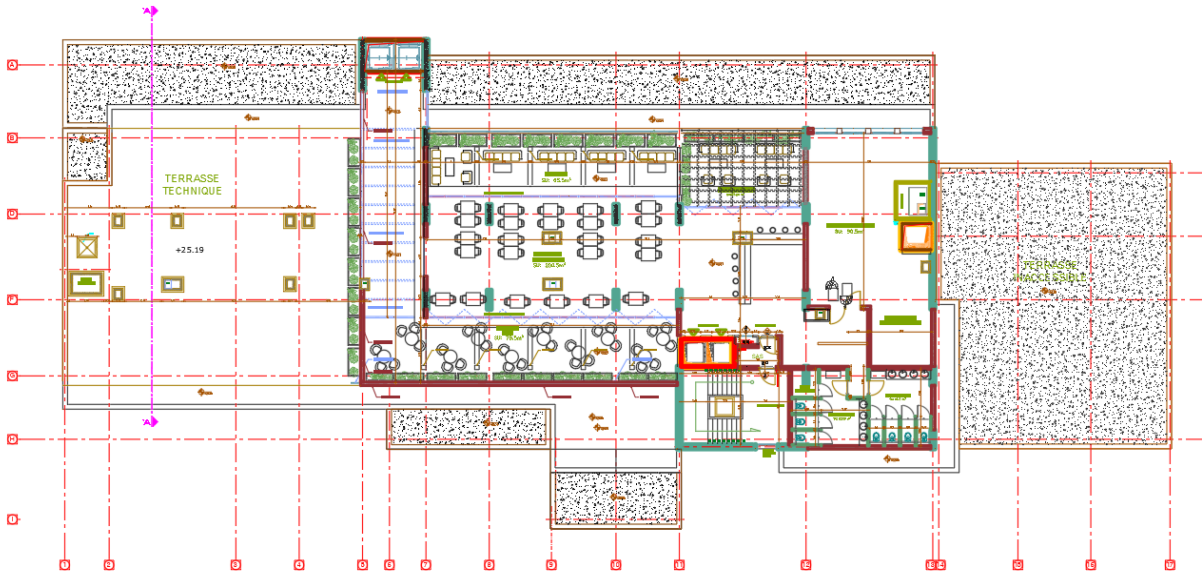
4. Plan du Rez-de-chaussée.



5. Plan du 1er étage.



6. Plan etages courants



7. Plan terrasse

