

UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES

**Faculté de Technologie
Département de Génie Civil**



**MEMOIRE de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme de Master académique**

**Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures**

THEME :

**Influence du type de plancher sur le comportement
dynamique d'une structure mixte en béton armé en R+5**

Présenté par :

**GACI SIDALI
BOUHRAOUA MEROUANE**

Encadré par :

Pr. LAZZALI F.

Année Universitaire 2023-2024

Remerciements

Nous remercions, en premier lieu, notre Dieu de nous avoir donné la force d'effectuer le présent travail.

En second lieu, nous tenons à remercier compétence et ses orientations durant l'élaboration de ce projet.

Nous remercions tous les enseignants du département de GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation. Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicaces

Je souhaite dédier cet humble travail à ceux qui sont à l'origine de mon inspiration et de mon courage.

Je voudrais exprimer ma gratitude et mon amour envers les personnes qui me sont chères dans cette vie, celles qui ont investi tant d'efforts dans mon éducation. Depuis toujours, mes parents ont manifesté un vif intérêt pour mes études, souhaitant me voir atteindre mes objectifs. Je tiens donc à leur dire :

Je voudrais exprimer ma profonde gratitude, du plus profond de mon cœur, envers mon cher père pour son éducation, son soutien et son encouragement constants.

Je te remercie, et encore mille fois merci, ma chère mère, pour ta patience, tes sacrifices, ton réconfort moral et ton soutien inconditionnel tout au long de ma vie. Avec toute ma fidélité et tout mon amour, je suis conscient(e) que je ne pourrai jamais égaler votre mérite. "Je vous aime".

A mes frères AIMEN et HANI

A tous les membres de la famille BOUHRAOUA

A tous les cousins et les cousines sans exception

A tous mes amis

A tous ceux qui sèment le bonheur dans mon chemin

A tous ceux que j'aime A ceux qui arrivent à penser à BOUHRAOUA MEROUANE

Didicaces

Je souhaite dédier cet humble travail à ceux qui sont à l'origine de mon inspiration et de mon courage.

Je voudrais exprimer ma gratitude et mon amour envers les personnes qui me sont chères dans cette vie, celles qui ont investi tant d'efforts dans mon éducation. Depuis toujours, mes parents ont manifesté un vif intérêt pour mes études, souhaitant me voir atteindre mes objectifs. Je tiens donc à leur dire :

Je voudrais exprimer ma profonde gratitude, du plus profond de mon cœur, envers mon cher père pour son éducation, son soutien et son encouragement constants.

Je te remercie, et encore mille fois merci, ma chère mère, pour ta patience, tes sacrifices, ton réconfort moral et ton soutien inconditionnel tout au long de ma vie. Avec toute ma fidélité et tout mon amour, je suis conscient(e) que je ne pourrai jamais égaler votre mérite. "Je vous aime".

A tous les membres de la famille GACI

A tous les cousins et les cousines sans exception

A tous mes amis

A tous ceux qui sèment le bonheur dans mon chemin

A tous ceux que j'aime A ceux qui arrivent à penser à GACI SID ALI

Résumer

Ce mémoire de fin d'études concerne une étude technique portant sur un bâtiment en R+5 à usage mixte résidentiel et commercial au rez-de-chaussée, qui sera implanté dans la wilaya d'Ain Defla, spécifiquement à Hay El-Khachab.

La structure du bâtiment est réalisée en béton armé, comprenant des planchers, poutres, poteaux, voiles, reposant sur un radier général. Les normes techniques utilisées comprennent les règles BAEL 91 révisées en 99, le DTR BC 2-48 (Document Technique Règlementaire) et le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien).

L'étude consiste en la réalisation d'une note de calcul couvrant tous les éléments structurels et non structurels, basée sur le plan architectural. La méthodologie adoptée combine des calculs manuels avec des formules établies sur Excel, notamment la descente de charges, le pré-dimensionnement, le calcul complet des armatures, et une étude des fondations.

Le dimensionnement est effectué pour les États Limites Ultimes (ELU) et vérifié pour les États Limites de Service (ELS). Les plans de ferrailage sont réalisés à l'aide d'AutoCAD 2015, en tenant compte des dispositions constructives. Un dossier d'exécution du bâtiment, incluant les plans de ferrailage, est produit, avec des recommandations pour l'exécution des ouvrages en infrastructure.

L'étude des fondations est menée en prenant en considération des critères économiques, de stabilité, de sécurité, et d'aisance d'exécution.

Abstract

This dissertation concerns a technical study relating to a R+5 building with mixed residential and commercial use on the ground floor, which will be located in the wilaya of Ain Defla, specifically in Hay El-Khachab.

The structure of the building is made of reinforced concrete, including floors, beams, posts, sails, resting on a general slab. The technical standards used include the BAEL 91 rules revised in 99, the DTR BC 2-48 (Regulatory Technical Document) and the RPA 99 (Algerian Seismic Regulation).

The study consists of producing a calculation note covering all structural and non-structural elements, based on the architectural plan. The methodology adopted combines manual calculations with formulas established in Excel, including load descent, pre-sizing, complete calculation of reinforcements, and a study of the foundations.

The design is carried out for the Ultimate Limit States (ULS) and verified for the Service Limit States (ELS). The reinforcement plans are produced using AutoCAD 2015, taking into account the construction provisions. A building execution file, including reinforcement plans, is produced, with recommendations for the execution of infrastructure works.

The study of the foundations is carried out taking into consideration economic criteria, stability, security, and ease of execution.

ملخص

ذو استخدام سكني وتجاري مختلط في الطابق الأرضي، R+5 تتعلق هذه الأطروحة بدراسة فنية تتعلق بمبنى والذي سيكون موجودا في ولاية عين الدفلى، وتحديدًا في حي الخشب.

يتكون هيكل المبنى من الخرسانة المسلحة، بما في ذلك الأرضيات والكمرات والأعمدة والأشعة، ويرتكز DTR BC 2-48 المنقحة في 99، و BAEL 91 على بلاطة عامة. تشمل المعايير الفنية المستخدمة قواعد (التنظيم الزلزالي الجزائري) RPA 99 (الوثيقة التقنية التنظيمية) و

تتكون الدراسة من إنتاج مذكرة حسابية تغطي جميع العناصر الهيكلية وغير الهيكلية، بناءً على المخطط ، بما في ذلك Excel المعماري. تجمع المنهجية المعتمدة بين الحسابات اليدوية والصيغ الموضوعة في برنامج نزول الحمل، والتحميل المسبق، والحساب الكامل للتعزيزات، ودراسة الأساسات

يتم إنتاج (ELS) والتحقق من حالات حدود الخدمة (ULS) يتم تنفيذ التصميم لحالات الحد الأقصى مخططات التسليح باستخدام برنامج أوتوكاد 2015 مع مراعاة أحكام البناء. يتم إنتاج ملف تنفيذ المبنى متضمنًا مخططات التسليح مع التوصيات الخاصة بتنفيذ أعمال البنية التحتية

تتم دراسة الأساسات مع الأخذ في الاعتبار المعايير الاقتصادية والاستقرار والأمن وسهولة التنفيذ

Sommaire

Chapitre I : Revue bibliographique sur le rôle des planchers dans le comportement sismique des structures en béton armé

Introduction générale	1
I-1-Introduction.....	3
I-2- Exigences d'adaptation sismique des planchers.....	3
I-2-1- Facteurs influant la rigidité des planchers dans leur plan	3
I-3-Fonctions des planchers	4
I-4- Les types de planchers	5
I-4-1- Plancher en béton armé	5
I-4-2- Plancher en bois	6
I-4-3- Plancher en acier	7
I-4-4-Plancher en béton précontraint	8
I-4-5- Plancher en verre	9
I-5- Types des planchers en béton armé	10
I-5-1- Plancher dalle champignons	10
I-5-2- Plancher dalle alvéolées	11
I-5-3- Plancher nervuré	12
I-5-4- Plancher dalle pleine	12
I-5-5- Plancher corps creux	14
I-6- Conception et dimensionnement des planchers en béton armé	15
I-6-1- Les planchers dans le RPA99/03	15
I-6-2- Conception et dimensionnement.....	16
I-7- Optimisation des structures de planchers pour une meilleure performance sismique	17
I-8- Méthode de choix du plancher approprié pour la structure.....	18
I-9- Conclusion	19

Chapitre II : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

II-1-Introduction	20
II-2- Présentation de l'ouvrage	20
II-3- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	23
II-4- Rapport sur le sol	23
II-5- Eléments constitutifs de l'ouvrage	23
II-6- Caractéristiques mécaniques des matériaux	25
II-6-1- Résistance caractéristique à la compression	25
II-6-2- Résistance caractéristique à la traction	25
II-6-3- Contrainte limite de béton	25
II-6-4- Contrainte limite de cisaillement	27
II-7- Actions et sollicitations	29
II-7-1 Combinaisons d'actions	30

II.8. Pré dimensionnement des elements.....	31
II-8.1. Planchers à corps creux	31
II-8.3- Plancher à dalle plein	32
II-8-4- Prédimensionnement des poutres	34
II-8-5 : Voiles.....	35
II-8-6- Prédimensionnement de l'escalier	36
II-8-7- Acrotère	40
II-8-8- Evaluation des charges et surcharges	41
II-8-9-Prédimensionnement des poteaux	46
II-8-9-1-Descente de charge pour le poteau B3	47
II-8-10- Conclusion	58

Chapitre III : Calcul des planchers

III- Introduction	59
III-1- Calcul du plancher à corps creux.....	59
III-1-2-Ferraillage des poutrelles	65
III-1-3-Ferraillage transversal	66
III-1-4-Choix des armatures transversales	71
III-2- Calcul du plancher dalle pleine	74
III-2-1- Dalle sur quatre appuis	74
III-2-2- Dalle sur un seul appui	87
III-2-3- Dalle sur trois appuis	89

Chapitre IV : Effet du type de plancher sur le comportement dynamique de la structure

IV- Introduction.....	93
IV-1- Etude dynamique	93
IV-1-1-Objectif de l'étude dynamique	93
IV-2. Présentation du logiciel de calcul ETABS	93
IV.2.1. Modélisation de la structure	94
IV.2.2. Vérifications selon les exigences du RPA99/2003	94
IV-3-Méthode de calcul.....	94
IV.3.1. La méthode statique équivalente	95
IV-3-2-La méthode d'analyse modale spectrale	97
IV-3-3-Disposition des voiles de contreventement	98
IV-3-4-Caractéristique géométrique de la structure	99
IV-4-Résultats de l'étude dynamique et sismique de la structure avec planchers en corps creux	101
IV-4-1-Mode de vibration et participation massique	101
IV-4-2-Vérification de la force sismique	104

IV-4-3-Justification de l'interaction voiles-portiques	105
IV-4-4-Vérification de l'effort normal réduit	105
IV-4-5-Justification vis-à-vis des déformations	106
IV-4-6-Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	107
IV-4-7-Vérification du renversement	109
IV-4-8-Calcul de l'effort tranchant modal	109
IV-5-Résultats de l'étude dynamique et sismique de la structure avec plancher en dalle pleine.....	110
IV-5-1-Période de vibration et participation massique	110
IV-5-2-Vérification de la force sismique	112
IV-5-3-Justification de l'interaction voiles-portiques	113
IV-5-4-Vérification de l'effort normal réduit.....	113.
IV-5-5-Justification vis-à-vis des deformations	114
IV-5-6-Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	114
IV-5-7-Vérification de renversement	115
IV-5-8-Calcul de l'effort tranchant modal	115
IV-6-Interprétation de résultats et comparaison de 2 types de planchers.....	116
IV -6-1- Effet du type de plancher sur les caractéristiques dynamiques.....	116
IV -6-2-Effet sur l'effort tranchant statique et modal à la base	117
IV -6-3-Effet sur les déplacements	119
IV-6-4-Effet sur P-Delta	120
IV-7-Conclusion	121

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V-Introduction.....	122
V-1- Ferrailage des poteaux	122
V -1-1-Les combinaisons des charges	123
V-1-2-Ferrailage longitudinal.....	124
V -1-3-Exemple de calcul de ferrailage longitudinal	126
V -1-4-Armatures transversales	128
V -1-5-Vérification à l'ELU	129
V -1-6-Vérification à l'ELS	129
V-1-7- Ferrailage transversal	130
V-1-8-Espacement des armatures transversales	131
V-1-9- Vérifications	131
V-1-10-Vérification de l'effort normal ultime	132
V-2- : Ferrailage des poutres	133
V-2-1: Armatures longitudinales	133
V-2-2-Ferrailage longitudinal.....	134
V-2-3-. Armatures transversales	135
V-2-4- Vérifications	136
V-2-5-Cisaillement du béton	137
V-2-6-Contrainte de compression dans le béton	137

V-3- Ferrailage des voiles.....	140
V-3-1-Détermination des armatures	141
V-3-2-Vérifications	144
V-3-3-Vérification à L'ELS	144
V-3-4-Exemple de calcul : (VL1).....	144
V-3-5-Calcul des contraintes	145
V-3-6-Détermination des armatures verticales	145
V-3-7-Section minimale d'armature verticale	146
V-3-8-Vérifications	147
V-3-9-Armatures transversales	150
V-4-Conclusion	150

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI .INTRODUCTION	151
VI.1. Combinaisons de calcul	151
VI.2. Caractéristiques du sol d'assise	152
VI.3. Facteur de choix de type de fondations.....	152
VI.4. Choix du type de fondation	152
VI.5. Vérification de la semelle isolée	152
VI.5.1 Vérification de la semelle filante	153
VI.5.2. Radier général	154
VI.5.2.1. Pré dimensionnement	154
VI.6. Vérification de la contrainte dans le sol	155
VI.7. Verification au cisaillement	158
VI.8. Vérification au poinçonnement	158
VI.9. Vérification à la stabilité au renversement	158
VI.10. Ferrailage du radier general.....	158
VI.11. Ferrailage du débord	161
VI.12. Etude des nervures	162

Conclusion générale

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Armatures utilisées dans la construction

Tableau II.2 : Récapitulatif des charges de l'acrotère

Tableau II.3 : Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux

Tableau II.4 : Evaluation des charges revenant au plancher étage courant à corps creux

Tableau II.5 : Evaluation des charges revenant au plancher étage terrasse inaccessible en dalle pleine

Tableau II.6 : Evaluation des charges revenant au plancher étage terrasse accessible à dalle plein

Tableau II.7 : Evaluation des charges revenant au plancher courant à dalle plein

Tableau II.8 : Evaluation des charges revenant au balcon et séchoir en dalle pleine

Tableau II.9 : Evaluation des charges revenant au palier de l'escalier

Tableau II.10 : Evaluation des charges revenant aux paillasses

Tableau II.11 : Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs

Tableau II.12 : Descente de charges du poteau B3 (pour plancher à corps creux)

Tableau II.13 : Descente de charge pour le poteau D3 (pour plancher à corps creux)

Tableau II.14 : Récapitulatif des vérifications à la compression simple

Tableau II.15 : Vérification à la compression pour chaque changement de section des poteaux

Tableau II.16 : Récapitulatif des vérifications à la compression simple

Tableau II.17 : Descente de charges du poteau B3 (plancher à dalle pleine)

Tableau II.18 : descente de charge poteau D3 (dalle plein)

Tableau II.19 : Récapitulatif des vérifications à la compression simple

Tableau II.18 : Récapitulatif des vérifications à la compression simple

Tableau II.20 : Récapitulatif des dimensions des différents éléments.

Tableau III-1 : Types de poutrelles

Tableau III-2 : Charges revenant aux poutrelles

Tableau III-3 : Sollicitations dans les poutrelles

Tableau III-4 : Calcul des sections de ferrailage des poutrelles

Tableau III-5 : Choix des barres d'armatures et vérification au cisaillement

Tableau III-6 : Vérification aux états limites de compression du béton

Tableau III-7 : Vérification aux états limites de déformation

Tableau III-8 : Ferrailage en travée pour une dalle à quatre appuis (étage courant)

Tableau III-9 : Ferrailage en appui pour une dalle à quatre appuis (étage courant)

Tableau III.10 : Flèche de la dalle à quatre appuis (étage courant)

Tableau III-11 : Ferrailage en travée pour une dalle à quatre appuis (RDC)

Tableau III-12 : Ferrailage en appui pour une dalle à quatre appuis (RDC)

Tableau III.13 : Flèche de la dalle à quatre appuis (RDC)

Tableau III-14: Ferrailage en travée pour une dalle à quatre appuis (terrasse)

Tableau III-15: Ferrailage en appui pour une dalle à quatre appuis (terrasse)

Tableau III-16 : Flèche de la dalle à quatre appuis (terrasse)

Tableau III-17. Ferrailage à l'ELU d'une dalle sur un seul appui
Tableau III-18. Vérifications de l'effort tranchant
Tableau III-19. Vérifications des contraintes
Tableau III-20. Ferrailage de la dalle à trois appuis
Tableau III-21. Vérification de l'effort tranchant
Tableau III-22. Vérifications des contraintes
Tableau IV.1: Centre de masse, Centre de rigidité.
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure
Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques
Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques
Tableau IV.5.a. Charges verticales reprises par les portiques et voiles
Tableau IV.5.b. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles
Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit
Tableau IV.7. Vérification des déplacements sens x-x
Tableau IV.8. Vérification des déplacements sens y-y
Tableau IV. 9 : Vérification de l'effet P-Delta suivant X-X
Tableau IV. 10 : Vérification de l'effet P-Delta suivant y-y.
Tableau IV.11. Vérification du renversement du bâtiment
Tableau IV.12 : Effort tranchant modal à la base dans le sens x-x
Tableau IV.13 : Effort tranchant modal à la base dans le sens y-y
Tableau IV.14. Périodes et taux de participation massique de la structure à planchers en dalle pleine
Tableau IV.15. Vérification de la résultante des forces sismiques
Tableau IV.16. Vérification de la résultante des forces sismiques
Tableau IV.17.a. Charges verticales reprises par les portiques et voiles
Tableau IV.17.b. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles
Tableau IV.18. Vérification de l'effort normal réduit
Tableau IV.19. Vérification des déplacements sens y-y
Tableau IV.20. Vérification des déplacements sens x-x
Tableau IV. 21: Vérification de l'effet P-Delta suivant x-x
Tableau IV. 22 : Vérification de l'effet P-Delta suivant y-y.
Tableau IV.23 : Vérification du renversement de la structure
Tableau IV.24 : Effort tranchant modal à la base dans le sens x-x
Tableau IV.25: Effort tranchant modal à la base dans le sens y-y
Tableau V-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux
Tableau V-2 : Ferrailage maximal et minimale des poteaux.
Tableau V-3 : Ferrailage longitudinal des poteaux
Tableau V-4 : Choix des armatures longitudinal des poteaux
Tableau V-5 : Coefficient correcteur
Tableau V-6 : Choix des armatures transversales des poteaux
Tableau V-7 : Sollicitations tangentes dans les poteaux
Tableau V-8 : Caractéristique des poutres
Tableau V-9 : Armatures longitudinales dans les poutres principales et secondaires
Tableau V-10 : Armatures transversales des poutres

Talebux V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement
Tableau V-12 : Vérification des contraintes
Tableau V-13 : Ferrailage des voiles : armatures verticales
Tableau V-14 : Armatures transversales
Tableau VI-1 : Vérification des contraintes (ELU, ELS)
Tableau VI-2 : Vérification des contraintes ($G+Q \pm EX$, $0,8GEX$)
Tableau VI.3. Section d'armatures du radier
Tableau VI.4. Vérifications des contraintes à l'ELS
Tableau VI.5. Tableau du ferrailage du débord.
Tableau VI.6. Vérification des contraintes à l'ELS.
Tableau VI.7: Sollicitation dans les nervures selon les deux sens
Tableau VI-8 : Ferrailage des nervures
Tableau VI-9 : Vérification à l'effort tranchant à ELU.
Tableau VI-10 : Vérification des résultats à l'ELS

Liste des figures

- Figure I.1 : Eléments d'un plancher en bois
Figure I.2. Plancher en verre
Figure I.3. Schéma d'une dalle pleine
Figure I.4. Schéma d'un plancher à corps creux
Figure II-1 : Localisation du Projet
FigureII-2 : Plan de façade postérieur
FigureII-3 : Façade principale
figureII-4 : plan de étage courant
Figure II-5 : plan de RDC
Figure II-6 : Diagramme des contraintes-déformation à l'ELU
Figure II-7 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS
Figure II-8: Diagramme contraintes déformations de l'acier
Figure II.9 : Coupe transversale du plancher à corps creux
Figure II.10: Coupe transversale d'une poutrelle.
Figure II.11. Coupe de voile
Figure II.12 : Schéma de l'escalier de étage courant
Figure II.13 : Schéma de l'escalier du RDC
Figure II.14 : Schéma et dimensions de l'acrotère
Figure II.15 : Diagramme des efforts internes de l'acrotère
Figure II.16 : Schéma de la loi de dégression
Figure III-1 : schéma descriptif de la poutrelle.
Figure III-2 : Surfaces revenant aux poutrelles
Figure III-3 : Schéma statique de la poutrelle
Figure III-4 : moment de poutrelle a ELU
Figure III-5 : moment de poutrelle a ELS
Figure III-6 : Ferrailage des poutrelles
Figure III-7 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis (étage courant)
Figure III-8 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis (RDC)
Figure III-9 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis (terrasse)
Figure III-10 : Schéma de ferrailage de la dalle sur un seul appui
Figure III-11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis
Figure IV.1. Plan de disposition des voiles de contreventement
Figure IV.2. Vue en 3D de la modélisation de la structure
Figure IV.3. Spectre de réponse
Figure IV.4. 1^{er} mode de vibration -Translation suivant l'axe des Y-Y
Figure IV.5. 2^{eme} mode de vibration -Translation suivant l'axe des X-X
Figure IV.6. 3^{eme} mode de vibration -Rotation autour de l'axe des Z-Z
Figure IV.7. 1^{er} mode de vibration -Translation suivant l'axe des Y-Y
Figure IV.8. 2^{eme} mode de vibration -Translation suivant l'axe des X-X
Figure IV.9. 3^{eme} mode de vibration -Rotation autour de l'axe des Z-Z
Figure IV.10. Variation de l'effort tranchant dynamique
Figure IV.11. Variation d'effort tranchant statique

Figure.IV.12. Variation des déplacements
Figure.IV.13. Variation de P-Delta
Figure V-1: Section transversale des poteaux.
Figure V-2 : Schéma du ferrailage du poteau 45×45
Figure V-3 : Schéma du ferrailage du poteau 50×50
Figure V-4 : Schéma de ferrailage de la poutre principale
Figure V-5 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire
Figure V-6 : Schéma de ferrailage de la poutre principale liée au voile en appuis
Figure V-7 : Schéma de ferrailage de la poutre principale liée au voile en travée
Figure V-8 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire liée au voile
Figure V-9 : Dispositions des armatures verticales dans les voiles
Figure V-10 : Schéma des contraintes dans les voiles
Figure V-11 : Plan de voiles avec leurs désignation
Figures VI.1. Semelle isolée
Figure VI.2. Semelle filante
Figure VI-3 : Diagramme des contraintes
Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier
FigureVI.5 : Schéma statique du débord
Figure VI.6. Schéma de ferrailage du débord
Figure VI.7. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier
FigureVI.8 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELU (sens x-x)
FigureVI.9 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELS (sens x-x)
FigureVI.10 : Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU (sens x-x)
FigureVI.11 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELU (sens y-y)
FigureVI.12 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELS (sens y-y)
FigureVI.13 : Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU (sens y-y)
Figure VI.14. Schéma ferrailage de la nervure selon x-x
Figure VI.15. Schéma ferrailage de la nervure selon y-y

Symboles et Notations

A : coefficient d'accélération de zone
Aa : section d'armature en appui
Al : section d'armature longitudinale
Amin : section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : section d'armature de répartition
Aser : section d'armature d'état limite de service
At : section d'armature de travée ou transversale
Au : section d'armature d'état limite ultime de résistance
Ax : section d'armature du sens x-x
Ay : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A1 : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A2 : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
Br : section réduite du béton
Cp : facteur de force horizontale
Cs : coefficient de sécurité
Cr : charge de rupture
Crn : charge de rupture minimale nécessaire
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
Eij : module de déformation longitudinale instantanée
Eiv : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
HA : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
If : moment d'inertie fictif
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
Le : longueur en élévation
Ln : entre axe des nervures
Lp : longueur en plan
M : moment fléchissant
Ma : moment fléchissant en appui
Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
Md : moment fléchissant de la droite
Me : masse du câble ; moment au centre de la section
Mf : moment fléchissant totale
Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
MI : masse linéaire
Mser : moment fléchissant d'état limite de service

Mt : moment fléchissant de travée
Mu : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
Mw : moment fléchissant de la gauche
Mx : moment fléchissant du sens x-x
My : moment fléchissant du sens y-y
M0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
M1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
M2 : coefficient de Pigeaud
M22 : moment suivant le sens 2-2
M33 : moment suivant le sens 3-3
N : effort normal
Ne : effort normal au centre de la section
Npp : effort normal dû au poids des poutres principales
Nps : effort normal dû au poids des poutres secondaires
Nser : effort normal d'état limite de service
Nu : effort normal d'état limite ultime de résistance
P : poids propre ; périmètre
Pr : poids propre du radier
Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
S : surface
Sr : surface du radier
T : effort tranchant
Tx : période fondamentale dans le sens x-x
Ty : période fondamentale dans le sens y-y
Uc : périmètre du contour
V : action sismique ; effort horizontal
Vt : effort sismique à la base de la structure
W : poids total de la structure
Wp : poids de l'élément en considération.
a : longueur ; distance ; dimension
b : largeur
b0 : largeur de la nervure
b1 : largeur de poteau
c : enrobage
d : hauteur utile ;
e : excentricité ; espacement
ea : excentricité additionnelle
f : flèche
fc : contrainte caractéristique du béton à la compression
fe : limite élastique d'acier
ft : contrainte caractéristique du béton à la traction
g : giron de la marche
h : hauteur
hc : hauteur du corps creux

hd : hauteur de la dalle
he : hauteur libre
hmoy : hauteur moyenne
ht : hauteur totale
h' : hauteur de la zone nodale
h1 : hauteur du poteau
i : rayon de giration
j : nombre des jours
l : longueur ; distance
lf : longueur de flambement
lx : la petite dimension du panneau de la dalle
ly : la grande dimension du panneau de la dalle
l' : longueur de la zone nodale
l0 : longueur libre
qb : charge linéaire induite par les marches
qeq : charge linéaire équivalente
ql : charge linéaire
qser : charge linéaire d'état limite de service
qu : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
qP : charge linéaire du palier
s : espacement
φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés
x : abscisse
y : ordonnée
y1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
α : Angle, coefficient sans dimension
γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
ε : Coefficient de réponse
η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
μ : Moment réduit
ν : Coefficient de poisson
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : contrainte de béton ou d'acier
τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
ψ : Coefficient de pondération
ξ : Pourcentage d'amortissement critique
δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Introduction générale

Le génie civil est un domaine qui s'occupe de la conception, de la construction et de l'entretien des infrastructures civiles en général et des structures de bâtiments en particulier. Les éléments d'un bâtiment composant les parties structurales, sont ceux à qui on accorde la plus grande importance dans la conception et le calcul, du fait de leur rôle de portance et de contreventement. Les parties de l'ouvrage appelées non-structurales, sont aussi importantes et nécessitent une expertise technique afin de garantir leur solidité, sécurité et durabilité.

Les planchers des bâtiments, définis comme éléments non-structuraux, jouent quand-même un rôle essentiel dans la structure ; il s'agit d'un rôle de fonctionnalité et de sécurité. Ils constituent les surfaces horizontales sur lesquelles nous marchons, travaillons et vivons au quotidien. Ils doivent être conçus pour résister aux charges verticales et aux contraintes imposées par les occupants, le mobilier, les équipements et autres charges. Lors de la conception et de la construction d'un bâtiment, une attention particulière doit être accordée aux planchers pour assurer qu'ils soient solides, durables et adaptés à leur usage prévu.

Les planchers des bâtiments peuvent être construits à partir de différents matériaux tels que le béton, l'acier ou le bois, ou une combinaison de ceux-ci. Chaque matériau présente des caractéristiques uniques en termes de résistance, de durabilité, de coût et de facilité de mise en œuvre. Le choix du matériau dépendra en premier de la typologie de la structure, et aussi d'autres facteurs tels que la charge supportée, la portée requise, les exigences de sécurité incendie, les contraintes budgétaires et esthétiques. Dans les bâtiments en béton armé, les planchers peuvent être conçus en corps creux, dalles pleines, dalles nervurées, dalles précontraintes ... Chaque système de plancher a ses propres avantages et limitations en termes de résistance structurelle, de poids, de hauteur de construction et de flexibilité de l'aménagement intérieur.

Ce mémoire de fin d'études combine entre l'analyse classique d'une structure de bâtiment composée de portiques et de voiles, et une recherche portant sur l'influence des planchers à corps creux par rapport aux dalles pleines sur le comportement dynamique de la structure. Les résultats de l'analyse sismique, incluant les caractéristiques dynamiques, les déplacements, les efforts tranchants, et d'autres paramètres, seront comparés et interprétés pour les deux variantes de la même structure. Dans la première variante, les planchers de la structure sont en corps creux, tandis que dans la deuxième variante, ils sont en dalle pleine.

Pour ce faire, le mémoire sera organisé en six chapitres, tels que :

Introduction générale.

Chapitre I : Revue bibliographique sur le rôle des planchers dans le comportement sismique des structures en béton armé.

Chapitre II : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux.

Chapitre III : Calcul des planchers.

Chapitre IV : Effet du type de plancher sur le comportement dynamique de la structure.

Chapitre V : Etudes des éléments principaux.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Conclusion.

Chapitre I : Revue bibliographique sur le rôle des planchers dans le comportement sismique des structures en béton armé

I-1-Introduction :

Les planchers constituent des éléments essentiels dans la conception et la construction des structures en génie civil. Ils jouent un rôle capital en fournissant une surface horizontale pour chaque niveau d'un bâtiment et en supportant les charges verticales, telles que le poids des habitants, des équipements et des éléments de construction. Parmi les différents types de planchers utilisés en génie civil, les planchers à dalle pleine et les planchers à corps creux sont deux choix couramment utilisés, et chacun présente des caractéristiques et des performances spécifiques.

I-2- Exigences d'adaptation sismique des planchers :

Dans les bâtiments, les planchers jouent un rôle très important dans le comportement sismique d'ensemble de la structure. Ils agissent comme des diaphragmes horizontaux qui collectent les forces d'inertie et les transmettent aux éléments structuraux verticaux grâce à leurs connections pour résister à l'action sismique. Donc, en plus de la reprise des efforts verticaux, les planchers assurent le transfert des efforts horizontaux vers les poteaux et les murs de contreventement.

La **rigidité du plan** et la **continuité structurelle** sont deux exigences à réunir simultanément pour donner au bâtiment un comportement en mesure de reprendre en toute sécurité et efficacement l'action sismique. Il est donc de la plus grande importance que les planchers aient une rigidité et une résistance suffisantes dans le plan et soient reliés de façon efficace aux éléments structurels verticaux. En plus de la rigidité du plan, il est nécessaire de garantir la continuité structurelle grâce à des liaisons entre le plancher et les poutres.

I-2-1- Facteurs influant la rigidité des planchers dans leur plan

a) Forme du plancher

Pour une bonne conception parasismique d'une structure, on doit rechercher les formes les plus simples et plus régulières qui permettent d'augmenter la rigidité du plancher par limitation des déformations provoquées par la concentration des contraintes. Donc, dans les formes symétriques selon les deux axes orthogonaux en plan, par exemple, les plans carrés ou proches du carré. Il faut considérer l'allongement du plancher dans la transmission des efforts. Car, les planchers ayant de forme très allongées seront sujets à des dommages très importants dus à leur déformabilité.

b) Type de matériau constituant le plancher

Seuls les planchers en béton armé peuvent former une sorte de diaphragme rigide dans leur plan, puisqu'ils sont capables de distribuer correctement les efforts aux éléments verticaux, contrairement aux autres types de matériaux ; bois, maçonnerie...,

c) Epaisseur de la dalle

Le plancher doit présenter une épaisseur suffisante et armée dans les deux directions pour bien distribuer la totalité des efforts aux éléments structuraux verticaux.

d) Solidarisation des éléments constituant le plancher

L'effet du diaphragme est obtenu grâce aux connections adéquates entre le plancher et les éléments de contreventement verticaux de la structure. Par exemple, les dalles formées d'éléments préfabriqués sont généralement insuffisantes pour assurer cette fonction de diaphragme à moins que les éléments soient solidarisés par une couche épaisse en béton armé coulée sur place.

e) Importance des ouvertures

L'existence des ouvertures d'escaliers, d'ascenseurs, réservations pour les gaines ou ventilations dans le plancher peut causer des concentrations de contraintes autour des discontinuités et une réduction de la rigidité du plancher, qui vont influencer la répartition des efforts horizontaux dans les éléments de contreventement. Par conséquent, les ouvertures ont des influences sur le fonctionnement des planchers qui jouent le rôle de diaphragmes, de par leurs dimensions et leurs positions dans le plan des planchers.

f) Rapport entre la rigidité du diaphragme et celle des éléments verticaux

Pour que la fonction du diaphragme soit assurée correctement, la rigidité des éléments verticaux de contreventement ne doit pas être très importante comparée à la rigidité du plancher de la même structure. Suivant la valeur de rigidité du plancher, on peut classer ce dernier en trois types :

- rigide, si la déformation du diaphragme est insignifiante comparée à celle des éléments verticaux,
- flexible, lorsque la déformation du diaphragme est sensiblement grande par rapport à celle des éléments verticaux,
- et semi rigide ; lorsque les déformations du diaphragme et des éléments verticaux sont de même ordre.

I-3-Fonctions des planchers :

Les planchers jouent plusieurs rôles essentiels dans les structures en génie civil. Voici quelques-unes des fonctions principales des planchers :

- Support de charge : Les planchers sont conçus pour supporter les charges verticales des occupants, des meubles, des équipements et de la structure elle-même. Ils doivent être dimensionnés pour résister aux charges statiques et dynamiques imposées par les activités humaines et les objets placés sur eux.
- Répartition des charges : Les planchers répartissent également les charges sur les murs et les colonnes de la structure, assurant ainsi une distribution équilibrée des forces et évitant les surcharges localisées qui pourraient compromettre la stabilité de la construction.
- Isolation thermique : Certains types de planchers, tels que les planchers en béton avec des matériaux d'isolation intégrés, peuvent contribuer à l'isolation thermique des

bâtiments. Cela aide à maintenir une température confortable à l'intérieur et à réduire la consommation d'énergie pour le chauffage et la climatisation.

-Isolation acoustique : Les planchers peuvent également jouer un rôle important dans l'atténuation du bruit entre les étages d'un bâtiment. Des matériaux d'isolation acoustique peuvent être incorporés dans la construction du plancher pour réduire la transmission du son et améliorer le confort des occupants.

-Stabilité structurelle : Les planchers contribuent à la stabilité globale de la structure en fournissant un support pour les murs et les colonnes. Ils aident à maintenir l'intégrité de la construction contre les forces horizontales telles que le vent et les séismes, en travaillant en conjonction avec d'autres éléments structuraux tels que les poutres et les contreventements.

-Séparation fonctionnelle : Les planchers permettent de diviser l'espace intérieur d'un bâtiment en différents niveaux et zones fonctionnelles, offrant ainsi une organisation efficace des activités et des usages. Ils facilitent également la circulation verticale des personnes et des biens à travers les escaliers, les ascenseurs et d'autres moyens d'accès. En résumé, les planchers remplissent des fonctions essentielles dans la conception et la construction des bâtiments, allant de la sécurité structurelle à la création d'espaces fonctionnels et esthétiques pour les occupants.

I-4- Les types de planchers :

En génie civil, il existe plusieurs types de planchers utilisés dans la construction de bâtiments, que voici ;

I-4-1- Plancher en béton armé :

Un plancher en béton armé est une structure de plancher renforcée par des barres d'armature en acier. Il est largement utilisé dans la construction pour sa résistance, sa durabilité et sa capacité à supporter des charges lourdes. Le plancher en béton armé est composé d'une dalle en béton coulée sur des poutres ou des voiles en béton armé, qui fournissent un soutien structurel supplémentaire.

Le processus de construction d'un plancher en béton armé implique généralement la conception de la structure, la préparation du coffrage, l'installation des armatures en acier et la coulage du béton. Les armatures en acier sont placées dans le béton pour renforcer sa résistance et sa capacité à résister aux forces de flexion, de cisaillement et de torsion. Le béton coulé enveloppe les armatures en acier, créant ainsi une structure monolithique solide et résistante.

Les planchers en béton armé sont couramment utilisés dans les bâtiments commerciaux, industriels et résidentiels. Ils offrent également une durabilité à long terme, une résistance aux contraintes environnementales, une isolation acoustique raisonnable et une flexibilité de conception.

Le plancher en béton armé présente à la fois des avantages et des inconvénients. Voici une liste des principaux avantages et inconvénients associés à l'utilisation d'un plancher en béton armé :

✓ Avantages du plancher en béton armé :

Résistance et capacité de charge élevées : Le plancher en béton armé est capable de supporter des charges lourdes, ce qui en fait un choix idéal pour les bâtiments nécessitant une capacité de charge élevée.

Durabilité : Le béton armé est un matériau durable qui résiste bien aux contraintes environnementales, à l'usure et aux dommages causés par les intempéries, la corrosion et les attaques chimiques.

Longue durée de vie : Les planchers en béton armé ont une durée de vie prolongée et nécessitent généralement moins d'entretien par rapport à d'autres types de planchers.

Résistance au feu : Le béton armé offre une excellente résistance au feu, ce qui en fait un matériau de construction sûr dans les bâtiments où la protection contre l'incendie est essentielle.

Isolation acoustique : Le béton armé a une bonne capacité d'isolation acoustique, aidant à réduire la propagation du bruit entre les étages.

Flexibilité de conception : Le plancher en béton armé offre une grande flexibilité de conception, permettant de créer des espaces sans colonnes intermédiaires et de s'adapter à différentes configurations architecturales.

✓ **Inconvénients du plancher en béton armé :**

Coût initial élevé : La construction d'un plancher en béton armé peut entraîner des coûts initiaux plus élevés en raison de la nécessité de matériaux et de compétences spécialisés.

Temps de construction plus long : Le processus de construction d'un plancher en béton armé peut prendre plus de temps en raison des étapes de coffrage, d'installation des armatures et de coulée du béton.

Poids structurel élevé : Les planchers en béton armé sont plus lourds que certains autres types de planchers, ce qui peut nécessiter des fondations et des structures de soutien plus robustes.

Limitations de conception architecturale : Bien que le béton armé offre une certaine flexibilité de conception, il peut présenter des limitations pour les formes et les configurations architecturales complexes.

Risque de fissuration : Les planchers en béton armé peuvent être sujets aux fissures en raison de la contraction et de l'expansion du béton, des mouvements du sol et des charges appliquées. (Hache, O. 2022).

I-4-2- Plancher en bois :

En génie civil, un plancher en bois désigne une structure de plancher construite en utilisant des éléments en bois pour soutenir les charges et fournir une surface plane et stable. Les planchers en bois peuvent être utilisés dans différents types de bâtiments, tels que les maisons résidentielles, les immeubles de bureaux, les bâtiments commerciaux, etc.

La construction d'un plancher en bois en génie civil implique généralement les éléments suivants :

Poutres : Ce sont les éléments porteurs principaux du plancher en bois, fabriquées à partir de pièces de bois massif ou de poutres en bois lamellé-collé. Elles sont dimensionnées pour résister aux charges verticales et les transmettre aux colonnes.

Solives : Ce sont des éléments en bois placés perpendiculairement aux poutres pour soutenir les planches de revêtement du plancher.

Planches de revêtement : Ce sont des éléments de surface du plancher en bois, fiées aux solives et fournissent la surface de marche ou de support du plancher.

Isolation et pare-vapeur : Une isolation thermique et acoustique et un pare-vapeur peuvent être installés.

Avantages :

Durabilité ;

Isolation thermique et acoustique ;

Léger ;

Inconvénients :

Sensibilité à l'humidité : peut se déformer, se gonfler s'il n'est pas correctement protégé contre l'eau.

Résistance au feu limitée :

Entretien requis : ponçage, revernissage et traitement contre les insectes et la pourriture, pour assurer leur longévité.

Coût initial : variable en fonction du type du bois utilisé et de la complexité de la conception.

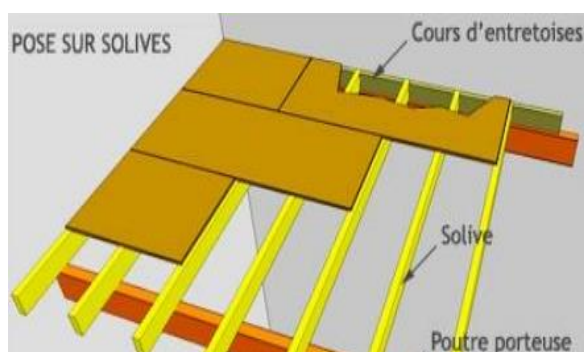


Figure I.1. Eléments d'un plancher en bois

I-4-3- Plancher en acier :

Un plancher en acier désigne une structure horizontale utilisée dans la construction de bâtiments, de ponts, de plates-formes et d'autres infrastructures. Ce type de plancher est composé principalement d'acier et est conçu pour supporter des charges diverses (poids propre, mobilier, équipements ...).

Un plancher en acier typique se compose des éléments suivants :

Poutrelles métalliques : Ces éléments, en forme de poutres en I ou en H, servent de membres porteurs principaux du plancher. Ils sont disposés horizontalement et supportent les charges verticales.

Tôles d'acier : Les tôles d'acier sont fixées sur le dessus des poutrelles pour former une surface de plancher solide et uniforme. Ces tôles peuvent être soudées ou boulonnées aux poutrelles selon la méthode de construction.

Connecteurs : Pour assurer une liaison efficace entre les tôles d'acier et les poutrelles, des connecteurs tels que des goujons d'acier ou des soudures peuvent être utilisés.

Isolation acoustique et thermique (optionnel) : Des matériaux isolants peuvent être ajoutés entre les tôles d'acier pour améliorer les performances acoustiques et thermiques du plancher.

Les planchers en acier présentent également des avantages et des inconvénients dans le génie civil. Voici quelques-uns :

✓ **Avantages :**

Résistance et durabilité :

Légèreté :

Flexibilité de conception : permet une variété de configurations de plancher et de formes architecturales.

Rapidité de construction : grâce à la préfabrication en usine.

✓ **Inconvénients :**

Coût : plus coûteux que le bois ou le béton, cela est dû à la disponibilité limitée de l'acier.

Sensibilité à la corrosion : Des mesures de protection, telles que l'application de revêtements anticorrosion ou l'utilisation d'acier inoxydable, doivent être prises pour prévenir la détérioration due à la corrosion.

Conductivité thermique : Cela peut entraîner une perte d'isolation thermique, nécessitant une isolation supplémentaire pour maintenir l'efficacité énergétique d'un bâtiment.

Isolation acoustique : Des mesures supplémentaires, comme l'utilisation de matériaux d'isolation acoustique, peuvent être nécessaires pour atténuer les bruits indésirables.

I-4-4-Plancher en béton précontraint :

Un plancher en béton précontraint est une structure de sol utilisée dans le génie civil, fabriquée en béton armé où des câbles ou des barres d'acier sont préalablement tendus pour appliquer une compression sur le béton avant la coulée. Cette technique de précontrainte permet de renforcer le béton et de compenser les charges de service, telles que les charges gravitationnelles et les charges de vent, afin d'améliorer la résistance, la durabilité et la performance structurelle du plancher.

Voici quelques éléments caractéristiques des planchers en béton précontraint :

Câbles ou barres d'acier précontraints : Des câbles ou des barres d'acier sont tendus avant la coulée du béton pour appliquer une compression sur le béton. Cette compression préalable permet de compenser les charges ultérieures qui seront imposées sur le plancher.

Armature supplémentaire : Des armatures d'acier supplémentaires peuvent être intégrées dans la structure du plancher pour renforcer le béton et fournir un soutien structurel supplémentaire.

Dalles de béton : Une fois que les câbles ou les barres d'acier sont tendus et ancrés, le béton est coulé pour former des dalles de béton.

Ancrages : Les extrémités des câbles ou des barres d'acier précontraints sont ancrées dans des points fixes le long du plancher pour maintenir la tension nécessaire. Ces ancrages sont généralement situés dans les poutres de bordure ou dans d'autres éléments de la structure du bâtiment.

Les planchers en béton précontraint offrent plusieurs avantages significatifs dans le domaine du génie civil, mais ils présentent également quelques inconvénients. Voici une liste des principaux avantages et inconvénients :

✓ **Avantages :**

Portées plus grandes : Ce qui permet une plus grande flexibilité dans la conception des espaces intérieurs.

Réduction de l'épaisseur : Ce qui peut conduire à des économies de matériaux et de poids.

Résistance accrue : Meilleure résistance qui améliore la durabilité et la performance structurelle.

Moins de fissures : Le précontrainte réduit le risque de fissuration, ce qui prolonge la durée de vie utile du plancher et réduit les coûts d'entretien à long terme.

Délais de construction réduits : Grâce à la préfabrication en usine et l'installation rapidement sur le chantier.

✓ **Inconvénients :**

Coûts initiaux plus élevés :

Complexité de la conception et de la construction : La conception et l'exécution précises, peut augmenter la complexité de la planification et de la construction du projet.

Maintenance des câbles précontraints : Cela peut inclure des inspections, des réparations et le remplacement des câbles endommagés, donc coût de maintenance.

(Aymeric, P. 2021).

I-4-5- Plancher en verre :

Un plancher en verre dans le génie civil est une structure de plancher qui utilise du verre comme matériau principal pour supporter les charges et créer une surface de marche ou de circulation. Les planchers en verre sont généralement constitués de panneaux de verre trempé ou feuilleté, spécialement conçus et testés pour résister aux charges statiques et dynamiques. Ils sont souvent utilisés dans des applications architecturales telles que les atriums, les passerelles piétonnes, les escaliers et les balcons pour créer un effet visuel moderne et élégant. Cependant, les planchers en verre nécessitent une conception et une installation précises pour assurer leur sécurité et leur durabilité.

Les planchers en verre dans le génie civil offrent plusieurs avantages, mais ils présentent également des inconvénients qu'il convient de prendre en compte. Voici une liste des avantages et des inconvénients :

✓ **Avantages :**

Luminosité :

Design flexible :

Facilité de nettoyage :

✓ **Inconvénients :**

Coût : plus coûteux à fabriquer et à installer par rapport aux planchers en béton ou en bois.

Fragilité :

Entretien : nécessite un entretien régulier pour préserver son apparence.

Sécurité : risque de glissades et de chutes, visibilité limitée des personnes situées en dessous.

Isolation thermique et acoustique : isolation thermique et acoustique moins efficace que d'autres types de planchers.



Figure I.2. Plancher en verre

I-5- Types des planchers en béton armé :

I-5-1- Plancher dalle champignons :

Un plancher dalle champignons est un système de construction de plancher utilisé lorsque l'on a besoin d'un espace libre important sans murs, avec seulement des piliers et des planchers pour soutenir la structure. Ce système est conçu pour éviter la présence de poutres apparentes, ce qui offre une esthétique plus épurée à l'espace.

Dans ce type de construction, les piliers sont disposés selon une trame régulière, mais leur implantation doit être planifiée de manière à ce que la portée dans un sens ne dépasse pas deux fois la portée dans l'autre sens. Cela garantit une distribution uniforme des charges et une stabilité structurelle adéquate.

L'une des caractéristiques distinctives des planchers dalle champignons est l'utilisation de "chapiteaux", qui sont des élargissements progressifs de la section du pilier à son extrémité supérieure. Ces chapiteaux sont conçus de manière à être homothétiques à la forme du pilier, assurant ainsi une répartition régulière des forces et une transition fluide entre le pilier et la dalle.

En termes d'écartement des piliers, il varie généralement de 8 à 12 mètres dans chaque sens, tandis que l'épaisseur de la dalle peut varier de 22 à 35 centimètres, en fonction des charges prévues et des exigences de conception spécifiques. Cette configuration permet d'obtenir des espaces ouverts et fonctionnels tout en garantissant la solidité et la stabilité de la structure.

Les planchers dalle champignons présentent plusieurs avantages, mais ils peuvent également présenter quelques inconvénients. Voici une liste des principaux avantages et inconvénients associés à ce type de plancher :

✓ **Avantages :**

Grande liberté de conception et espace libre important : Ceci permet de créer des espaces ouverts et fonctionnels sans la présence de poteaux ou de poutres visibles, offrant ainsi une grande liberté architecturale dans la conception des espaces intérieurs.

Flexibilité structurelle : Une flexibilité dans la disposition des piliers, répondant aux besoins spécifiques de chaque projet.

Réduction des coûts de construction : Ils peuvent être plus économiques.

✓ **Inconvénients :**

Limitations de portée : La portée maximale des planchers dalle champignons est généralement limitée à environ 2 fois la portée dans l'autre sens.

Complexité de conception : En raison de la nécessité de gérer les charges de manière uniforme sur toute la surface.

Difficulté d'intégration des installations : A cause de la disposition des piliers, les installations (chauffage, ventilation et plomberie) deviennent plus complexes.

I-5-2- Plancher dalle alvéolée :

Les dalles alvéolées sont des éléments préfabriqués structuraux, fabriqués en usine, qui présentent des cavités longitudinales régulièrement espacées appelées alvéoles.

Ces dalles sont installées côte à côte puis assemblées à l'aide d'un béton coulé dans les joints, et peuvent être associées ou non à une dalle en béton coulée sur place pour collaborer avec elles.

Elles sont généralement en béton précontraint, ce qui signifie que des câbles en acier sont tendus à l'intérieur du béton pour renforcer sa résistance. Les dalles alvéolées ont une épaisseur variante typiquement entre 12 et 40 centimètres, une largeur standard de 1,20 mètre et peuvent atteindre des longueurs allant jusqu'à 20 mètres.

Ces caractéristiques en font des éléments de construction polyvalents, adaptés à une variété d'applications dans les bâtiments résidentiels, commerciaux et industriels, offrant à la fois résistance et efficacité dans la construction.

Les planchers dalle alvéolés présentent plusieurs avantages et inconvénients. Voici une liste des principaux points à considérer :

✓ **Avantages des planchers dalle alvéolés :**

Légèreté : Les dalles alvéolées sont plus légères que d'autres.

Résistance structurelle : Elles sont capables de supporter des charges importantes et de minimiser les déformations.

Rapidité de mise en œuvre : Grâce à leur préfabrication en usine.

Flexibilité de conception : Elles sont disponibles dans différentes dimensions standardisées. Cela offre une flexibilité pour s'adapter aux besoins spécifiques du projet.

✓ **Inconvénients des planchers dalle alvéolés :**

Isolation acoustique : Une isolation acoustique moins efficace par rapport à d'autres types de planchers.

Hauteur structurelle : Elles ont une épaisseur spécifique, ce qui peut limiter la hauteur disponible dans les étages, ce qui représente un inconvénient.

Limitations de portée : Des poutres ou des éléments de soutien supplémentaires peuvent être nécessaires pour les portées plus importantes.

Complexité de conception et de coordination : La conception et la coordination des dalles alvéolées avec d'autres éléments de structure peuvent être plus complexes en raison de leur nature préfabriquée.

I-5-3- Plancher nervuré :

La conception des planchers nervurés repose sur l'intégration de poutres ou de nervures préfabriquées en béton armé ou précontraint. Ces nervures sont disposées de manière à créer une structure en treillis, où les nervures longitudinales et transversales travaillent ensemble pour supporter les charges et résister aux forces appliquées.

Sur le plan mécanique, les nervures agissent comme des poutres, supportant les charges et transférant les contraintes aux poteaux ou murs porteurs. Leur configuration permet de répartir les charges sur une plus grande surface, ce qui réduit les contraintes locales et les fléchissements. De plus, les nervures précontraintes améliorent la résistance et la capacité portante du plancher en introduisant des forces de compression dans le béton, ce qui renforce sa résistance à la flexion et à la rupture.

Les planchers nervurés présentent plusieurs avantages et inconvénients, qui doivent être pris en compte lors de leur utilisation dans un projet de génie civil. Voici une liste des principaux avantages et inconvénients des planchers nervurés :

✓ Avantages des planchers nervurés :

Résistance structurale optimisée : Les nervures préfabriquées en béton armé ou précontraint renforcent la résistance à la flexion et à la rupture du plancher, permettant de supporter des charges importantes sans compromettre la sécurité.

Efficacité matérielle : Légers et plus économiques. La disposition des nervures permet de réduire la quantité de béton et d'acier requise tout en maintenant la résistance structurelle.

Flexibilité de conception : Les espaces entre les nervures offrent une grande flexibilité de conception. Ils permettent l'intégration de conduits, canalisations...

Installation rapide : Grâce à la préfabrication en usine.

✓ Inconvénients des planchers nervurés :

Coût initial : Coût initial plus élevé par rapport aux autres types de planchers. Cependant, il convient de prendre en compte les avantages à long terme, tels que la durabilité, la réduction des coûts de maintenance.

Complexité de conception : Ils nécessitent des calculs précis et des analyses structurales détaillées.

Hauteur du plancher : En raison de la présence des nervures, cela peut entraîner des contraintes sur la hauteur libre du bâtiment.

Isolation acoustique : Elle est inférieure par rapport aux planchers massifs en raison de la présence de vides entre les nervures.

I-5-4- Plancher dalle pleine :

Une dalle pleine, dans le domaine de la construction, est une structure horizontale plate et rigide qui repose sur des éléments de support tels que des poutres, des murs porteurs ou des colonnes. Elle est généralement réalisée en béton armé.

Fonction : Les dalles pleines sont utilisées pour fournir une plate-forme structurelle solide et stable pour les bâtiments. Elles transfèrent les charges provenant des éléments superposés (murs, cloisons, équipements, etc.) sur les éléments de support sous-jacents.

Types de dalles pleines : Il existe différents types de dalles pleines, tels que les dalles pleines continues, les dalles pleines nervurées, les dalles pleines précontraintes, les dalles pleines alvéolaires, etc. Chaque type a ses propres caractéristiques et avantages, adaptés à différents types de construction et de charges.

Construction : Les dalles pleines sont généralement construites en coulant du béton dans un coffrage qui définit la forme et l'épaisseur de la dalle. L'acier d'armature est incorporé dans le béton pour renforcer la dalle et augmenter sa résistance aux charges et aux contraintes.

Conception et dimensionnement : La conception et le dimensionnement des dalles pleines sont basés sur des principes de résistance des matériaux et des codes de construction applicables. Les charges prévues, telles que les charges permanentes (poids propre de la dalle, murs, etc.) et les charges variables (occupants, mobilier, etc.), sont prises en compte pour déterminer l'épaisseur de la dalle, l'espacement et la taille de l'armature.

Performances : Les dalles pleines doivent être conçues pour résister aux charges prévues sans déformation excessive ni rupture. Elles doivent également être capables de résister aux forces sismiques, aux contraintes thermiques et aux contraintes dues à la dilatation et à la contraction du béton.

Finitions de surface : Une fois la dalle pleine construite, différentes finitions de surface peuvent être appliquées pour répondre aux exigences esthétiques et fonctionnelles. Cela peut inclure l'application de revêtements de sol, de carreaux, de tapis ou de tout autre matériau de finition approprié.

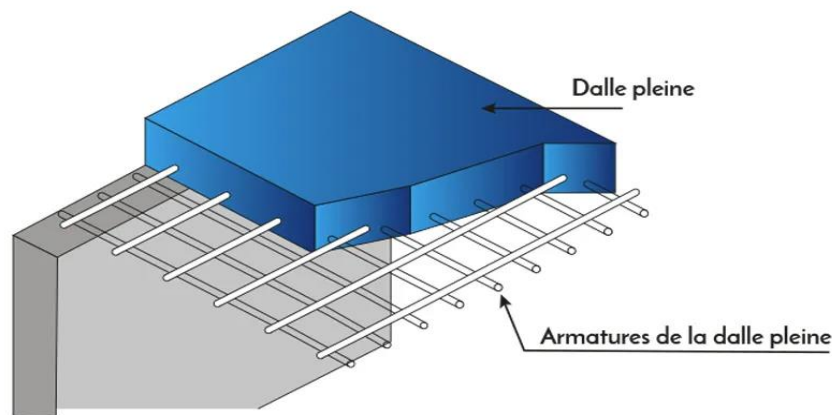


Figure I.3. Schéma d'une dalle pleine

I-5-5- Plancher corps creux :

Un plancher corps creux, également appelé plancher à poutrelles hourdis, est une structure de plancher couramment utilisée dans la construction. Il se compose de poutrelles préfabriquées en béton armé ou en acier, qui sont espacées à intervalles réguliers et remplies de matériaux légers, tels que des blocs de béton creux ou des briques d'argile, pour former une dalle.

Fonction : Les planchers corps creux sont utilisés pour créer des surfaces de plancher solides et durables dans les bâtiments. Ils transfèrent les charges verticales, telles que les charges des étages supérieurs, les cloisons et les charges ponctuelles, sur les éléments de support comme les poutres, les murs porteurs ou les colonnes.

Poutrelles préfabriquées : Les poutrelles utilisées dans les planchers corps creux sont généralement préfabriquées en usine. Elles peuvent être en béton armé ou en acier, et ont une forme spécifique qui permet d'optimiser la résistance et la rigidité de la structure. Les poutrelles sont souvent disposées en treillis pour former une grille solide.

Hourdis : Les poutrelles sont espacées à des intervalles réguliers et les espaces entre elles sont remplis de matériaux légers, tels que des blocs de béton creux ou des briques d'argile. Ces matériaux, appelés hourdis, servent à réduire le poids de la structure tout en fournissant une résistance suffisante. Les hourdis contribuent également à améliorer l'isolation acoustique et thermique du plancher.

Conception et dimensionnement : La conception et le dimensionnement des planchers corps creux sont effectués en tenant compte des charges prévues, des caractéristiques des matériaux utilisés et des réglementations applicables. Des calculs

structuraux sont réalisés pour déterminer les dimensions et les espacements des poutrelles, ainsi que les caractéristiques des hourdis.

Installation : L'installation des planchers corps creux implique généralement la pose des poutrelles préfabriquées sur les éléments de support, suivie du remplissage des espaces entre les poutrelles avec les hourdis. Une fois les hourdis en place, une dalle de compression en béton est coulée sur le dessus pour former la surface de plancher finie.

Avantages : Les planchers corps creux offrent plusieurs avantages, notamment une résistance élevée, une bonne isolation acoustique et thermique, une mise en œuvre rapide, une réduction de poids par rapport aux dalles pleines traditionnelles, et la possibilité de faire passer des installations (tuyaux, câbles, etc.) à travers les espaces entre les poutrelles.

Limitations : Les planchers corps creux peuvent présenter certaines limitations, notamment une hauteur supplémentaire par rapport aux dalles pleines, ce qui peut réduire la hauteur libre sous le plafond. De plus, la disposition des poutrelles et des hourdis peut limiter la flexibilité de l'aménagement intérieur et nécessiter des ajustements pour les ouvertures et les traversées.

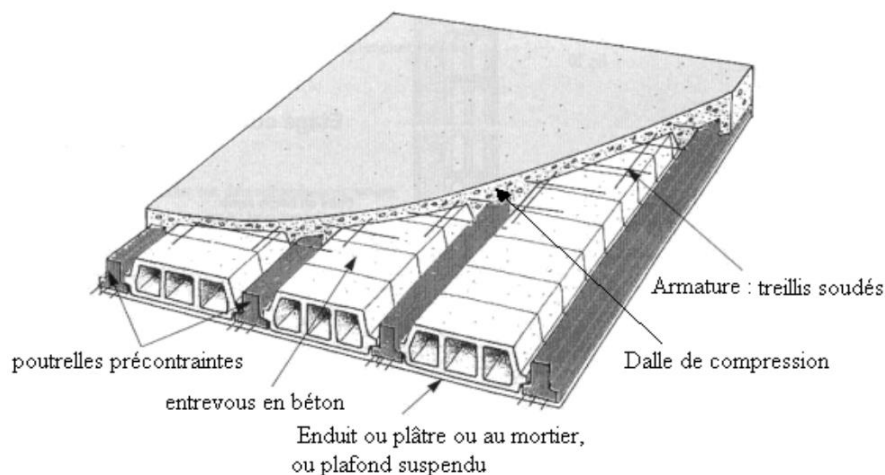


Figure I.4. Schéma d'un plancher à corps creux

I-6- Conception et dimensionnement des planchers en béton armé :

I-6-1- Les planchers dans le RPA99/03

Section 1.01 D'après le RPA99/03, le diaphragme est un élément horizontal (plancher) ou vertical (remplissage solidaire d'ossature métallique) conçu pour résister aux forces qui agissent dans son plan et les transmettre aux éléments de contreventement. Les diaphragmes, classés comme éléments non-structuraux, sont considérés comme des contreventements horizontaux des planchers et des toitures et doivent être calculés pour résister aux forces sismiques déterminées par la formule (RPA art. 6.1.3) :

$$F_{pk} = \frac{F_t + \sum_{i=k}^n F_i}{\sum_{i=k}^n W_i} \cdot W_{pk}$$

W_{pk} = poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k comprenant un minimum des charges d'exploitation (tableau 4.6 : Coefficient β)

La force sismique exercée sur le diaphragme sera bornée comme suit :

$$0.80 A W_{pk} \leq F_{pk} \leq 1.60 A W_{pk}$$

Les diaphragmes supportant des murs de béton ou de maçonnerie doivent avoir des chaînages transversaux reliant les chaînages de rive pour assurer la distribution des forces d'ancrage. Dans les diaphragmes, des chaînages intermédiaires peuvent être prévus pour la formation de sous diaphragmes afin de transmettre des forces d'ancrage aux chaînages.

D'après le RPA99/03 (art. 35.1), les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

D'après l'article 5.6, une justification vis à vis de la résistance des planchers est doit être réalisée. La capacité des planchers doit permettre de transmettre aux éléments verticaux de contreventement les effets des forces sismiques de calcul.

Par ailleurs les systèmes constructifs utilisant les planchers dit "planchers-dalle" ou "Planchers champignons" sont prohibés en zone sismique (RPA99/03, art. 7.1.1).

I-6-2- Conception et dimensionnement

La conception et le dimensionnement des planchers en béton armé impliquent plusieurs étapes essentielles pour garantir la sécurité et la durabilité de la structure. Voici un aperçu des principales étapes et considérations :

Étude des charges et des contraintes : La première étape consiste à déterminer les charges que le plancher devra supporter, y compris les charges permanentes (poids propre de la structure, revêtements de sol, équipements fixes, etc.) et les charges

variables (meubles, personnes, équipements mobiles, etc.). Il est également essentiel de prendre en compte les charges sismiques.

Choix de la méthode de conception : Il existe différentes méthodes de conception des planchers en béton armé, telles que la méthode des poutres et dalles, la méthode des plaques ou la méthode des éléments finis. Le choix de la méthode dépendra de divers facteurs, notamment la complexité de la structure, les contraintes de temps et de budget, et les exigences de performance.

Calcul des sollicitations et des contraintes : Une fois que les charges ont été déterminées, il est nécessaire de calculer les forces internes et les contraintes qui agiront sur le plancher. Cela peut impliquer l'utilisation de logiciels de calcul de structures ou de méthodes manuelles de calcul des contraintes, telles que la méthode des éléments finis.

Disposition des armatures : Les armatures en acier sont intégrées dans le béton pour renforcer la structure et résister aux charges appliquées. La disposition des armatures doit être calculée avec précision pour garantir une distribution uniforme des contraintes et une résistance adéquate. Cela implique de déterminer le diamètre, l'espacement et la configuration des barres d'armature en fonction des charges et des contraintes calculées.

Vérification des critères de conception : Une fois que la conception et le dimensionnement sont terminés, il est essentiel de vérifier que la structure satisfait aux critères de conception requis par les normes et les réglementations en vigueur, tels que le RPA99/03 et le CBA93 et d'autres DTR.

Révision et optimisation : Après la conception initiale, il est souvent nécessaire de réviser et d'optimiser la conception en fonction des contraintes de coût, de performance et d'esthétique. (Sacré, L. 2022).

Remarque : les méthodes de dimensionnement et de calcul sont présentées dans les parties suivantes de ce mémoire.

I-7- Optimisation des structures de planchers pour une meilleure performance sismique :

Analyse sismique avancée : Par l'utilisation des logiciels d'analyse sismique avancée pour modéliser le comportement des structures sous différentes charges sismiques. Cela permet de comprendre les zones de concentration de contraintes et d'identifier les points faibles qui nécessitent une optimisation.

Utilisation de matériaux adaptés : L'utilisation de matériaux à haute résistance peut aider à réduire la quantité de matériau nécessaire, ce qui peut conduire à des conceptions plus efficaces.

Configuration structurelle : Se base sur l'examen des différentes configurations structurelles, telles que les poutres, les poteaux, les voiles, les murs de cisaillement (systèmes de contreventement), pour déterminer celle qui offre la meilleure résistance et la meilleure ductilité face aux séismes.

Dimensionnement optimal : En utilisant des techniques d'optimisation numérique, les ingénieurs peuvent déterminer les dimensions optimales des éléments de plancher pour

minimiser les déformations et les contraintes sous des charges sismiques. Cela implique souvent des calculs complexes pour équilibrer la résistance et la ductilité de la structure.

Isolation sismique : Les systèmes d'isolation sismique, tels que les isolateurs de base ou les systèmes de glissement, peuvent être intégrés dans la conception des planchers pour réduire les forces sismiques transmises au bâtiment. Cela permet de réduire les déformations et les dommages structuraux tout en améliorant la sécurité des occupants.

Renforcement : Dans le cas de structures existantes, le renforcement peut être utilisé pour améliorer leur performance sismique. Cela peut impliquer l'ajout de nouveaux éléments structuraux, tels que des voiles, ou le renforcement des éléments existants avec des matériaux composites ou des renforts métalliques.

Analyse dynamique non linéaire : L'analyse dynamique non linéaire est souvent utilisée pour évaluer le comportement des structures sous des charges sismiques réalistes. Cette analyse prend en compte la non-linéarité des matériaux et des connexions, ce qui est crucial pour évaluer correctement la performance sismique de la structure.

Modélisation détaillée des éléments : Une modélisation détaillée des éléments structuraux, et non-structuraux, peut renseigner sur le comportement global de la structure et aider à identifier les zones critiques nécessitant une optimisation.

Considération des interactions sol-structure : Les caractéristiques géotechniques du sol sur lesquelles repose la structure ont un impact significatif sur sa réponse sismique. L'optimisation des structures de planchers doit donc tenir compte des interactions sol-structure, ce qui peut nécessiter une analyse géotechnique détaillée.

Validation expérimentale : La validation expérimentale des modèles numériques et des solutions d'optimisation est essentielle pour garantir la fiabilité des résultats. Les essais en laboratoire sur des prototypes de structures peuvent fournir des données précieuses pour calibrer les modèles numériques et vérifier les performances sismiques des conceptions optimisées.

Durabilité et maintenance : En plus de la performance sismique, il est important de tenir compte de la durabilité et de la facilité de maintenance des structures de planchers. Des matériaux durables et des détails de construction bien conçus peuvent contribuer à prolonger la durée de vie utile de la structure et à réduire les coûts de maintenance à long terme.

I-8- Méthode de choix du plancher approprié pour la structure :

Évaluation des charges et contraintes structurelles : Il est essentiel de comprendre les charges prévues pour le plancher. Les planchers à corps creux sont généralement plus légers que les dalles pleines, ce qui peut être avantageux dans certaines situations. Cependant, les dalles pleines offrent souvent une meilleure résistance aux charges concentrées.

Analyse des exigences de hauteur et de portée : Les planchers à corps creux peuvent être plus adaptés dans les situations où la hauteur du plancher est limitée ou où de longues portées doivent être couvertes. Cependant, les dalles pleines peuvent offrir une meilleure isolation acoustique et thermique dans certains cas.

Examen des contraintes économiques : Les coûts initiaux et les coûts à long terme doivent être pris en compte. Bien que les planchers à corps creux puissent être moins chers à l'achat, les coûts d'installation, de main-d'œuvre et d'entretien doivent être évalués sur toute la durée de vie de la structure.

Consultation des normes et réglementations locales : Les codes du bâtiment et les réglementations locales peuvent avoir des exigences spécifiques concernant les types de planchers autorisés dans certaines applications. Il est impératif de s'assurer que le type de plancher choisi est conforme à ces normes.

Considérations architecturales : Les préférences esthétiques et les exigences de conception architecturale peuvent également influencer le choix entre les planchers dalle pleine et les planchers à corps creux. Parfois, l'apparence souhaitée du plafond peut favoriser l'utilisation d'un type de plancher plutôt qu'un autre.

Performance thermique : Les planchers corps creux peuvent offrir une meilleure isolation thermique en raison de la présence d'air dans les cavités, ce qui peut contribuer à réduire les pertes de chaleur et à améliorer l'efficacité énergétique du bâtiment. Cependant, cela dépend également des matériaux isolants utilisés dans les dalles pleines, qui peuvent être choisis pour améliorer les performances thermiques.

Durabilité et entretien : Les deux types de planchers peuvent avoir des caractéristiques de durabilité différentes. Les planchers en béton pleins peuvent nécessiter moins d'entretien à long terme, tandis que les planchers corps creux peuvent être plus sujets à l'accumulation de débris dans les cavités, nécessitant un nettoyage périodique. Évaluer la durabilité et les exigences d'entretien peut influencer le choix du type de plancher.

Compatibilité avec d'autres systèmes de construction : Il est important de considérer la compatibilité du type de plancher choisi avec d'autres systèmes de construction utilisés dans la structure. Par exemple, certains systèmes de plancher peuvent être mieux adaptés à être intégrés avec des systèmes de chauffage par le sol ou des installations de plomberie. (mémoire et thèses des prompts précédentes)

I-9- Conclusion

Dans ce premier chapitre, nous avons présenté les différents types de planchers dans les structures de génie civil, ainsi que ceux en béton armé. Nous avons aussi parlé de leur rôle dans le comportement sismique de ces dernières. Les critères de dimensionnement et de calcul pour une meilleure performance sismique ont été discutés.

Chapitre II : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

II-1-Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter le projet ; type de structure, éléments, géométrie et propriétés des matériaux. La structure assure la reprise des charges engendrées par le poids de la construction elle-même, ainsi que par les charges d'exploitation telles que le poids des personnes, du mobilier et des équipements. Afin de déterminer les sections minimales des éléments de la structure capables de reprendre les efforts sollicitant, il est nécessaire de procéder à un prédimensionnement de ces éléments. L'ensemble de nos calculs sera effectué en conformité avec les règlements en vigueur, incluant :

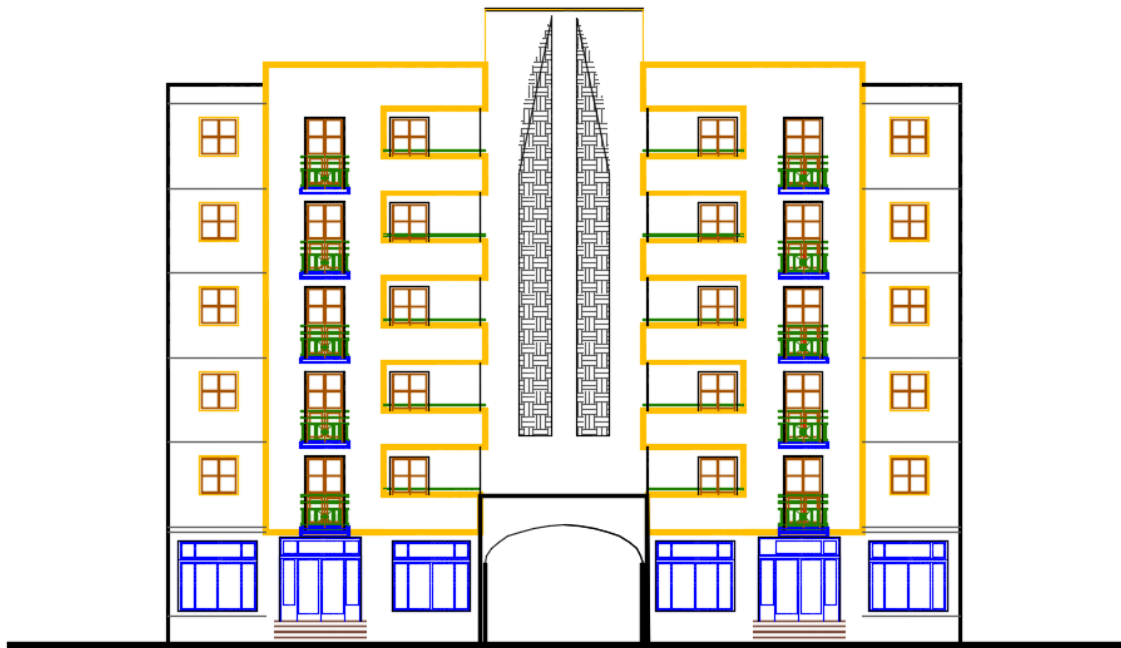
- Les Règles Parasismiques Algériennes 99 (RPA)/version 2003,
- Le Béton Armé aux Etats Limite (BAEL 91 révisé 99),
- Le Code de Béton Algérien (CBA 93),
- Les Documents Techniques Réglementaires (DTR).

II-2- Présentation de l'ouvrage :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment en R+5, à usage mixte d'habitation et commercial au niveau du rez-de-chaussée. Il sera implanté dans la wilaya d'Ain Defla (Hay El-Khachab), wilaya AIN DEFLA, classée en zone de moyenne sismicité (zone IIb) conformément à la réglementation RPA 99/version 2003. La structure de ce bâtiment se compose ; d'un rez-de-chaussée à usage commercial, six étages à usage d'habitation, une cage d'escalier et une cage d'ascenseur. La terrasse du bâtiment est inaccessible.



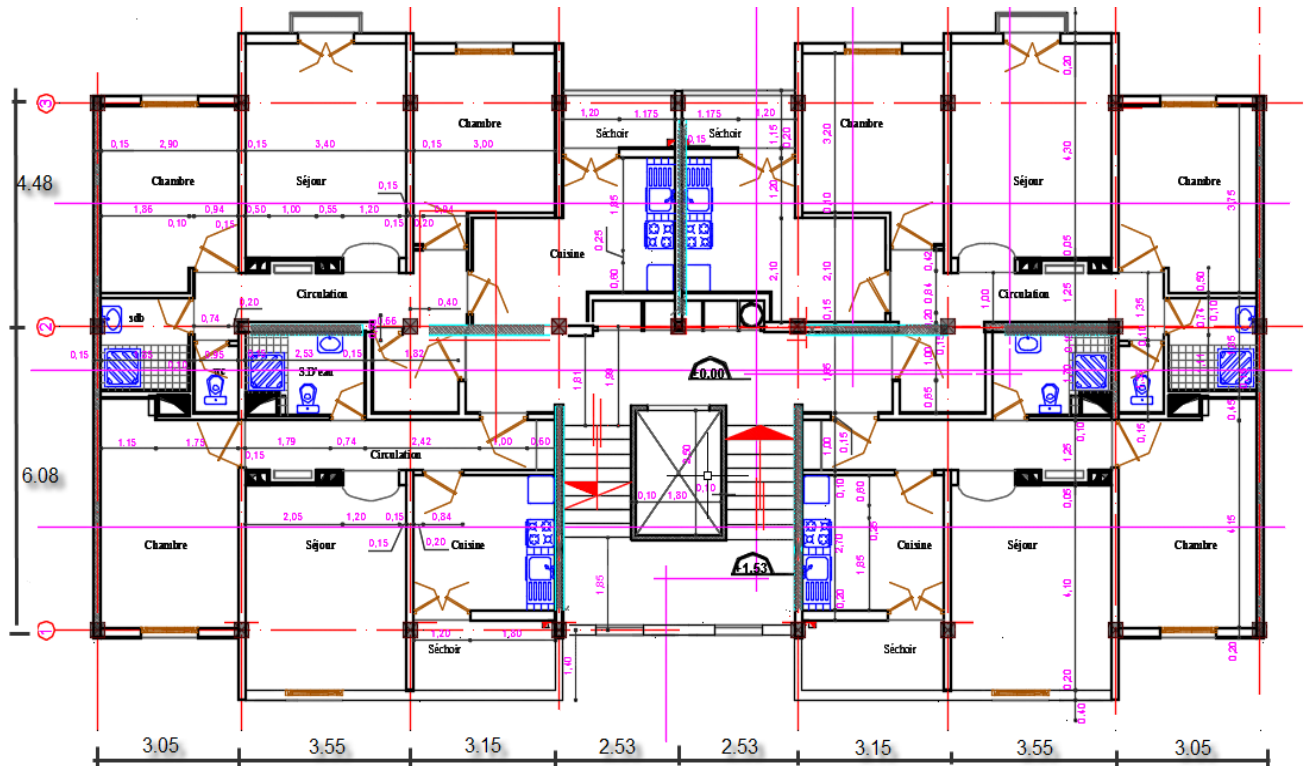
Figure II-1 : Localisation du Projet



FigureII-2 : Plan de façade postérieure



FigureII-3 : Facade principale



figureII-4 : Plan de l'étage courant

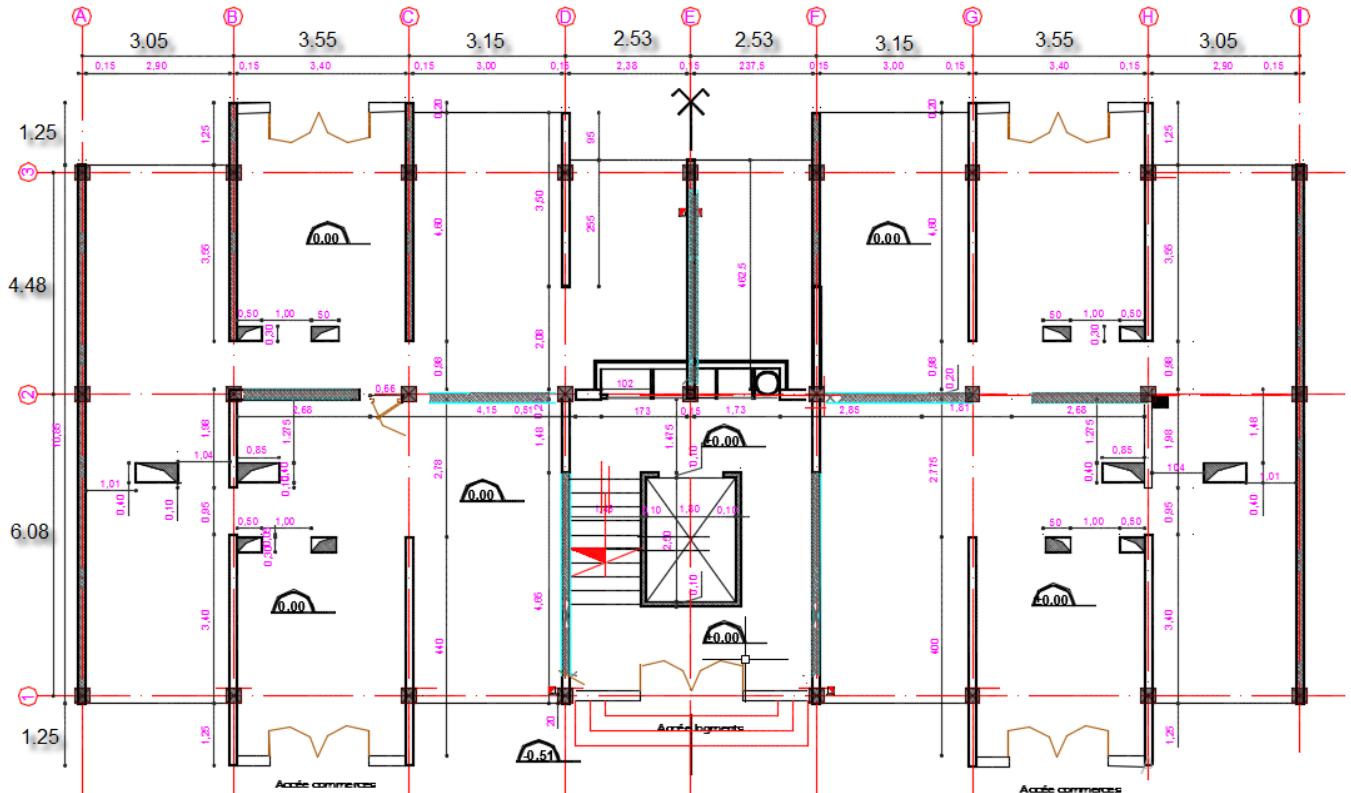


Figure II-5 : Plan du RDC

II-3- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

a. Dimensions en plan de l'ouvrage :

- ✓ Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal): 24,70 m.
- ✓ Largeur totale du bâtiment (sens transversal) : 11,16m.

b. Dimensions en élévation de l'ouvrage :

- ✓ Hauteur du rez-de-chaussée 3,5 m.
- ✓ Hauteur d'étage courant : 3,06 m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment : 21.86 m.

c. Classification du RPA99/2003

D'après le RPA99/03 (art. 3.2), le bâtiment est un ouvrage classé dans le "**groupe 2**", car il est à usage d'habitation collective et la hauteur ne dépasse pas 48 m.

II-4- Rapport sur le sol :

Selon les résultats du rapport de sol ; des puits de reconnaissance, des essais pénétrométriques et des analyses de laboratoire effectués, il a été déterminé que la couche de fondation appropriée pour le projet est une couche d'argile limoneuse sableuse et graveleuse.

Le sol étudié peut être classé comme sol meuble de type S3, avec un taux de travail de 1.6 bar.

II-5- Eléments constitutifs de l'ouvrage :

► Ossature :

L'ossature de ce bâtiment est conçue selon un système mixte, combinant à la fois des portiques et des voiles pour assurer sa stabilité et sa résistance aux charges verticales et aux forces latérales.

Portiques (Poteaux, Poutres) : Les portiques sont des structures composées de poteaux verticaux et de poutres horizontales. Les poteaux sont responsables de supporter les charges verticales. Les poutres transfèrent ces charges des poteaux aux fondations et les redistribuent horizontalement

Voiles : Les voiles sont des murs verticaux disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux du bâtiment. Ils forment un système de contreventement rigide qui aide à résister aux forces latérales telles que le vent ou les séismes.

► Plancher :

Les planchers dans la construction sont des surfaces horizontales qui servent à séparer les différents niveaux d'un bâtiment tout en supportant les charges verticales, telles que le poids des personnes, des meubles et des équipements. Leur conception et leur construction sont cruciales pour assurer à la fois la fonctionnalité et la sécurité de l'ensemble de la structure. Dans ce contexte, il existe deux types principaux de planchers :

1. Planchers corps creux :

Les planchers corps creux sont des structures composées de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles coulées sur place. Leur rôle principal

est de supporter les charges, assurer l'isolation thermique et acoustique entre les niveaux, et fournir un support pour les plafonds et les revêtements.

2. Dalles pleines en béton armé :

Les dalles pleines en béton armé sont utilisées dans des situations où les planchers en corps creux ne sont pas adaptés, notamment pour la cage d'ascenseur et les balcons. Elles sont constituées d'une dalle en béton armé continue, sans corps creux ni poutrelles. Ces dalles offrent une résistance structurelle solide et sont capables de supporter les charges spécifiques de ces zones particulières.

► Balcons :

Les balcons sont des structures architecturales intégrées à chaque niveau d'un bâtiment. Ils sont généralement construits en utilisant des dalles pleines pour supporter les charges prévues (personnes, meubles ou autres).

► L'acrotère :

L'acrotère est une structure en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur qui entoure le bord de la terrasse d'un bâtiment. Son rôle est de fournir une barrière de sécurité et de dissimuler les équipements techniques sur le toit.

► Escalier :

L'escalier dans cet ouvrage est un escalier droit, comprenant trois volées au RDC et deux pour accéder aux étages supérieurs. Il est équipé de paliers intermédiaires de repos et d'une poutre brisée.

► Maçonnerie :

1. Murs extérieurs :

Ces murs sont construits en utilisant une paroi double de briques creuses, chaque brique ayant une épaisseur de 10 cm, avec une séparation de 10 cm entre elles pour former une âme d'air, pour améliorer l'isolation thermique et acoustique du bâtiment.

2. Murs intérieurs (cloisons) :

Ces murs sont constitués d'une seule paroi de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm. Ils sont utilisés pour diviser l'espace intérieur du bâtiment en différentes pièces ou zones fonctionnelles.

► Revêtements :

Les revêtements de cet ouvrage sont composés de divers matériaux adaptés à leurs emplacements : céramique (salles d'eau), carrelage (planchers), plâtre (plafonds et murs intérieurs) et mortier de ciment (façades extérieures).

► Cage d'ascenseur :

La cage d'ascenseur du bâtiment est une structure en béton armé coulée sur place.

► Fondations :

Les fondations sont les éléments situés à la base de la structure d'un ouvrage, responsables de la transmission des charges et surcharges de la structure au sol. Le choix des fondations est déterminé par le type de sol sur lequel l'ouvrage est implanté ainsi que par l'importance de la charge à supporter.

► Système de coffrage :

Un coffrage classique en bois est prévu pour les portiques et les planches et un coffrage métallique pour les voiles.

II-6- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction de bâtiments sont choisies conformément aux normes techniques de construction en vigueur en Algérie ainsi qu'aux méthodes de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91, RPA99 version 2003 et CBA93). Cela signifie que les matériaux utilisés doivent posséder des propriétés mécaniques spécifiques telles que la résistance à la compression, la résistance à la traction, la résistance au cisaillement, la ductilité, conformes aux exigences des normes.

Béton :

Dans ce projet spécifique, une masse volumique de 2500 kg/m^3 est adoptée avec une résistance caractéristique à la compression à 28 jours (f_{c28}) de 25 MPa est spécifiée, ce qui indique la résistance minimale que le béton doit atteindre après 28 jours de durcissement.

II-6-1- Résistance caractéristique à la compression :

La notion de résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours se réfère à la résistance du béton à la compression pour des périodes de durcissement inférieures ou égales à 28 jours. En d'autres termes, il s'agit de la résistance attendue du béton à différents intervalles de temps pendant les 28 premiers jours de durcissement.

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

$$F_{cj} = (j/4.73 + 0.83j) \times F_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$F_{cj} = (j/1.40 + 0.95j) \times F_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Dans les calculs, nous adaptons une valeur de $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$

II-6-2- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction est souvent exprimée de manière conventionnelle en termes de la résistance caractéristique à la compression à l'aide de la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Donc, pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ (BAEL 91/ 99 Article 4-3.41)

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

II-6-3- Contrainte limite de béton :

Les contraintes limites représentent les situations où la structure est conçue pour fonctionner de manière sécuritaire et efficace, en prenant en compte différents critères de sécurité et de performance durant son service.

➤ Contrainte limite à la compression

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \theta \gamma_b \text{ [MPa]}$$

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ pour situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ pour situation accidentelle

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions:

$\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 Heures.

$\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Pour: $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$

On aura $f_{bu} = 14,2$ MPA

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1$

On aura $f_{bu} = 18,48$ MPA.

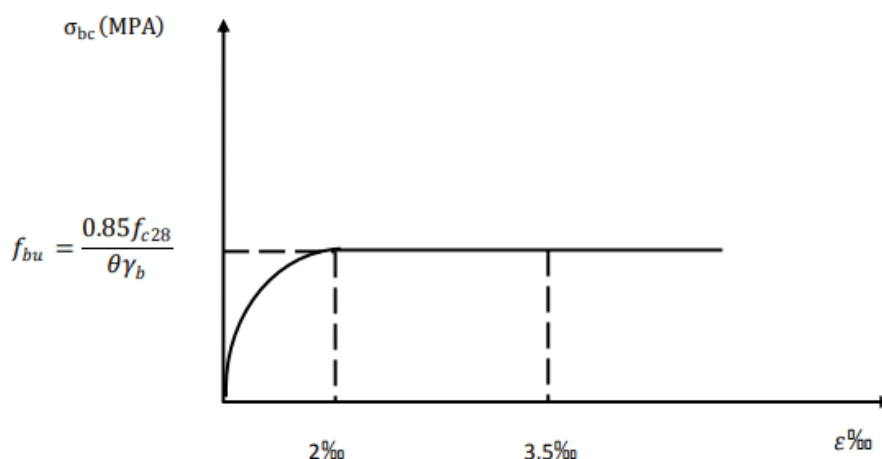


Figure II-6 : Diagramme des contraintes-déformation à l'ELU.

Le diagramme est composé de : un tronc de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique). D'une partie rectangulaire (l'étape plastique) $2 ‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 ‰$

➤ Etat limite de service (ELS) :

L'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites, incluant les limites de fissuration, est crucial à considérer. En ce qui concerne la contrainte admissible du béton en compression, elle est déterminée comme suit :

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$ MPA (BAEL 91 Art A.4.5, 2)

Pour $f_{c28} = 25$ MPA

$\sigma_{bc} = 15$ MPA à l'ELS

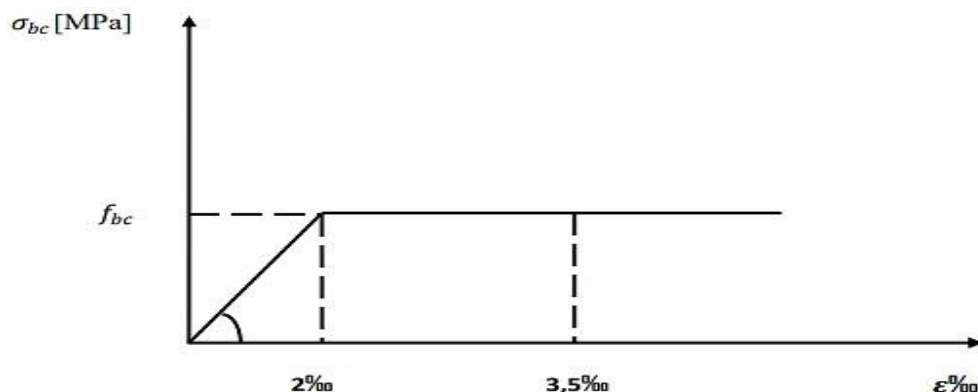


Figure II-7 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

II-6-4- Contrainte limite de cisaillement

Selon le BAEL 91/99 (art A-5-1-2-1), elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$$

Vu : est l'effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

h : hauteur utile.

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes.

$$\tau_u \leq \left(\frac{0,20 \times f_{cj}}{y_b}, 5 \text{MPa} \right) \text{ Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u \leq \left(\frac{0,20 \times f_{cj}}{y_b}, 4 \text{MPa} \right) \text{ Pour fissuration préjudiciable et très Préjudiciable.}$$

➤ Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

➤ Module de déformation instantanée :

Pour des contraintes normales appliquées sur une durée inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge "j" jours peut être exprimé de la manière suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \text{ (art. A-21, BAEL91/99)}$$

$$\text{Pour } f_{ij} = f_{c28} = 25 \text{ MPa, on a : } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

➤ Module de déformation différé :

Pour calculer les déformations finales du béton, on utilise généralement un module de déformation longitudinale différé. Ce module tient compte du comportement viscoélastique du matériau et est défini de la manière suivante :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} \text{ (MPa)} \dots \text{ (art. A-2, BAEL91/99).}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa, on a : } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

➤ Module de déformation transversale :

$$G = E / 2(1 + \nu) \text{ Avec } E : \text{ module de Young}$$

ν : (Coefficient de poisson) : il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation longitudinale, et égal à :

- $\nu=0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré

- $\nu=0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton non fissuré

❖ Acier :

L'acier est connu pour sa capacité à résister à la traction et à la compression. Il est souvent utilisé en association avec le béton pour compenser la faible résistance du béton à la traction. On y trouve : les barres lisses, les barres à haute adhérence (HA) et les treillis soudés.

Nuance	Acier doux	Acier (HA)	Treillis soudé	
Désignation	FeE215	FeE400	$d \geq 6\text{mm}$	TSL500
		FeE500	$\emptyset < 6\text{mm}$	TSL250

Tableau II.1. Armatures utilisées dans la construction.

➤ Module d'élasticité longitudinale des aciers :

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :
 $E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$. (BAEL91/99, art. A.2.2, 1)

➤ Contrainte limites :

• Contrainte limite ultime (ELU) :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Avec : γ_s : coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$ situation durable

$\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle

• Contrainte limite de service (ELS) :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91/99, on distingue trois cas de fissuration :

➤ Fissuration peu nuisible :

La fissuration est généralement considérée comme peu nuisible lorsque les éléments structuraux se trouvent à l'intérieur de bâtiments fermés et étanches. Dans de telles situations, aucune vérification particulière n'est nécessaire.

➤ Fissuration préjudiciable :

Lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{ctj}} \right\} \dots\dots\dots \text{CBA93 (A.4.5.3.3)}$$

➤ Fissuration très préjudiciable :

Lorsque les éléments sont confrontés à un environnement agressif, dans de telles situations, il est impératif de respecter les règles suivantes (CBA93, A4.5.3.4) ;

$$\sigma_{st} = \min \{0.5f_e, 90 \sqrt{\eta f_t}\}$$

Où:

η : est le coefficient de la fissuration, tel que :

- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.
- $\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA). $\phi > 6\text{mm}$.
- $\eta = 3$ pour les aciers à haute adhérence (HA) de $\phi < 6\text{mm}$.

➤ **Diagramme contrainte déformation de calcul :**

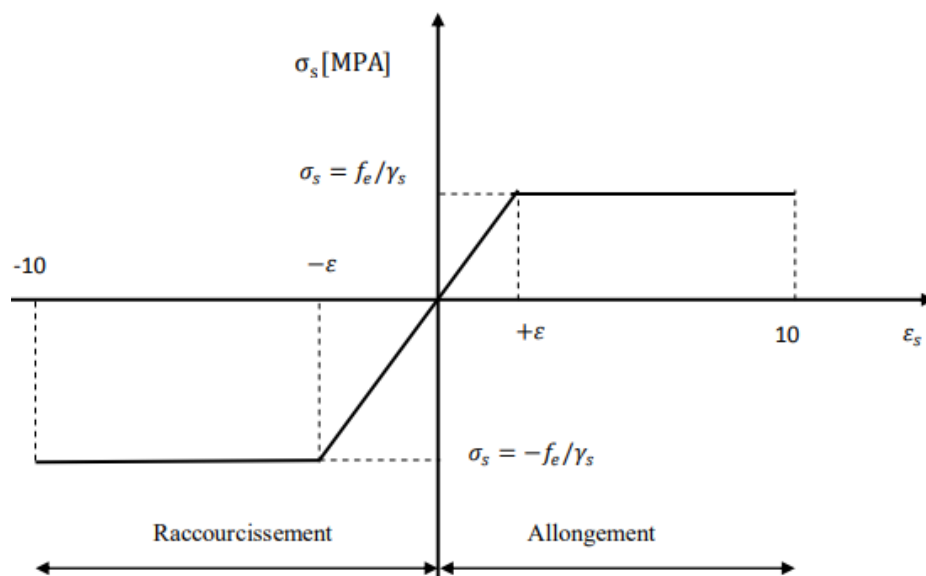


Figure II-8: Diagramme contraintes déformations de l'acier

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

II-7- Actions et sollicitations :

On distingue trois catégories d'actions.

- **Actions permanentes (G) :** sont celles qui ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. On retrouve :
 - Le poids propre de la structure ;
 - Le poids de cloison ;
 - Le poids des poussés des terres et des liquides
- **Actions variables (Qi):** sont caractérisées par une intensité qui fluctue dans le temps. On trouve :
 - Les charges d'exploitations ;
 - Les charges climatiques ;
 - Les charges appliquées en cours d'exécution ;

- Les charges dues à la température.
- **Actions accidentelles (FA) :** sont des charges rares associées à des événements imprévus ou accidentels, tels que :
 - Les séismes(E) ;
 - Les explosions ;
 - Les chocs.

II-7-1 Combinaisons d'actions :

Elles représentent l'ensemble d'actions de calcul à considérer simultanément lors de la conception d'une structure. Elles sont multipliées par des coefficients de sécurité afin de garantir un niveau de fiabilité approprié pour la structure. Une fois les valeurs de calcul des actions obtenues, elles sont combinées pour déterminer le cas de chargement le plus défavorable sur la structure.

➤ **Combinaisons d'actions à L'ELU :**

- **Situations durables ou transitoires :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est (CBA93, article A.3.3.2.1):

$$G_{max} + G_{min} + YQ_1Q_i + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i$$

G_{max} et G_{min} désignent respectivement l'ensemble des actions permanentes défavorables et favorables. Q_1 : action variable de base et Q_i ($i > 1$) : action variable d'accompagnement.

Avec :

Ψ_{0i} : 0,77, pour les bâtiments à usage courant.

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

YQ_1 : vaut 1, 5 en général et 1,35 dans les cas : de bâtiments agricoles à faibles occupation humaine, de charges de caractère particulier, et de température.

- **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{max} + G_{min} + FA + \Psi_{11}Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i \quad (\text{CBA93, article A.3.3.2.2})$$

FA : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} Q_1$: valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: valeur quasi-permanente d'une action variable.

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques algériennes RPA99 /2003 considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par :

- $G + Q \pm 1,2E$

➤ **Combinaisons d'actions à L'ELS.**

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i}Q_i \quad (\text{CBA93, article A.3.3.3})$$

II.8. Pré dimensionnement des éléments :

II.8.1. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et une dalle de compression. Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression: c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudés.

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de la flèche donnée par le CBA93 (Art B.6.8.4.2.4)

1- Condition de résistance à la flexion : $h = \frac{L_{max}}{22.5}$

2- On prend b de la poutre forfaitairement : $B=30\text{cm}$

Avec $L_{max} = 355\text{m} - 30\text{m} \approx 325\text{ m}$

$h = \frac{L_{max}}{22.5} \Rightarrow h = \frac{325}{22.5} \Rightarrow h=14.4\text{ cm}$

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h : Hauteur totale du plancher.

3- Condition acoustique : $e \geq 16\text{ cm}$

4- Condition de sécurité à l'incendie :

Pour 1 h de coupe de feu ; $e = 7\text{ cm}$

Pour 2 h de coupe de feu ; $e = 11\text{ cm}$

Soit : $h_t = h_{cc} + h_0$, d'où $h=16+4$

h_{cc} : 16cm hauteur de corps creux et h_0 : 4cm hauteur de la dalle de compression (Choisie forfaitairement entre 4 et 6 cm)

On choisit un plancher à corps creux (16 + 4), $H_t=20\text{ cm}$.

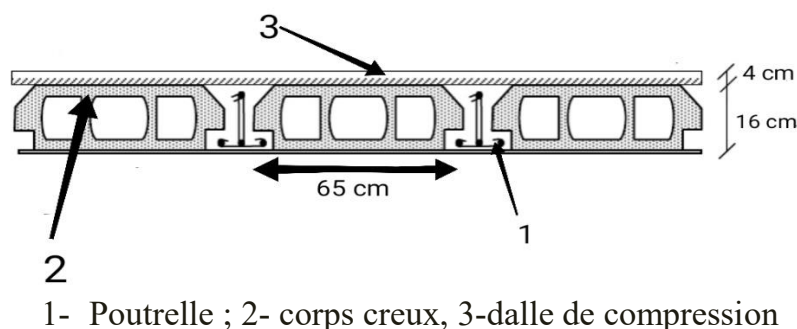


Figure II.9 : Coupe transversale du plancher à corps creux

➤ Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher. Les poutrelles se calculent comme des sections en T, tel que :

- ✓ h: hauteur total de la poutrelle.
- ✓ h₀ hauteur de la de compression.
- ✓ b₀: largeur de la nervure, choisie forfaitairement.
- ✓ b: largeur efficace.

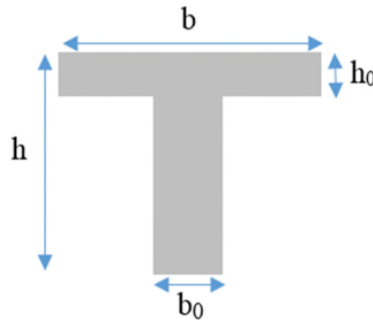


Figure II.10: Coupe transversale d'une poutrelle.

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie selon le CBA (art. A.4.1.3) par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_{ymin}}{10} \right)$$

Avec : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_{ymin} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} , b_0 = 10 \text{ cm}.$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}.$$

$$L_y = 253 - 30 = 223 \text{ cm}.$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{223}{10} \right)$$

Ce qui donne: $b = 50 \text{ cm}$

Les poutrelles sont disposées selon la petite portée.

II.8.3- Plancher à dalle plein :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, caractérisés par leur mince épaisseur et leurs portées L_x et L_y , où L_x représente la plus petite portée. Le dimensionnement de l'épaisseur "e" de ces dalles dépend des critères suivants :

• Critère de résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{2} \leq e \quad \text{Pour une dalle, sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle hyperstatique, (4 appuis) et 3 appuis et. } \rho < 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur 4 appuis. } \rho \geq 0,4$$

➤ L_x : La plus petite portée du panneau de dalle.

➤ **Ly:** La plus grande portée du panneau de dalle.

• **Critère de résistance au feu (coupe-feu) :**

$e \geq 7$ cm pour 1 heure de coupe-feu.

$e \geq 11$ cm pour 2 heures de coupe-feu.

$e \geq 17.5$ cm pour 4 heures de coupe-feu.

• **Isolation phonique :**

$e \geq 17.5$ cm.

Le bâtiment comporte trois types de dalles :

• **Dalle sur 3 appuis : Séchoir (D1) :**

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{125}{285} = 0.438 > 0.4$$

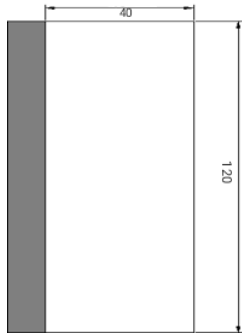
$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

$$\frac{125}{45} \leq e \leq \frac{125}{40} : 2.78 \leq e \leq 3.125$$

• **Dalle sur 1 seul appui : Balcons (D2) :**

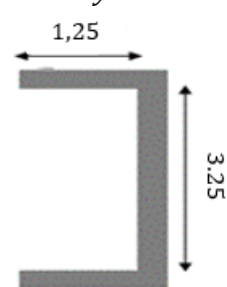
$$e \geq \frac{Lx}{20}$$

$$e \geq \frac{40}{20} ; e \geq 2 \text{ cm}$$



• **Dalle sur 3 appuis Séchoir (D3) :**

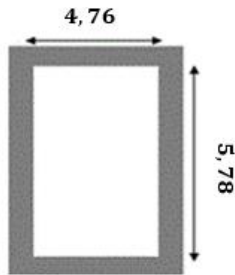
$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{125}{325} = 0.38 < 0.4$$



$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

$$\frac{125}{45} \leq e \leq \frac{125}{40} ; 3.57 \leq e \leq 4.16$$

- Dalle sur 4 appuis :
- Dalle de la terrasse inaccessible(D4) :



$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{476}{578} = 0.82 > 0.4$$

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

$$\frac{476}{35} \leq e \leq \frac{476}{30} ; 10.57 \leq e \leq 11.9$$

En tenant compte le critère de coupe de feu et l'isolation phonique, on prend $e = 20$ cm pour les dalles des séchoirs, des balcons et de la terrasse inaccessible.

II-8-4- Prédimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé linéaires, supportant les charges du plancher, dont la portée est définie par les points d'appui.

Le Pré-dimensionnement se fera selon le BAEL91/99 et les vérifications selon le RPA99/03.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$0,3 h < b < 0,8 h$$

L_{max} : travée maximal de la poutre.

H : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- Poutres principales :

Hauteur de la poutre h :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{Avec } L_{max} = 608 - 30 ; \frac{608-30}{15} \leq h \leq \frac{608-30}{10}$$

D'où $h=40$ cm

Largeur de la poutre b :

$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40, 12 \leq b \leq 32$$

D'où : $b = 30$ cm

- Vérifications les conditions de résistance selon le RPA99/V2003 :

$$\checkmark \quad b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\checkmark \quad h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

On opte pour poutres principale de section (b, h) : b=30 ; h=40

- **Spécification pour les poutres (coufrage) RPA99/2003 (Artc 7.5.1)**

✓ $h=40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifier

✓ $b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$condition vérifier

✓ $\frac{h}{b}=1,33 \leq 4$condition vérifier

- **Poutre secondaire :**

$L_{\max} = 355 - 30 = 325 \text{ cm}$

$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} ; 21.66 \leq h \leq 32.5$

On prend h=30 cm

$0.3h \leq b \leq 0.8h$

$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.8 \times 30 ; 9 \leq b \leq 24$

On prend b=30

On opte pour poutres secondaires de section (b, h) :b=30 ; h=30

- **Vérification des exigences RPA99/2003 (Artc 7.5.1)**

✓ $h=30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée

✓ $b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée

✓ $\frac{h}{b}=1 \leq 4$ condition vérifiée

II-2-5 : Voiles :

Un élément de contreventement vertical mince et continu, en béton armé, possédant une épaisseur réduite par rapport aux autres dimensions. Selon le RPA99/03 :

✓ $e \geq 15 \text{ cm}$

✓ $e \geq \frac{h_e}{20}$

✓ $L=4 \times e$

- h_e : hauteur libre d'étage.
- a : épaisseur du voile.
- L : longueur du voile

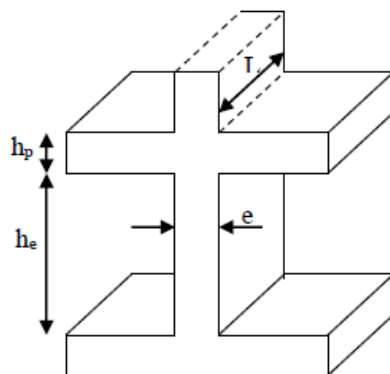


Figure II.11. Coupe de voile

➤ **Voiles du RDC :**

$$h=350 \text{ cm} ; h_e=350-30 = 320 \text{ cm}$$

$$\text{donc, } e \geq \left\{ \frac{h_e}{20} ; 15 \right\} ; e \geq \left\{ \frac{320}{20} ; 15 \right\} ; e \geq \max \{ 16 ; 15 \}$$

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

On adopte pour une épaisseur de voile $e=20 \text{ cm}$

➤ **Voiles des étages courants :**

$$h = 306 \text{ cm}; h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm}.$$

$$\text{donc, } e \geq \left\{ \frac{h_e}{20} ; 15 \right\} ; e \geq \left\{ \frac{276}{20} ; 15 \right\} ; e \geq \{ 13.8 ; 15 \}$$

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

On adopte pour une épaisseur des voiles des étages courants de $e=15 \text{ cm}$

• **Longueur minimale :**

Pour qu'un voile soit classé comme un élément de contreventement, il est requis que sa largeur soit au minimum :

$$L_{\min} \geq 4 e$$

$$L_{\min} \geq 4 \times 20 \text{ cm} ; L_{\min} = 80 \text{ cm}$$

II-2-6- Prédimensionnement de l'escalier :

La cage d'escalier se trouve à l'intérieur du bâtiment et l'escalier choisi est de type coulé en place, avec la dalle de palier soutenant les marches. L'escalier est défini par :

- L : longueur des marches
- G : largeur des marches
- H : hauteur des marches
- H : différence entre deux paliers
- α : angle d'inclinaison de paillasse

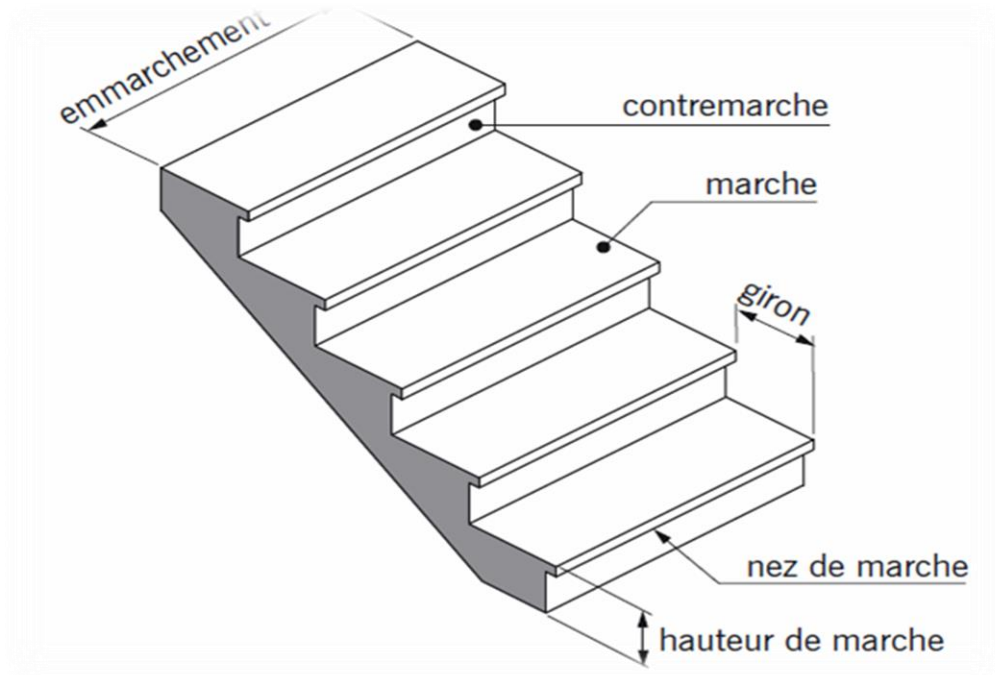


Figure II.12 : Schéma de l'escalier de l'étage courant

➤ Etage courant :

D'après la formule de Blondel on a :

$$60 \leq g + 2 \times h \leq 0,65m$$

$n = 8$ marches

$n-1 = 9$ contre marches

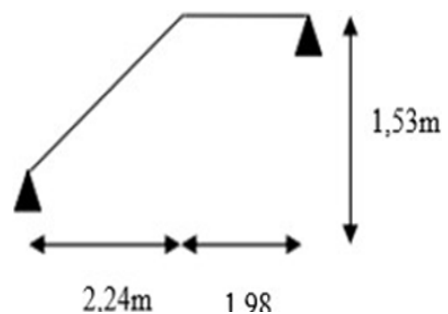
$$g = \frac{l_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H_0}{n}$$

On a : $H_0 = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$ et $l_0 = 224 \text{ cm}$.

$$\text{Donc, } g = \frac{224}{8} = 28 \text{ cm}$$

$$\text{Et } h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{153}{224} = 34.33^\circ$$



On applique la relation de Blondel ; $60 \leq g + 2 \times h \leq 65 \text{ cm}$, on a :

$60 \leq 28 + 2 \times 17,5 \leq 65 \text{ cm}$; $60 \leq 63 \leq 65 \text{ cm}$... La condition est vérifiée.

➤ RDC : H = 3.50

Pour le RDC avec une hauteur de 350 cm, l'escalier est conçu selon le schéma ci-dessous :

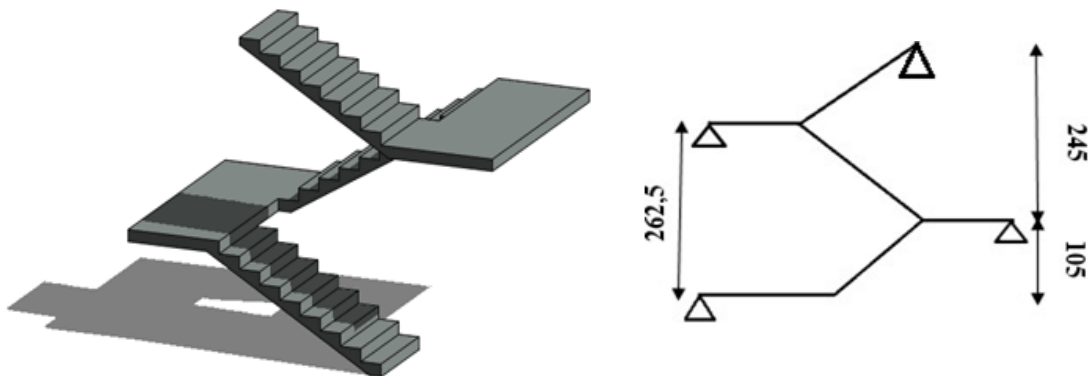


Figure II.13 : Schéma de l'escalier du RDC

➤ Volée 1 :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H \times L) \times n + 2 \times H = 0$$

On a ; $n = 6$ marches

$n-1 = 5$ contre marche

$$g = \frac{l_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H_0}{n}$$

On a : $H_0 = 105$ cm et $l_0 = 140$ cm, donc :

$$g = \frac{140}{5} = 28 \text{ cm}$$

$$h = \frac{105}{6} = 17.5$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{105}{140} = 36.86^\circ$$

$$60 \leq g + 2 \times h \leq 65 \text{ cm donne : } 60 \leq 28 + 2 \times 17.5 \leq 65 \text{ cm}$$

$60 \leq 63 \leq 65$ cm ... La condition est vérifiée.

• Epaisseur de la pailasse :

$$Lv = \sqrt{1,052 + 1,4}$$

$$Lv = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Donc, } L = 1,75 + 1,84 + 2,54 = 6,13 \text{ m}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} ; \text{ ce qui donne ; } \frac{613}{30} \leq e \leq \frac{613}{20} ; 20,43 \leq e \leq 30,65$$

On adopte une épaisseur de 25 cm

➤ Volée 2 :

$n = 9$ marches

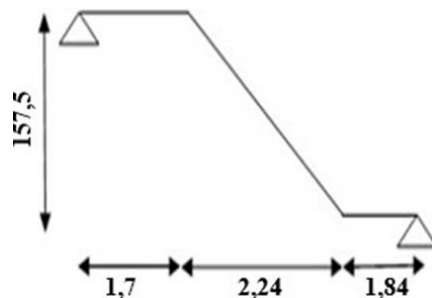
$n-1 = 8$ contre marches

$$g = \frac{l_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H_0}{n}$$

On a : $H_0 = 157,5$ cm et $l_0 = 224$ cm

$$g = \frac{l_0}{n-1} = \frac{224}{8} = 28 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{157,5}{9} = 17.5 \text{ cm}$$



$$\alpha = \tan^{-1} \frac{157.5}{224} = 35.11^\circ$$

$$60 \leq g + 2 \times h \leq 65 \text{ cm} ; 60 \leq 28 + 2 \times 17.5 \leq 65 \text{ cm}$$

$60 \leq 63 \leq 65 \text{ cm} \dots$ La condition est vérifiée.

• **Epaisseur de la paille :**

$$Lv = \sqrt{157.5^2 + 224^2}$$

$$Lv = 273.83 \text{ cm}$$

$$L = Lv + Lp ; L = 627.83 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} ; \text{ce qui donne : } \frac{627.83}{30} \leq e \leq \frac{627.83}{20}$$

$$\text{d'où : } 20.92 \leq e \leq 31.39$$

On adopte une épaisseur de 25 cm

➤ **Volée 3 :**

$n = 5$ contre marches

$n-1 = 4$ marches

$$g = \frac{l_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H_0}{n}$$

On a : $H_0 = 87.5 \text{ cm}$ et $l_0 = 112 \text{ cm}$.

$$g = \frac{l_0}{n-1} = \frac{112}{4} = 28 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{87.5}{5} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{87.5}{112} = 37.99^\circ$$

$$60 \leq g + 2 \times h \leq 65 \text{ cm} ; 60 \leq 28 + 2 \times 17.5 \leq 65 \text{ cm}$$

$60 \leq 63 \leq 65 \text{ cm} \dots$ La condition est vérifiée.

• **Epaisseur de la paille :**

$$Lv = \sqrt{87.5^2 + 112^2}$$

$$Lv = 142.13 \text{ m}$$

$$L = Lv + Lp$$

$$L = 424.13 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \text{ ce qui donne : } \frac{424.13}{30} \leq e \leq \frac{424.13}{20}$$

$$\text{donc, } 14.13 \leq e \leq 21.20$$

On adopte une épaisseur de 20 cm

3. Poutres palières : $L_{\max} = 355 - 30 = 325 \text{ cm}$

Vérification selon le BAEL91/99 :

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10}$$

$$21.66 \leq h \leq 32.5$$

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

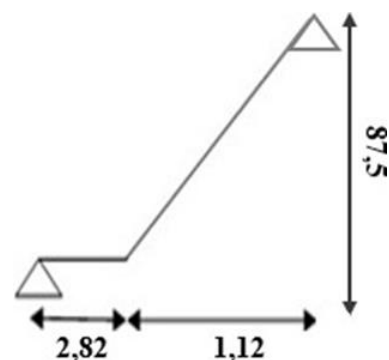
$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

$$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.8 \times 30$$

$$9 \leq b \leq 24$$

On prend $b = 30$

On opte pour poutres principale de section (b, h) : $b = 30$; $h = 30$



• Vérification des exigences RPA99/03

- ✓ $h=30\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$ condition vérifiée
- ✓ $b=30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$ condition vérifiée
- ✓ $\frac{h}{b}=1 \leq 4$ condition vérifiée

II-8-7- Acrotère :

Il s'agit d'un élément en béton armé intégré au niveau du bord du plancher terrasse, conçu pour prévenir l'infiltration des eaux de pluie entre la pente et le plancher terrasse. La superficie de cet élément, appelé acrotère, peut être déterminée par :

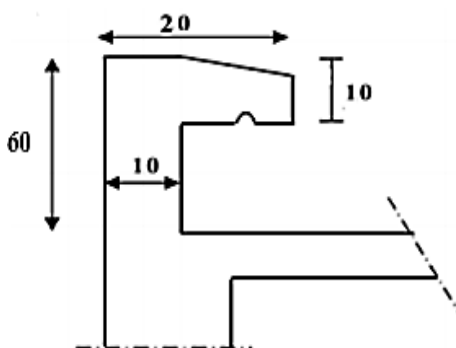


Figure II.14 : Schéma et dimensions de l'acrotère

-Le poids propre :

$G = \text{Sacrotère} \times \rho_{\text{acrotère}} + \text{Srevêtement} \times \rho_{\text{revêtement}}$

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + (\frac{0.05 \times 0.1}{2})] \times 25 + [(0.02 + 0.02) \times 0.1 \times 18] = 1.75 \text{ kN/m}$$

$$G = 1.75 \text{ kN/ml.}$$

- Effort normal :

$$N = G = 1.75 \text{ kN/ml}$$

- Effort horizontal :

$$T = Q = 1 \text{ kN/MI}$$

- Moment de renversement M du à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H$$

$$MQ = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

Hauteur (m)	Enduite ciment (KN/m)	Poids (KN/m)	Propre Q (kN/ml)	G (kN/ml)
0,60	0,36	1,71	1	1.75

Tableau II.2 : Récapitulatif des charges de l'acrotère

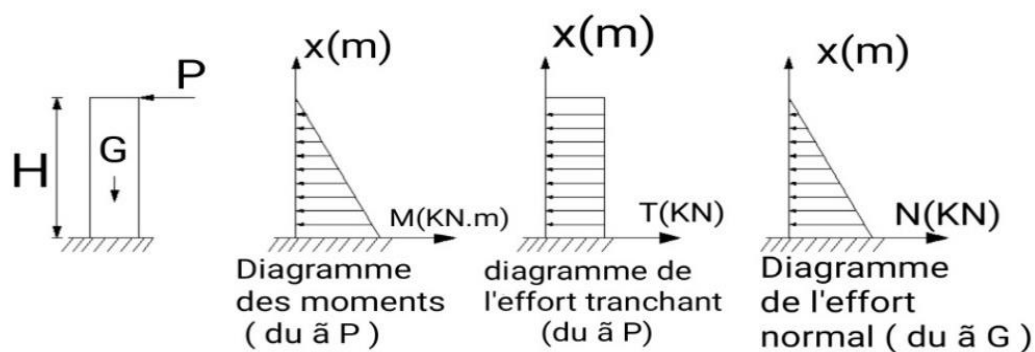


Figure II.15 : Diagramme des efforts internes de l'acrotère

II-8-8- Evaluation des charges et surcharges :

Afin de pouvoir analyser dans les parties ultérieures l'effet du type de plancher, les charges revenant au plancher seront évaluées en cas de plancher à corps creux et à dalle pleine.

- Plancher terrasse accessible à corps creux :

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	(0,16+0,04)	2,85
5	Forme de pente	22	0,1	2,2
6	Enduit de Plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				6,41
Charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.3 : Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux

- Plancher étage courant à corps creux :

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	(0,16+0,04)	2,85
5	Cloison	/	0,1	1
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				5,21
Charge d'exploitation Q (étage courant)				1,5
Charge d'exploitation Q (étage commercial)				5

Tableau II.4 : Evaluation des charges revenant au plancher étage courant à corps creux

- Plancher terrasse accessible en dalle pleine :

N	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Dalle pleine	25	0,20	5
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
Charge permanente G				8.43
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.5 : Evaluation des charges revenant au plancher étage terrasse inaccessible en dalle pleine

- Plancher terrasse inaccessible en dalle pleine :

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle plein	/	0.2	5
5	Forme de pente	22	0,1	2,2
6	Enduit de Plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				8.56
Charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.6 : Evaluation des charges revenant au plancher étage terrasse accessible à dalle plein

- Plancher étage courant en dalle pleine :

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle plein	/	0.2	5
5	Cloison	/	0,1	1
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				7.36
Charge d'exploitation Q (étage courant)				1,5
Charge d'exploitation Q (étage commercial)				5

Tableau II.7 : Evaluation des charges revenant au plancher courant à dalle plein

- Balcon et séchoir en dalle pleine :

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,20	5
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				6.36
Charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II.8 : Evaluation des charges revenant au balcon et séchoir en dalle pleine

- Escalier ; palier :

	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²) Palier
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,20	5
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				6.36
Charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.9 : Evaluation des charges revenant au palier de l'escalier

- Paillasse :

N o	Couche		Poids volumique (kN/m³)	Epaisseur (m)	Etage courant	RDC		
						Volée 1	Volée2	Volée3
1	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4	0,4
		Vertical	20	0.02	0,24	0,24	0,24	0,24
2	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4	0,4
		Vertical	20	0.02	0,24	0,24	0,24	0,24
3	Poids des marches		22	0.2	1,87	1,87	1,87	1,87
4	Dalle pleine		25	0.2	4,75	7,81	7,37	5,07
5	Enduit de ciment		18	0.015	0,32	0,18	0,17	0,19
6	Garde du corps		/	/	0,6	0,6	0,6	0,6
Charge permanente G (KN/m²)				8,82		11,74	11,29	9,01
Charge d’exploitation Q (KN/m²)				2,5				

Tableau II.10 : Evaluation des charges revenant aux paillasse

- Murs extérieurs :

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuse	/	0,15	1,3
3	Brique creuse	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				2,74

Tableau II.11 : Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs

II-8-9-Prédimensionnement des poteaux :

Le dimensionnement de la section de béton se fait en considérant le flambage sous l'effet de compression axiale simple. Conformément aux directives du CBA93, il est recommandé de calculer une section réduite en retirant une bande d'une largeur de 1 cm tout autour de la section transversale. Cette réduction de section vise à prendre en compte la ségrégation du béton.

□□ Les étapes de calcul :

- ✓ On considère le poteau le plus sollicité (centre/rive/angle),
- ✓ On calcule la surface reprise par le poteau,
- ✓ On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau,
- ✓ On mènera le calcul à L'ELU (BAEL 91) et la vérification se fera selon le RPA99/03.

➤ La formule générale :

$$Br \geq \frac{k*\beta*Nu}{\frac{\theta*f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85*f_{ed}}{100}}$$

Tel que :

K=1,1, si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

K=1,2, si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours (fc28 est remplacée par ftjour).

K = 1 pour les autres cas.

Br : Section réduite du poteau (en cm²).

$$f_{bu} = \frac{0.85*f_{c28}}{\theta*\gamma_b} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

avec :

fc28 : résistance à la compression de béton fc28 = 25 MPa.

fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé fe = 400 MPa.

$\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$.

$\theta = 1$ pour $T > 24h$

$\theta = 0.9$ pour $1h \leq T \leq 24h$

$\theta = 0.85$ pour $T < 1h$

➤ **Descente des charges :**

La descente de charge se réfère au trajet parcouru par les différentes charges et surcharges depuis le niveau le plus élevé jusqu'au niveau le plus bas avant d'être transmises au sol.

Nous procéderons à la descente de charges en focalisant sur le poteau le plus sollicité, à savoir :

B3 : présentant la plus grande surface de support.

D3 : situé à proximité de l'escalier.

✓ La loi de dégression (DTR-BC2-2) :

Selon les directives du DTR CB 2.2, pour une tour comprenant un nombre d'étages égal ou supérieur à 5, il est nécessaire de prendre en considération la loi de dégression pour les diverses surcharges d'exploitation.

Terrasse $Q_0 = 1.5 \times 15.189 = 22.783$

Etage 5 $Q_0 + Q_1 = 22.783 + 22.783 = 45.566$

Etage 4 $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 22.783 + 0.95(22.783 \times 2) = 66.07$

Etage 3 $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 22.783 + 0.90(22.783 \times 3) = 84.297$

Etage 2 $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 22.783 + 0.85(22.783 \times 4) = 100.245$

Etage 1 $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 22.783 + 0.80(22.783 \times 5) = 113.915$

RDC $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 22.783 + 0.75(22.783 \times 5 + 75.9435) = 165.177$

$$\text{Etage}(n) = Q_0 + \left[\frac{(3+n)}{2n} \right] \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$$

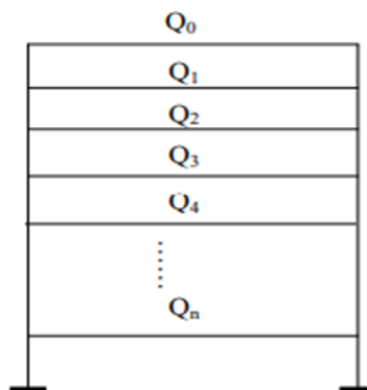


Figure II.16 : Schéma de la loi de dégression

II-2-9-1-Descente de charge pour le poteau B3 :

★ Dans le cas du plancher à corps creux :

On suppose que tous les poteaux ont une section $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

La surface offerte au poteau (B3):

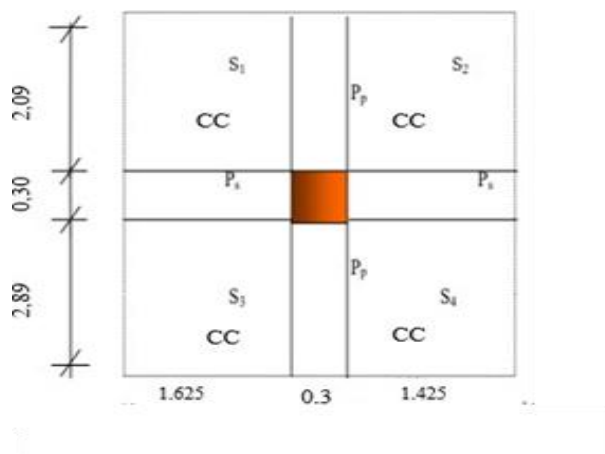
$$S_1 = (2.09 \times 1.625) = 3.396 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1.425 \times 2.09) = 2.9782 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2.89 \times 1.425) = 4.11825 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (2.89 \times 1.625) = 4.696255 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale (C.C): } S = 15.189 \text{ m}^2$$



- **Les charges G:**

1. **Plancher terrasse accessible :**

$$G = (15,189 \times 6,41) = 97.361 \text{ kN.}$$

2. **Plancher étages courants :**

$$G = (15,189 \times 5,21) = 79,133 \text{ kN}$$

3. **Poutres principales**

$$G = [(0,4 \times 0,30 \times 2,89) + (0,3 \times 0,4 \times 2,09)] \times 25 = 14.94 \text{ kN.}$$

4. **Poutres secondaires :**

$$G = [(0,3 \times 0,3 \times 1,625) + (0,3 \times 0,3 \times 1,425)] \times 25 = 6,8625 \text{ kN.}$$

5. **Poteaux :**

- **La charge permanente G :**

- **Poteaux RDC :**

$$G = [(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,5)] = 7,875 \text{ kN.}$$

- **Poteaux étages courants :**

$$G = [(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06)] = 6,885 \text{ kN.}$$

- **Les charges exploitation Q :**

- **Terrasse accessible + étages courants :**

$$Q = [(15,189 \times 1,5)] = 22,7835 \text{ kN.}$$

- **Commercial :**

$$Q = [(15,189 \times 5)] = 75,9435 \text{ kN.}$$

$$\text{Effort normal : } Nu = 1.35NG + 1.5NQ$$

$$\text{Effort normale majoré : } Nu^* := 1.15 \times Nu$$

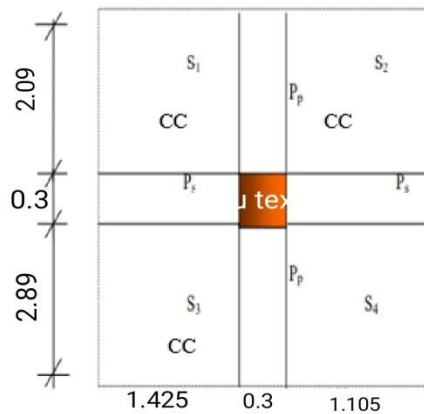
$$N_G = N_{G(pp)} + N_{G(ps)} + N_{G(pot)} + N_{G(plancher)}$$

$$N_Q = Q \times S_{maj}$$

On applique la loi de dégression Q :

NIV	Eliment	G (kN)	Q (kN)
Terrasse	Plancher	97.361	22.7835
	Poutres (pp+ps)	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	126.046	
N5	Revenant de N6	126.046	45.566
	Plancher(pp+ps)	79,133	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	233.864	
N4	Revenant de N5	233.864	66.07
	Plancher	79,133	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	341.682	
N3	Revenant de N4	341.682	84.297
	Plancher	79,133	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	467.5	
N2	Revenant de N3	467.5	100.245
	Plancher	79,133	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	575.318	
N1	Revenant de N2	575.318	113.915
	Plancher	79,133	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6.885	
	La somme	683.136	
RDC	Revenant N1	683.136	165.177
	PLANCHER	79.133	
	Poutres	21.80	
	Pouteux	7,875	
	La Somme	791.944	

Tableau II.12 : Descente de charges du poteau B3 (pour plancher à corps creux)



• **Surface offerte au poteau (D3) :**

$$S1 = (2.09 \times 1.425) = 2.97825 \text{ m}^2$$

$$S2 = (1.105 \times 2.09) = 2.30945 \text{ m}^2$$

$$S3 = (2.89 \times 1.425) = 4.11825 \text{ m}^2$$

Surface totale (D3):

$$S = 9.405 \text{ m}^2$$

Surface de l'escalier :

$$S4 = (2.89 \times 1.105) = 3.19345 \text{ m}^2$$

$$S = 12.598 \text{ m}^2$$

• **Les charges G:**

✓ **Plancher terrasse accessible :**

$$G1 = (9.405 \times 6.41) = 57.978 \text{ kN}$$

$$G2 = (3.193 \times 6.36) = 20.30 \text{ kN}$$

$$G = G1 + G2 = 78.278 \text{ kN}$$

✓ **Plancher étages courants :**

$$G1 = (9.405 \times 5.21) = 49.00 \text{ kN}$$

$$G2 = (3.193 \times 6.36) = 20.30 \text{ kN}$$

$$G = G1 + G2 = 69.3 \text{ kN}$$

✓ **Poutres principales**

$$G = [(0.4 \times 0.30 \times 2.89) + (0.3 \times 0.4 \times 2.09)] \times 25 = 14.94 \text{ kN}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$G = [(0.3 \times 0.3 \times 1.105) + (0.3 \times 0.3 \times 1.425)] \times 25 = 5.6925 \text{ kN}$$

✓ **Poteaux :**

• **La charge permanente G :**

✓ **Poteaux RDC :**

$$G = [(0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.5)] = 7.875 \text{ kN}$$

✓ **Poteaux étages courant :**

$$G = [(0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06)] = 6.885 \text{ kN}$$

• **Les charges exploitation Q :**

✓ **Terrasse accessible + étages courants pour plancher corps creux**

$$Q1 = [(9.405 \times 1,5)] = 14.1075 \text{ kN.}$$

✓ **Partie étage courant en dalle pleine**

$$Q2 = ((3.19345 \times 1.5)) = 4.7901 \text{ kN}$$

✓ **Terrasse inaccessible en dalle pleine**

$$Q3 = ((3.19345 \times 1)) = 3.19345 \text{ kN}$$

✓ **Commercial :**

$$Q = [(12.598 \times 5)] = 62.99 \text{ kN.}$$

$$\text{Effort normal : } Nu = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$\text{Effort normal majoré : } Nu^* := 1.15 \times Nu$$

$$N_G = N_{G(pp)} + N_{G(ps)} + N_{G(pot)} + N_{G(plancher)}$$

$$N_Q = Q * S_{maj}$$

✓ **On applique la loi dégression Q :**

$$\text{Terrasse } Q0 = 1.5 \times 12.598 = 17.301$$

$$\text{Etagé 5 } Q0 + Q1 = 17.301 + 17.301 = 34.602$$

$$\text{Etagé 4 } Q0 + 0.95 (Q1 + Q2) = 17.301 + 0.95(17.301 \times 2) = 50.173$$

$$\text{Etagé 3 } Q0 + 0.90 (Q1 + Q2 + Q3) = 17.301 + 0.90(17.301 \times 3) = 64.014$$

$$\text{Etagé 2 } Q0 + 0.85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4) = 17.301 + 0.85(17.301 \times 4) = 76.124$$

$$\text{Etagé 1 } Q0 + 0.80 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5) = 17.301 + 0.80(17.301 \times 5) = 86.505$$

$$\text{RDC } Q0 + 0.75 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6) = 17.301 + 0.75(17.301 \times 5 + 62.99) = 129.422$$

$$\text{Etagé(n)} = Q0 + \left[\frac{(3+n)}{2n} \right] \times (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + \dots + Qn)$$

NIV	Eliment	G (kN)	Q (kN)
Terrasse	Plancher	78.278	17.301
	Poutres (pp+ps)	20.63	
	Poteaux	6,885	
	La somme	105.793	
N5	Revenant de N6	105.793	34.602
	Plancher	69.3	
	Poutres	20.63	
	Poteaux	6,885	
	La somme	202.608	
N4	Revenant de N5	202.63	50.173
	Plancher	69.3	
	Poutres	20.63	
	Poteaux	6,885	
	La somme	299.423	
N3	Revenant de N4	299.423	64.014
	Plancher	69.3	
	Poutres	20.63	
	Poteaux	6,885	
	La somme	405.238	
N2	Revenant de N3	405.238	76.124
	Plancher	69.3	
	Poutres	20.63	
	Poteaux	6,885	
	La somme	481.423	
N1	Revenant de N2	481.423	86.505
	Plancher	69.3	
	Poutre	20.63	
	Poteaux	6.885	
	La somme	578.238	
RDC	Revenant de N2	578.238	129.422
	Plancher	69.3	
	Poutre	20.63	
	Poteaux	7.875	
	La somme	676.043	

Tableau II.13 : Descente de charge pour le poteau D3 (pour plancher à corps creux)

★ Vérification du poteau :

Le poteau B3 est le plus défavorable.

• Vérification à la compression simple :

$G = 791.944 \text{ kN}$ et $Q = 165.177 \text{ kN}$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 15%, Tel que :

$$N_u^* = 1.15 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$N_u^* = 1.15 \times (1.35 \times 791.944 + 1.5 \times 165.177)$$

$$N_u^* = 1514.423 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_u^*}{B} = \sigma_{bc} : \text{tel que } \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\sigma_{bc}}$$

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$B_{\text{Calculer}} = \frac{N_u}{14.2} \times 10^{-3}$$

Etages	Nu (kN)	Section (cm ²)	Comparaison (B > B calculé)		Observation
			B (m ²)	B calculée (m ²)	
5 ^{em} étage	384.043	30×30	0,09	0,027	Vérifiée
4 ^{em} étage	560.38	30×30	0,09	0,039	Vérifiée
3 ^{em} étage	757.57	30×30	0,09	0,053	Vérifiée
2 ^{em} étage	927.05	30×30	0,09	0,065	Vérifiée
1 ^{er} étage	1093.11	30×30	0,09	0,077	Vérifiée
RDC	1316.89	30×30	0,09	0,093	Non Vérifiée

Tableau II.14 : Récapitulatif des vérifications à la compression simple

Le tableau ci-dessous résume la vérification à la compression pour chaque changement de section des poteaux :

Etages	Nu (kN)	Section (cm ²)	Comparaison (B > B calculé)		Observation
			B (m ²)	B calculé (m ²)	
RDC	1316.89	35×35	0,122	0.093	Vérifiée

Tableau II.15 : Vérification à la compression pour chaque changement de section des poteaux

➤ **Vérification selon les règles du RPA99/03 :**

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes : En zone IIb :

avec : h_e : hauteur d'étage

$\text{Min}(a, h) \geq 30 \text{ cm}$

$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$

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

Poteau	35×35	30x30	Observation
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	35	30	Vérifiée
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	15.3	15,3	Vérifiée
$0,25 < b/h < 4$	1	1	Vérifiée

Tableau II.16 : Récapitulatif des vérifications à la compression simple

- **Plancher en dalle pleine :**

Le dimensionnement des poteaux se fait aussi dans le cas où les planchers du bâtiment sont en dalle pleine.

On procède de la même manière que dans le cas de plancher à corps creux. Les résultats obtenus sont rassemblés dans les tableaux suivants :

NIV	Elément	G (kN)	Q (kN)
Terrasse	Plancher	130.017	22.7835
	Poutres(pp+ps)	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	158.702	
N5	Revenant de N6	158.702	54.566
	Plancher(pp+ps)	111.791	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	299.178	
N4	Revenant de N5	299.178	66.07
	Plancher	111.791	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	439.654	
N3	Revenant de N4	439.654	84.297
	Plancher	111.791	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	580.13	
N2	Revenant de N3	580.13	100.245
	Plancher	111.791	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	720.606	
N1	Revenant de N2	720.606	113.915
	Plancher	111.791	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6.885	
	La somme	861.082	
RDC	Revenant N1	861.082	165.177
	PLANCHER	111.791	
	poutres	21.80	
	poteux	7,875	
	La Somme	1002.518	

Tableau II.17 : Descente de charges du poteau B3 (plancher à dalle pleine)

NIV	Elément	G (kN)	Q (kN)
Terrasse	Plancher	100.64	17.301
	Poutres (pp+ps)	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	129.325	
N5	Revenant de N6	129.325	34.602
	Plancher(pp+ps)	89.52	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	247.53	
N4	Revenant de N5	247.53	50.173
	Plancher	89.52	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	365.735	
N3	Revenant de N4	365.735	64.014
	Plancher	89.52	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	483.94	
N2	Revenant de N3	483.94	76.124
	Plancher	89.52	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,885	
	La somme	602.145	
N1	Revenant de N2	602.145	86.505
	Plancher	89.52	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6.885	
	La somme	720.35	
RDC	Revenant N1	720.35	129.422
	Plancher	89.52	
	poutres	21.80	
	poteaux	7,875	
	La Somme	839.545	

Tableau II.18 : descente de charge poteau D3 (dalle plein)

★ Vérification du poteau :

Le poteau B3 est le plus défavorable.

• Vérification à la compression simple

$G = 839.545 \text{ kN}$ et $Q = 165.177 \text{ kN}$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 15%, tel que :

$$N_u^* = 1.15 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$N_u^* = 1,15 \times (1,35 \times 839.545 + 1,5 \times 165.177)$$

$$N_u^* = 1588.23 \text{ kN}$$

$$\frac{N_u^*}{B} = \sigma_{bc} : \text{tel que } \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\sigma_{bc}}$$

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$B_{\text{Calculer}} = \frac{N_u}{14.2} \times 10^{-3}$$

Etages	Nu (kN)	Section (cm ²)	Comparaison (B > B calculé)		Observation
			B (m ²)	B calculé (m ²)	
5 ^{em} étage	485.74	35×35	0,122	0,034	Vérifiée
4 ^{em} étage	692.63	35×35	0,122	0,049	Vérifiée
3 ^{em} étage	909.621	35×35	0,122	0,064	Vérifiée
2 ^{em} étage	1123.18	35×35	0,122	0,079	Vérifiée
1 ^{er} étage	1333.33	40×40	0,16	0,093	Vérifiée
RDC	1601.16	40×40	0,16	0,112	Vérifiée

Tableau II.19 : Récapitulatif des vérifications à la compression simple

➤ Vérification selon les règles du RPA99/03 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes : En zone IIb :

avec : h_e : hauteur d'étage

$$\text{Min}(a, h) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$$

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

Poteau	40×40 RDC	40×40	35×35	Observation
Min (b1, h1) ≥ 25cm	40	40	35	Vérifiée
Min (b1, h1) ≥ h _e /20	17,5	15,3	15,3	Vérifiée
0,25 < b/h < 4	1	1	1	Vérifiée

Tableau II.18 : Récapitulatif des vérifications à la compression simple

II-8-10- Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté le projet ; le type de structure ainsi que tous ses éléments composants. On a procédé à la détermination des sections minimales des éléments de la structure capables de reprendre les efforts sollicitant. Ces dimensions sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments		Dimensions
Plancher à corps creux		(16+4) cm
Dalles pleines	Dalle de séchoir + balcons	e = 20cm
Volée Escaliers	Escalier étage courant	e = 20cm
	Escalier RDC	e = 20cm
		e = 20cm
		e = 20cm
Poutres	Principales	(30×40) cm ²
	Secondaires	(30×30) cm ²
	Poutre palière	(30×30) cm ²
	Poutre de chaînage	(30×30) cm ²
Voiles	RDC	e = 20 cm
	Etage courant	e = 20 cm
Poteaux	RDC + 1ere étage	(50×50) cm ²
	(2eme , 3 eme , 4eme , 5 eme) étage	(45×45) cm ²

Tableau II.20 : Récapitulatif des dimensions des différents éléments.

Chapitre III : Calcul des planchers

III- Introduction :

Ce chapitre se concentre sur l'analyse des éléments de plancher, éléments non-structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement. A l'origine les planchers dans cette structure sont de type corps creux à l'exception des balcons qui sont en dalle pleine. Comme le thème de ce mémoire est de définir le comportement dynamique de la structure dans le cas de plancher à corps creux et de dalle pleine, nous allons étudier les deux types de planchers et en tirer les conclusions. Le processus d'analyse suit les étapes suivantes : évaluation des charges appliquées, identification des sollicitations les plus critiques, puis détermination de la taille de la section d'acier nécessaire pour supporter ces charges tout en respectant les réglementations en vigueur.

III-1- Calcul du plancher à corps creux:

✓ Types de poutrelles :

Types	Schéma statique
	Poutrelle du plancher terrasse accessible, RDC, Etage courant
Type1	
Type2	

Tableau III-1 : Types de poutrelles

✓ Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times l_0$

A l'ELS : $q_s = (G + Q) \times l_0$

$l_0 = 0.65 \text{ m}$

Les résultats de calcul à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q_u (kN/ml)	q_s (kN/ml)
Terrasse Accessible	6.41	1.5	7.087	5.141
Etage Courant	5.21	1.5	6.034	4.361
RDC	5.21	5	9.446	6.636

Tableau III-2 : Charges revenant aux poutrelles

a- Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle à considérer est une poutre de (10×4) cm², simplement appuyée sur deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et de la surcharge de l'ouvrier.

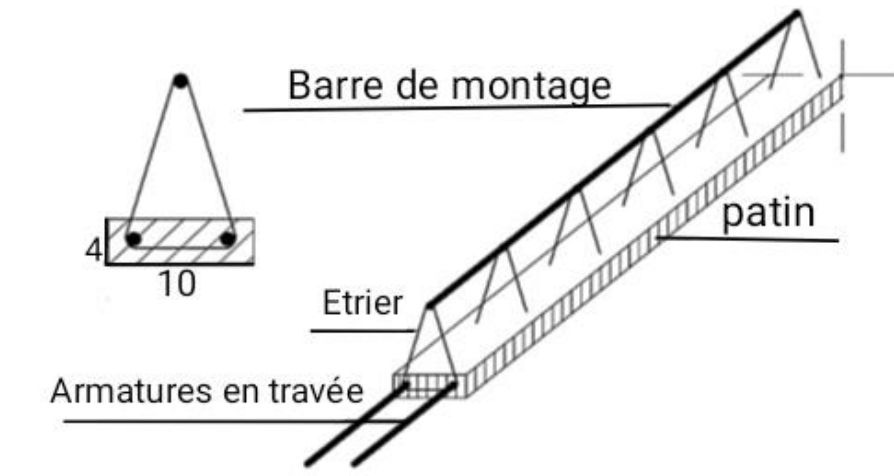


Figure III-1 : schéma descriptif de la poutrelle.

• Dimensionnement :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

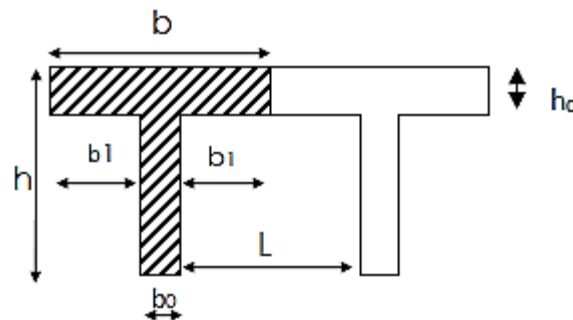


Figure III-2 : Surfaces revenant aux poutrelles

$h = 20\text{cm}$; $b = 50\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $d = 18\text{ cm}$; FPN

- ✓ $b = 50\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelle
- ✓ $h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux
- ✓ $b_0 = 10\text{cm}$: largeur de la poutrelle
- ✓ $h_0 = 4\text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(50 - 10)}{2} = 20\text{ cm}$$

- **Chargement :**

Poids propre de la poutrelle : $G1 = 0.1 \times 0.04 \times 25 = 0.1 \text{ kN/ml}$;

Poids du corps creux : $G2 = 0.5 \times 0.95 = 0.475 \text{ kN/ml}$;

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1.00 \text{ kN/ml}$.

Charge permanente : $G = G1 + G2 = 0.575 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

- **les combinaisons d'action :**

À l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,1 + 0,475) + 1,5 \times 1 = 2,27 \text{ kN/ml}$

À l'ELS : $q_s = G + Q = (0,1 + 0,475) + 1 = 1,575 \text{ kN/ml}$

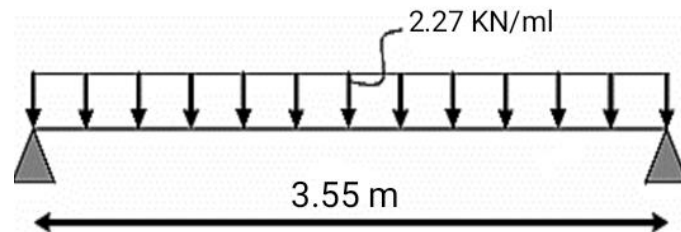


Figure III-3 : Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul des efforts tranchant et moments max en travées :**

À l'ELU :

Données : $q_u = 2.27 \text{ kN/ml}$, $L_{\max} = 3.55 \text{ m}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2.27 \times (3.55)^2}{8} = 3.57 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2.27 \times 3.55}{2} = 4.03 \text{ kN}$$

À l'ELS :

Données : $q_s = 1.74 \text{ kN/ml}$, $L_{\max} = 3.55 \text{ m}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{1.575 \times (3.55)^2}{8} = 2.48 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{1.575 \times 3.55}{2} = 2.79 \text{ kN}$$

- **Ferraillage de la poutrelle :**
Calcul des armatures :

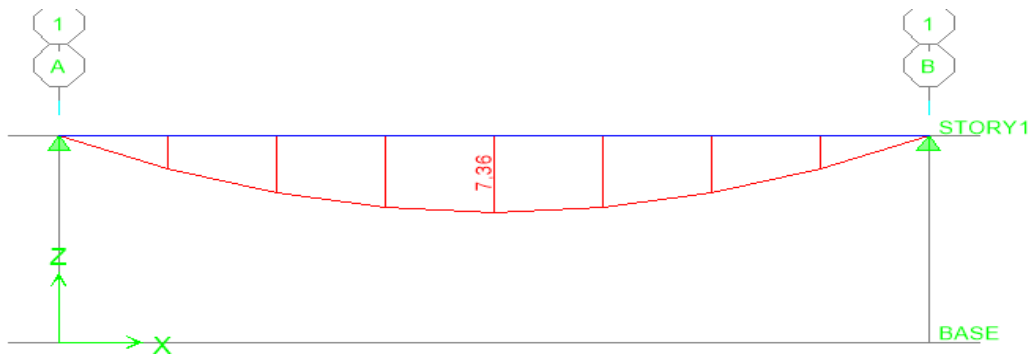


Figure III-4 : moment de poutrelle a ELU

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.36 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 15.99$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49fc28 - 3050 ; \mu_{lu} = 0,316$$

Avec :

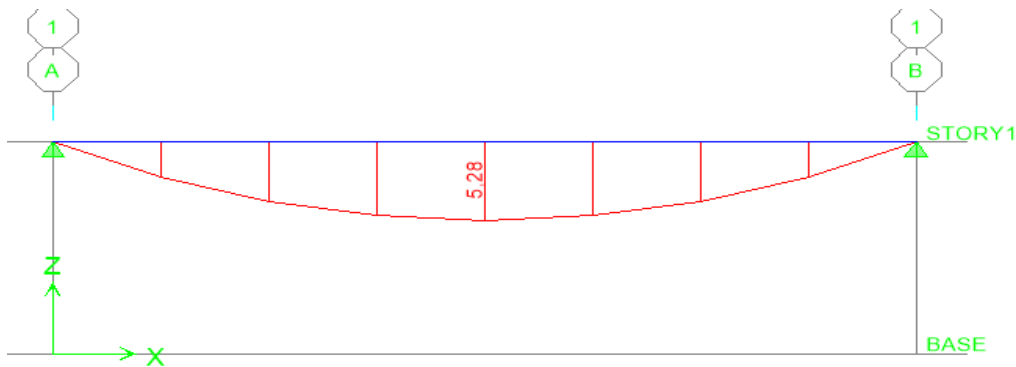


Figure III-5 : moment de poutrelle a ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.36}{5.28} = 1.39$$

$$\mu_{bu} = 15.99 \gg \mu_{lu} = 0.905 \dots A' \neq 0 \text{ (section doublement armée)}$$

- **Conclusion :**

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

Calcul des sollicitations maximales :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Dans notre cas pour le calcul des sollicitations on applique la méthode forfaitaire.

✓ **Exemple d'application de la méthode forfaitaire Plancher RDC (type 3)****Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- $Q=5 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Min}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots$ condition vérifiée

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.55}{3.15} = 1.12$$
- $0.8 \leq 1.12 \leq 1.25 \dots$ condition vérifiée
- La Fissuration est considérée comme non préjudiciable... condition vérifiée
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées ... condition vérifiée

Les conditions précédentes sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

A l'ELU : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$

RDC :

- Travée (A-B): $M_{01} = q_u l^2 / 8 = 9.446 \times (3.05)^2 / 8 = 10.98 \text{ kN.m}$
- Travée (B-C): $M_{02} = q_u l^2 / 8 = 9.446 \times (3.55)^2 / 8 = 14.88 \text{ kN.m}$
- Travée (C-D): $M_{03} = q_u l^2 / 8 = 9.446 \times (3.15)^2 / 8 = 11.71 \text{ kN.m}$

- **Moment sur les appuis :**

Appui intermédiaire : $M_c = -0.5M_0 = -0.5 \times 14.88 = -7.44 \text{ kN.m}$

Appui intermédiaire : $M_B = -0.5M_0 = -0.5 \times 14.88 = -7.44 \text{ kN.m}$

Appui de rive : $M_A = M_G = -0.15 \times 14.88 = -2.232 \text{ kN.m}$

- **Moment sur les appuis :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5.21+5} = 0.489 \quad (1+0.3\alpha)=1.146 \quad (1.2+0.3\alpha)=1.346$$

a) Première condition :

$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

b) Deuxième condition :

$$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0 \dots \text{cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \dots \text{cas d'un tracé de rive}$$

Donc :

Travée (A-B) :

$$M_{t(a-b)} \geq 1.146 M_0 - \frac{0+7.44}{2} \Rightarrow 1.146 \times 10.98 - \frac{0+7.44}{2} = 8.86$$

$$M_{t(a-b)} \geq \frac{1.346}{2} M_0 = \frac{1.346}{2} \times 10.98 = 12.58$$

Travée (B-C) :

$$M_{t(b-c)} \geq 1.146 M_0 - \frac{0+7.44}{2} \Rightarrow 1.146 \times 14.88 - \frac{0+7.44}{2} = 13.33$$

$$M_{t(b-c)} \geq \frac{1.346}{2} M_0 = \frac{1.346}{2} \times 14.88 = 10.01$$

Travée (C-D) :

$$M_{t(c-d)} \geq 1.146 M_0 - \frac{0+7.44}{2} \Rightarrow 1.146 \times 11.71 - \frac{0+7.44}{2} = 9.69$$

$$M_{t(c-d)} \geq \frac{1.346}{2} M_0 = \frac{1.346}{2} \times 11.71 = 7.88$$

$$\text{A l'ELS: } M_0 = \frac{qs \times l^2}{8}$$

Travée (A-B) :

$$M_{0(a-b)} = \frac{qs \times l(a-b)^2}{8} \Rightarrow \frac{6.636 \times 3.05^2}{8} = 7.71 \text{ kN.m}$$

Travée (B-C) :

$$M_{0(b-c)} = \frac{qs \times l(b-c)^2}{8} \Rightarrow \frac{6.636 \times 3.55^2}{8} = 10.45 \text{ kN.m}$$

Travée (C-D) :

$$M_{0(c-d)} = \frac{qs \times l(c-d)^2}{8} \Rightarrow \frac{6.636 \times 3.15^2}{8} = 8.23 \text{ kN.m}$$

- **Moment sur les appuis :**

$$\text{Appui intermédiaire : } M_c = -0.5 M_0 = -0.5 \times 10.45 = -5.22 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appui intermédiaire : } M_B = -0.5 M_0 = -0.5 \times 10.45 = -5.22 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appui de rive : } M_A = M_G = -0.15 \times 10.45 = -1.56 \text{ kN.m}$$

Travée (A-B) :

$$M_{t(a-b)} \geq 1.146 M_0 - \frac{0+5.22}{2} \Rightarrow 1.146 \times 7.71 - \frac{0+5.22}{2} = 6.22 \text{ kN.m}$$

$$M_{t(a-b)} \geq \frac{1.346}{2} M_0 = \frac{1.346}{2} \times 7.71 = 5.18 \text{ kN.m}$$

Travée (B-C) :

$$M_{t(b-c)} \geq 1.146 M_0 - \frac{0+5.22}{2} \Rightarrow 1.146 \times 10.45 - \frac{0+5.22}{2} = 9.36$$

$$M_{t(b-c)} \geq \frac{1.346}{2} M_0 = \frac{1.346}{2} \times 10.45 = 7.03 \text{ kN.m}$$

Travée (C-D) :

$$M_{t(c-d)} \geq 1.146 M_0 - \frac{0+5.22}{2} \Rightarrow 1.146 \times 8.23 - \frac{0+5.22}{2} = 6.82 \text{ kN.m}$$

$$M_{t(c-d)} \geq \frac{1.346}{2} M_0 = \frac{1.346}{2} \times 8.23 = 5.53 \text{ kN.m}$$

- ✓ **Effort tranchant :**

Dans la méthode forfaitaire, l'effort tranchant est déterminé uniquement au niveau des points d'appui de la structure. Normalement, l'effort tranchant dans une structure hyperstatique (V) est identique à celui d'une structure isostatique (V_0), sauf pour l'appui intermédiaire, également connu sous le nom d'appui voisin de la rive. Dans ce cas particulier, l'effort tranchant isostatique V_0 est augmenté de :

- 15% pour une poutre à deux travées
- 10% pour une poutre à plus de deux travées

Travée (A-B) :

$$V_A = \frac{qu \times l}{2} = \frac{9.446 \times 3.05}{2} = 14.41 \text{ kN}$$

$$V_B = -1.15 V_A = -1.15 \times 14.41 = 16.57 \text{ kN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et l'ELS sont résumés sur le tableau suivant :

Etag	Type	ELU				ELS		
		M T	Mappuis		Vmax	MT	Mappuis	
			rive	Int			rive	int
RDC	Type 01	10,373	-1,64775	-7,44	18,445	7,287	-1,1577	-5,228
	Type 02	9,719	-1,64775	-7,44	18,445	6,828	-1,1577	-5,228
Etag Courant	Type 01	5,866	-1,0524	-4,753	-11,781	4,241	-0,7608	-3,436
	Type 02	5,391	-1,0524	-4,753	-11,781	4,056	-0,7608	-3,436
Terrasse accessible	Type 01	6,776	-1,23615	-5,582	-13,837	4,917	-0,89685	-4,05
	Type 02	6,218	-1,23615	-5,582	-13,837	4,717	-0,89685	-4,05

Tableau III-3 : Sollicitations dans les poutrelles

III-1-2-Ferraillage des poutrelles :

$$M_t = 13.33 \text{ kN.m}; M_{a^{inter}} = -7.44 \text{ KN.m}; M_{a^{rive}} = -2.23 \text{ kN.m};$$

$$V_{max} = 18.445 \text{ kN}$$

$$h = 20 \text{ cm}; b = 50 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; \text{FPN.}$$

• Vérification à l'ELU :**En Travée :**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 0.5 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 0.04544 \text{ MN.m} = 45.44 \text{ kN.m}$$

$M_{tu} >$; donc, l'axe neutre se trouve dans la dalle de compression Etude d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.33 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0579 < 0.186 \Rightarrow \text{pivote A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0579 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A: } \varepsilon_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0579}) = 0.0746$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow 18(1 - 0.4 \times 0.0746) = 0.175$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{13.33 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.18 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité : CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.5 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.0867 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.18 > A_{min} = 1.0867$$

Donc, on ferraille avec A_t et on opte pour $A_t = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2.7 \text{ cm}^2$

✓ **En appui :****Appui intermédiaire :**

$$M_a^{\text{inter}} = -7.44 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.44 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.162$$

$$\mu_{bu} = 0.162 > 0.186 \quad \text{Pivot B :}$$

$$\mu_{bu} = 0.162 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Donc } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.162}) = 0.22$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.164$$

$$A_t = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{7.44}{0.164 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.30 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2$$

Donc, on ferraille avec A_t et on opte pour $A_t = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

✓ **Appui de rive :**

$$M_a^{\text{rive}} = -2.23 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.23 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.048$$

$$\mu_{bu} = 0.048 < 0.186 \quad \text{Pivot B :}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad \text{Donc } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.062$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1755$$

$$A_t = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{2.23}{0.1755 \times 348} = 0.365 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.365 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2$$

Donc, on ferraille avec A_t et on opte pour $A_t = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

III-1-3-Ferraillage transversal :➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{\max} = 18,445 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{18,445 \times 10^{-2}}{0.1 \times 0.18} = 1.025 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \left[\frac{0.2F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = \left[\frac{0.2 \times 25}{1.50}, 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 1.025 \text{ MPa}$$

• **Armatures transversales :**

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \Phi \leq \min\left(\frac{200}{35}, 10, \frac{10}{10}\right)$$

Soit $\Phi = 6mm$ on adopte un étrier $\Phi 6$ avec $A_t = 2HA6 = 0.56 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 16.2cm \\ \frac{A_t \times 0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0.3f_{tj}K)} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 400 \times 10^{-4}}{0.1(1.025 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 45.36cm \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{0.56 \times 400}{0.4 \times 10} = 56cm \end{array} \right.$$

Avec :

$\alpha = 90^\circ$: Flexion simple, armatures droites.

$K = 1$: Pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible.

➤ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \frac{Y_s \times V_u}{f_e} = \frac{18,445 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1HA12 + 2HA10 + 1HA12 = 3.83 \text{ cm}^2 > 0.53 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_{max} + \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{Y_s}{f_e}$$

$$A_l \geq \left(18,445 \times 10^{-3} - \frac{7.44 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400} = -7.9 \times 10^{-5}$$

V_{max} est négligable devant M_u

➤ **Vérification de la bille (BAEL99. Art.6.1.3) :**

$$V_u \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28} \dots \dots \text{avec : } a = 0.9d, \quad d = 0.18$$

$$V_u = 0.267 \times 0.1 \times 0.162 \times 25$$

$$V_u = 18.445 < 108.14 \text{ kN} \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la jonction de table nervure (BAEL99 (Art. A.5.1.2.1.1) :**

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{18.445 \times \left(\frac{0.5 - 0.1}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.5 \times 0.04}$$

$$\tau_u = 1.13 \text{ MPa} \leq \tau = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications nécessaires à effectuer :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de déformation.
- État limite de compression du béton

Etat limite d'ouverture des fissures :

En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$M = 7,287 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre : $A = 2.7$

$$H = b \frac{h_0}{2} - 15A(d - h_0) = -5.66 < 0$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe dans la nervure $\Rightarrow$ section en T. avec : $A' = 0$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [(15A + 15A' + (b - b_0)h_0)y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0}{2}]$$

$$\frac{10}{2} y^2 + [(15 \times 2.7 + (50 - 10)4)y - 15(2.7 \times 18) - (50 - 10)\frac{4}{2}]$$

$$y = 3.69 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de I :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 3.69^3}{3} + (50 - 10) \times \frac{(3.69 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.7(18 - 3.69)^2 \Rightarrow I = 8.460 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,287 \times 10^{-3}}{8.460 \times 10^{-5}} \times 0.0369 \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.18 < 15 \dots \text{vérifiée}$$

✓ **En appui :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$M = 5,228$$

Position de l'axe neutre : $M_a < 0 \Rightarrow b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A(y - d) \text{ Avec } A = 1.57$$

$$\frac{10}{2} y^2 + [(15 \times 1.57)y - (15 \times 1.57 \times 18)]$$

$$y = 7.14 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de I :**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 7.14^3}{3} + 15 \times 1.57(18 - 7.14)^2$$

$$I = 3990.79 \text{ cm}^4 \times 10^{-8}$$

$$I = 3.99 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.228 \times 10^{-3}}{3.99 \times 10^{-5}} \times 0.0714 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.36 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0}\right) \\ \frac{A}{bd} \geq \frac{3.6}{f_e} \\ l < 8m \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times GJ$: la charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

q_g : $0.65 \times GG$: la charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$q_{Pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times (5.21 - 0.4 - 0.4 - 0.36 - 0.2) = 2.5 \text{ kN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.21 = 3.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{Pser} = 0.65 \times (5.21 + 5) = 6.64 \text{ KN/m}$$

$$M_{Jser} = K \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.84 \times \frac{2.5 \times 3.55^2}{8} = 3.3 \text{ kN.m}$$

$$M_{gser} = K \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.84 \times \frac{3.38 \times 3.55^2}{8} = 4.47 \text{ kN.m}$$

$$M_{Pser} = K \frac{q_{Pser} \times l^2}{8} = 0.84 \times \frac{6.64 \times 3.55^2}{8} = 8.79 \text{ kN.m}$$

• **Propriété de la section :**

➤ **Moment d'inertie :**

$$y_g = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(Ad + A'd')}{b_0 \times h \times (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')}$$

$$y_g = \frac{0.1 \times \frac{0.2^2}{2} + (0.5 - 0.1) \frac{0.04^2}{2} + 15(2.7 \times 10^{-4} \times 0.18)}{0.1 \times 0.2 \times (0.5 - 0.1) \times 0.04 + 15 \times 2.7 \times 10^{-4}} = 2.53 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_g^3 + b_0 \frac{(h - y_g)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_g - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_g)^2$$

$$I_0 = 0.0001743 \text{ m}^4$$

$$I_0 = 17430 \text{ cm}^4$$

➤ **Calculer des contraintes :**

σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa)

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3.31 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0369)}{8,460 \times 10^{-5}} = 83,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{4.47 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0369)}{8,460 \times 10^{-5}} = 113,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{oser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{8.79 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0369)}{8,460 \times 10^{-5}} = 223,02 \text{ MPa}$$

➤ **Inertie fictive :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.7}{0.1 \times 0.18} \times 10^{-4} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(3b_0 + 2b)\rho} = \frac{0.05 \times 0.5 \times 2.1}{(3 \times 0.1 + 2 \times 0.5)0.015} = 4.31 \dots \text{déformations instantanées.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4.31 = 1.724 \dots \dots \dots \text{déformations différées.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 83,98 + 2.1} = 0.41$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 113,41 + 2.1} = 0.59$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 223,02 + 2.1} = 0.76$$

Si $\mu < 0 \Rightarrow \mu = 2$

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 17430}{1 + 4.31 \times 0.41} = 6.92 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 17430}{1 + 4.31 \times 0.59} = 5.41 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 17430}{1 + 4.31 \times 0.76} = 4.48 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 17430}{1 + 1.724 \times 0.59} = 9,5 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818.86 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Module de déformation longitudinal instantanée du béton

$E_i = 3E_v = 32456.58 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Module de déformation longitudinal différé

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10E_I \times I_{ji}} = \frac{3.31 \times 10^{-3} \times 3.55^2}{10 \times 32456.58 \times 6.92 \times 10^{-5}} = 0.00185 \text{ m} = 1.85 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10E_I \times I_{gi}} = \frac{4.47 \times 10^{-3} \times 3.55^2}{10 \times 32456.58 \times 5.41 \times 10^{-5}} = 0.00320 \text{ m} = 3,20 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10E_I \times I_{pi}} = \frac{8.79 \times 10^{-3} \times 3.55^2}{10 \times 32456.58 \times 4.67 \times 10^{-5}} = 0.00761 \text{ m} = 7,61 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10E_v \times I_{gv}} = \frac{4.47 \times 10^{-3} \times 3.55^2}{10 \times 32456.58 \times 9,5 \times 10^{-5}} = 0.0182 \text{ m} = 1.82 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 4,83 \text{ mm} < f_{adm} = 7.1 \text{ mm} \dots \text{Vérifiée}$$

Plancher		RDC	E.C	Terrasse
Travée	M (kN/m)	45.44	5.866	6.776
	μ_{Bu}	0.0579	0.0196	0.0227
	α	0.0746	0.0248	0.028
	Z	0.175	0.178	0.177
	A_T	2.7	1.18	1.37
Appui Intermédiaire	M (kN/m)	7.44	4.75	5.582
	μ_{Bu}	0.162	0.103	0.121
	α	0.22	0.136	0.162
	Z	0.164	0.17	0.168
	A_T	2.26	0.97	1.16
Appui de rive	M (kN/m)	2.23	1.052	1.23
	μ_{Bu}	0.048	0.0229	0.0269
	α	0.062	0.0289	0.0341
	Z	0.1755	0.1779	0.177
	A_T	1.13	0.231	2.06

Tableau III-4 : Calcul des sections de ferrailage des poutrelles

Plancher	En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive	$V_{max}(\text{KN})$	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$
RDC	2HA10+1HA12 =2.7cm ²	2HA12=2.26cm ²	1HA10=0.79cm ²	18.445	1.13	3.33
Etage courant	3HA10=2.35cm ²	2HA10=1.57cm ²	1HA10=0.79cm ²	11.781	0.727	3.33
Terrasse accessible	3HA10=2.35cm ²	2HA10=1.57cm ²	1HA10=0.79cm ²	13.837	0.854	3.33

Tableau III-5 : Choix des barres d'armatures et vérification au cisaillement

III-1-4-Choix des armatures transversales :

Pour tous les types de poutrelles on prend :

$A_l = 2HA6 = 0.57\text{cm}^2$ et l'espacement $St = 15 \text{ cm}$

Etat limite de compression de béton :

	En travée				En appuis				$\overline{\sigma}_{bc}$
Plancher	M_{Ts} (kN.m)	I (cm^4) 10^4	Y (cm)	σ_{bc}	M_{as} (kN.m)	I (cm^4) 10^4	Y (cm)	σ_{bc}	
RDC	7.287	0.846	3.69	3.18	5.228	0.399	7.14	9.36	15
EC	4.241	0.8293	3.9	1.99	3.436	0.5867	3.26	1.91	15
T. A	4.917	0.82933	3.9	2.31	4.05	0.5867	3.26	2.23	15

Tableau III-6 : Vérification aux états limites de compression du béton

Etat limite de déformation :

Plancher	RDC	EC	Ta
$q_{j\ ser}$ (kN/m)	2.5	2.5	3.28
$q_{g\ ser}$ (kN/m)	3.38	3.38	4.16
$q_{p\ ser}$ (kN/m)	6.64	4.36	5.14
$M_{j\ ser}$ (kN/m)	3.31	3.31	4.34
$M_{g\ ser}$ (kN/m)	4.47	3.30	5.50
$M_{p\ ser}$ (kN/m)	8.79	6.08	6.80
ρ	0.015	0.013	0.013
σ_{sj} (MPa)	68.53	68.53	89.85
σ_{sg} (MPa)	92.54	68.32	113.86
σ_{sp} (MPa)	181.98	125.87	140.78
μ_j	0.41	0.35	0.45
μ_g	0.52	0.34	0.54
μ_p	0.72	0.57	0.61
If_{ji} (cm^4)	6920	7643	6522
If_{gi} (cm^4)	5910	7776	5762
If_{pi} (cm^4)	4670	5546	5283
If_{gv} (cm^4)	10100	12087	9929.2
f_{ji} (mm)	1.85	1.85	2.43
f_{gi} (mm)	2.93	2.16	3.6
f_{pi} (mm)	5.76	5.05	5.65
f_{gv} (mm)	1.71	1.26	2.11
Δf	2.69	2.3	1.73
f_{adm} (mm)	7.1	7.1	7.1

Tableau III-7 : Vérification aux états limites de déformation

Type	Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
RDC			
E.C			
T.A			

Figure III-6 : Ferrailage des poutrelles

III-2- Calcul du plancher dalle pleine :**III-2-1- Dalle sur quatre appuis :****Etage courant :**

On a $G = 7.36 \text{ kN/m}^2$

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 = 0,56 > 0,4$$

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

La dalle fléchit selon les deux sens l_x, l_y

➤ Evaluation de charge :

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 7.36) + (1,5 \times 1,5)$$

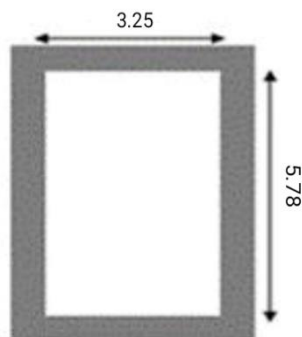


Figure III-2 : Dalle sur quatre appuis

$$P_u = 12,186 \text{ kN/m}$$

$$P_s = G + Q = 7,36 + 1,5$$

$$P_s = 8,86 \text{ kN/m}$$

Les calculs seront faits pour une bonde de 1 ml.

➤ Calcul des sollicitations :**Calcul à l'ELU pour $u = 0$ et $p = 0,56$:**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0880 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$M_0^x = 0,0880 \times 12,186 \times 3,25^2 = 11,33 \text{ kN/m}$$

$$M_0^y = 11,33 \times 0,2500 = 2,83 \text{ kN/m}$$

Moment en travée (la dalle est panneau de rive) :

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 9,6305 \text{ kN/m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_0^y = 2,4055 \text{ kN/m}$$

➤ Le moment en appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -3,399 \text{ kN/m}$$

• Calcul de la section d'armature (ELU)

Le calcul est fait à la flexion simple, pour une section ($b \times h$)

Sens xx :

En travée :

$$Ubu = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{9,6305 \times 10^3}{1 \times 0,17^2 \times 14,2} \quad d=17$$

$$Ubu = 0,023$$

$$Ubu \leq Ul = 0,3916 ; \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 Ubu})$$

$$\alpha = 0,029$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,168$$

$$A_t = \frac{M}{f_{st} \times z} = \frac{9,6305 \times 10^{-3}}{348 \times 0,168} = 1,65 \text{ cm}^2$$

Sens y-y:

$$Ubu = \frac{M_t^y}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{2,4055 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17^2 \times 14,2} \quad d=17$$

$$Ubu = 0,0059$$

$$Ubu \leq Ul = 0,3916 ; \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 Ubu})$$

$$\alpha = 0,00739$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,169$$

$$A_t = \frac{M}{f_{st} \times z} = \frac{2,4055 \times 10^{-3}}{348 \times 0,169} = 0,41 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$Ubu = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{3,399 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17^2 \times 14,2}$$

$$Ubu = 0,00828$$

$$Ubu \leq Ul = 0,3916 ; \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 Ubu})$$

$$\alpha = 0,010$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,169$$

$$A_t = \frac{M}{f_{st} \times z} = \frac{3,399 \times 10^{-3}}{348 \times 0,169} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité.

On a $e = 20 \text{ cm}$ et $f = 0,56 > 0,4$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \rho_0 = 0,0008$$

$$e \geq 12 \text{ cm et } f > 0,4 \quad A_x \text{ min} = \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e$$

$$A_y \text{ min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_x \text{ min} = 1,952 \text{ cm}$$

$$A_y \text{ min} = 1,6 \text{ cm}$$

Espacement des Barres :

On ; $ST \leq \min (3 \times e ; 33 \text{ cm})$

On opte pour $ST = 25 \text{ cm}$

En travée								
Sens	Mu (kN/m)	μbu	A	Z(m)	A calcul cm ²	A min cm ²	A adopté cm ²	St cm
x	9,6305	0,023	0,029	0,168	1,65	1,952	4HA10 = 3,14	25
y	2,4055	0,0059	0,00739	0,169	0,41	1,6	4HA10 = 3,14	25

Tableau III-8 : Ferrailage en travée pour une dalle à quatre appuis (étage courant)

En Appui								
Sens	Mu (kN/m)	μbu	A	Z(m)	A calcul cm ²	A min cm ²	A adapté Cm ²	St cm
x-y	-3,399	0,0082	0,010	0,169	0.58	1,6	4HA8 = 2,01	25

Tableau III-9 : Ferrailage en appui pour une dalle à quatre appuis (étage courant)

Verification du cisaillement:

$$\bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_c^{28}}{y_b} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

$$V_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y^4}{2(l_x^4 + l_y^4)}$$

$$V_{max} = \frac{12.186 \times 3,25 \times 5,78^4}{2(3,25^4 + 5,78^4)}$$

$$V_{max} = 18.003 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{18,003 \times 10^3}{1 \times 0,17}$$

$$\tau = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \tau = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérifications à L'ELS ($v = 0,2$; $\rho = 0,56$)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0923 \\ \mu_y = 0,4254 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$M_0^x = 8,63 \text{ kN.m}$$

$$M_0^y = 3,67 \text{ kN.m}$$

Moment en travée:

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 7,3355 \text{ kN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_0^y = 3,1195 \text{ kN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -2,589 \text{ kN.m}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Travée x:

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{1}{2} y^2 + 15 \times (3,14 \times 10^{-4}) \times y - 15 \times (3,14 \times 10^{-4}) \times 0,17 = 0$$

$$y = 0,0356 \text{ m} \rightarrow y = 3,56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \rightarrow I = 1,001 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = M_t^x \text{ ser} \times \frac{y}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 7,3355 \times 10^{-3} \times \frac{0,0356}{1,001 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 2,608 \text{ MPa}$$

Donc

$$\sigma_{bc} = 2,608 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{7,3355 \times 10^{-3} (0,17 - 0,0356)}{1,001 \times 10^{-4}} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$= \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\sigma_{st} = 147,73 \leq \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

Travée y :

On a ; $I = 1,001 \times 10^{-4} \text{ m}$

$$\sigma_{bc} = M_t^y \text{ ser} \times \frac{y}{I} \rightarrow b_c = 3,1195 \times 10^{-3} \times \frac{0,0356}{1,001 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 1,109 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 1,109 \text{ MPa} \end{cases} ; \text{ la condition est vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I} = 62,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 62,82 \leq \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \quad \dots \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

En appui :

On a $\eta = 1,6$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I} = 52,14 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc ; } \sigma_{st} = 52,14 \leq \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \quad \dots \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

La flèche :**Sens x-x :**

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x \text{ ser}}{20 \times M_0^x \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$0,061 \geq \max (0,0425 ; 0,0375)$$

$$0,061 \geq 0,0425 \quad \dots \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{F_e} ; \quad \frac{3,14 \times 10^{-4}}{1 \times 0,17} \leq \frac{2}{400}$$

$$0,0018 \leq 0,005 \quad \dots \dots \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\frac{h_t}{L_y} \geq \max \left\{ \frac{M_t^y \text{ ser}}{20 \times M_0^y \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$0,034 \leq 0,0425 \quad \dots \dots \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{F_e}$$

$$0,0018 \leq 0,005 \quad \dots \dots \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Vérification de la flèche selon le sens y-y :

Sens	fgv (mm)	fji (mm)	fpi (mm)	fgi (mm)	$\Delta f t$	Fad m	Observation
y-y	12,79	17,23	26,49	21,67	0,38	10,78	Vérifiée

Tableau III.10 : Flèche de la dalle à quatre appuis (étage courant)

Schémas de ferrailage dalles pleines sur 4 Appuis :

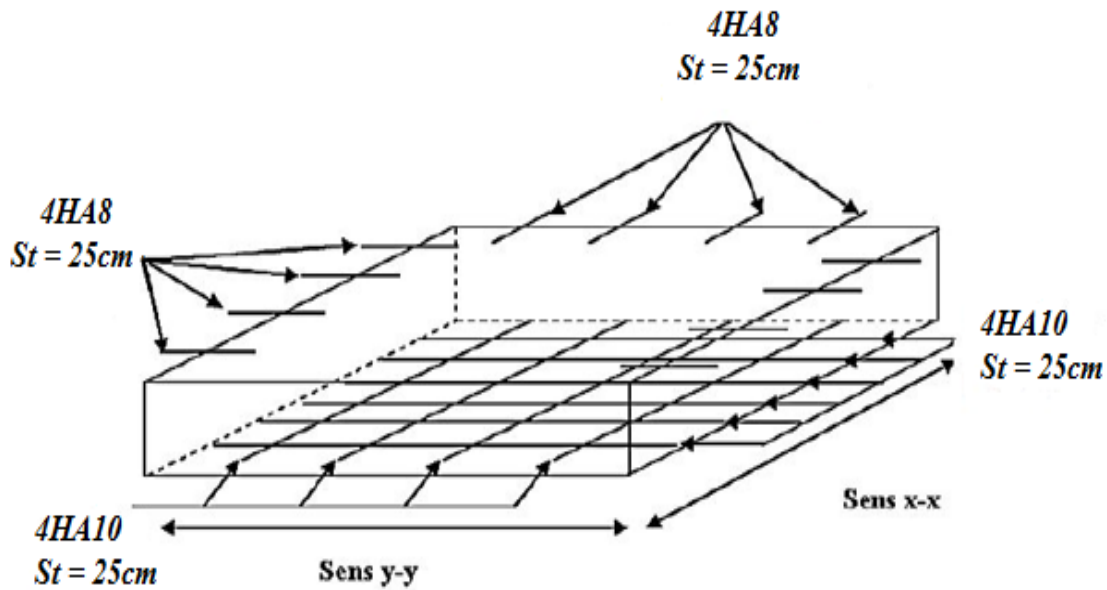


Figure III-7 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis (étage courant)

RDC:

On a $G = 7.36 \text{ kN/m}^2$

$Q = 5 \text{ kN/m}^2$

$\rho = 0,56 > 0,4$

$e = 20 \text{ cm}$.

La dalle fléchit selon les deux sens l_x, l_y

Evaluation de charge :

$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 7.36) + (1,5 \times 5)$

$P_u = 17,436 \text{ kN/m}$

$P_s = G + Q = 7,36 + 5$

$P_s = 12,36 \text{ kN/m}$

Les calculs seront faits pour une bonde de 1 ml.

Calcul des sollicitations :

Calcul à l'ELU pour $u = 0$ et $\rho = 0,56$:

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0880 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$M_0^x = 0,0880 \times 17,436 \times 3,25^2 = 16,21 \text{ kn/m}$$

$$M_0^y = 16,21 \times 0,2500 = 4,05 \text{ kn/m}$$

Moment en travée (la dalle est panneau de rive) :

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 13,7785 \text{ kN/m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_0^y = 3,4425 \text{ kN/m}$$

Le moment en appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -4,863 \text{ kN/m}$$

Calcul de la section d'armature (ELU)

Remarque : on suit les mêmes étapes de calcul que précédemment, on obtient les résultats suivants ;

En travée								
sens	Mu (kN/m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calcul cm2	A min cm2	A adapté cm2	St cm
x	13,7785	0,033	0,0419	0,167	2,37	1,952	4HA10 = 3,14	25
y	3,4425	0,0084	0,0105	0,169	0,58	1,6	4HA10 = 3,14	25

Tableau III-11 : Ferrailage en travée pour une dalle à quatre appuis (RDC)

En Appui								
sens	Mu (kN/m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calcul cm2	A min cm2	A adapté cm2	St cm
x-y	-4,863	0,0118	0,015	0,169	0.83	1,6	4HA8 = 2,01	25

Tableau III-12 : Ferrailage en appui pour une dalle à quatre appuis (RDC)

Vérification du cisaillement :

$$\bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_c 28}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

$$V_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y^4}{2(l_x^4 + l_y^4)}$$

$$V_{max} = \frac{17.436 \times 3,25 \times 5,78^4}{2(3,25^4 + 5,78^4)}$$

$$V_{max} = 25,758 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{25,758 \times 10^3}{1 \times 0,17}$$

$$\tau = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \tau = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérifications à L'ELS ($\nu = 0,2$; $\rho = 0,56$)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0923 \\ \mu_y = 0,4254 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$M_0^x = 12,049 \text{ kN.m}$$

$$M_0^y = 5,125 \text{ kN.m}$$

Moment en travée:

$$M_t^x = 0,85M_0^x = 10,24165 \text{ kN.m}$$

$$M_t^y = 0,85M_0^y = 4,35625 \text{ kN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0,3M_0^x = -3,6147 \text{ kN.m}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Travée x :

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{1}{2} y^2 + 15 \times (3,14 \times 10^{-4}) \times y - 15 \times (3,14 \times 10^{-4}) \times 0,17 = 0$$

$$y = 0,0356 \text{ m} \rightarrow y = 3,56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 1,001 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = M_t^x \text{ ser} \times \frac{y}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 10,24165 \times 10^{-3} \times \frac{0,0356}{1,001 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 3,642 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,642 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{te}} \right)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{10,24165 \times 10^{-3} (0,17 - 0,0356)}{1,001 \times 10^{-4}} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\sigma_{st} = 206,26 \geq \overline{\sigma}_{st} = 201,63$$

Donc la condition non vérifiée

Remarque : la contrainte de σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{10,24165 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11^2 \times 201,63} = 4,197 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \text{ Donc } \rightarrow \alpha = 0,31$$

$$As = \frac{Ms}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{10,24165 \times 10^{-3}}{0,11 \left(1 - \frac{0,31}{3}\right) \times 201,63}$$

$$As = 5,15 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 5HA12 = 5,65 cm/ml avec St = 20 cm.

Travée y :

On a $I = 1,001 \times 10^{-4} \text{ m}$

$$\sigma_{bc} = M_t^y \text{ ser} \times \frac{y}{I} \rightarrow b_c = 4,35625 \times 10^{-3} \times \frac{0,0356}{1,001 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 1,549 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 1,549 \text{ Mpa} \end{cases} \dots \text{ V\'erifi\'ee.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I} = 87,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 87,73 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63$$

Donc la condition v\'erifi\'ee

En appui :

On a $\eta = 1,6$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I} = 72,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 72,79 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \dots \text{ Donc la condition est v\'erifi\'ee}$$

La fl\^eche :

Sens x-x :

$$\frac{h_t}{Lx} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x \text{ ser}}{20 \times M_0^x \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$0,061 \geq \max (0,0425 ; 0,0375)$$

$$0,061 \geq 0,0425 \dots \text{ condition v\'erifi\'ee.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{Fe} ; \frac{5,65 \times 10^{-4}}{1 \times 0,17} \leq \frac{2}{400}$$

$$0,0033 \leq 0,005 \dots \text{ la condition est v\'erifi\'ee}$$

Sens y-y :

$$\frac{h_t}{Ly} \geq \max \left\{ \frac{M_t^y \text{ ser}}{20 \times M_0^y \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$0,034 \leq 0,0425 \dots \text{ la condition n'est pas v\'erifi\'ee.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{Fe} ; \frac{3,14 \times 10^{-4}}{1 \times 0,17} \leq \frac{2}{400}$$

$$0,0018 \leq 0,005 \dots \text{ condition v\'erifi\'ee}$$

Vérification de la flèche selon le sens y-y :

Sens	fgv (mm)	fji (mm)	fpi (mm)	fgi (mm)	Δft	f _{adm}	Observation
y-y	12,79	17,23	37,86	21,67	10,75	10,78	Vérifiée

Tableau III.13 : Flèche de la dalle à quatre appuis (RDC)

❖ Schémas de ferrailage dalles pleines sur 4 Appuis (RDC) :

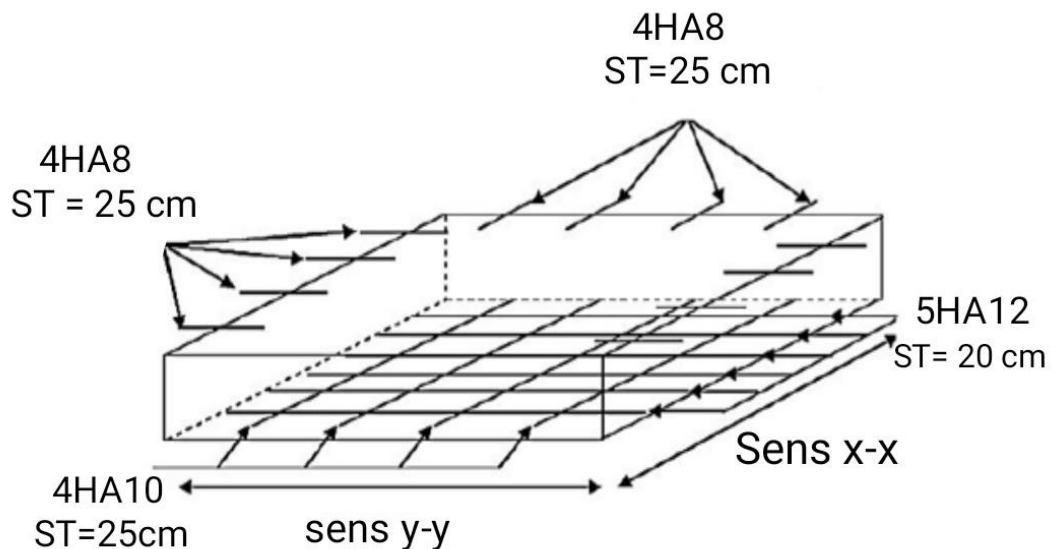


Figure III-8 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis (RDC)

Terrasse :On a $G = 8,56 \text{ kN/m}^2$ $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ $\rho = 0,56 > 0,4$ $e = 20 \text{ cm}$.La dalle fléchit selon les deux sens I_x, I_y **Evaluation de charge :** $P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 8,56) + (1,5 \times 1,5)$ $P_u = 13,806 \text{ kN/m}$ $P_s = G + Q = 7,36 + 1,5$ $P_s = 10,06 \text{ kN/m}$

Les calculs seront faits pour une bande de 1 ml.

Calcul des sollicitations :**Calcul à l'ELU pour $u = 0$ et $\rho = 0,56$:**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0880 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$M_0^x = 0,0880 \times 13,806 \times 3,25^2 = 12,83 \text{ kn/m}$$

$$M_0^y = 12,83 \times 0,2500 = 3,207 \text{ kn/m}$$

Moment en travée (la dalle est panneau de rive) :

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 10,9055 \text{ kn/m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_0^y = 3,7259 \text{ kn/m}$$

Le moment en appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -3,849 \text{ kn/m}$$

Calcul de la section d'armature (ELU)

On obtient les résultats suivants :

En travée								
Sens	Mu (kN/m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calcul cm ²	A min cm ²	A adapté cm ²	St cm
x	10,9055	0,026	0,0329	0,167	1,87	1,952	4HA10 = 3,14	25
y	3,7259	0,0090	0,0113	0,169	0,63	1,6	4HA10 = 3,14	25

Tableau III-14: Ferrailage en travée pour une dalle à quatre appuis (terrasse)

En Appui								
Sens	Mu (kN/m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calcul cm ²	A min cm ²	A adapté cm ²	St cm
x-y	-3,849	0,0093	0,0117	0,169	0,65	1,6	4HA8 = 2,01	25

Tableau III-15: Ferrailage en appui pour une dalle à quatre appuis (terrasse)

Verification du cisaillement:

$$\bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_c^{28}}{y_b} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

$$V_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y^4}{2(l_x^4 + l_y^4)}$$

$$V_{max} = \frac{13,806 \times 3,25 \times 5,78^4}{2(3,25^4 + 5,78^4)}$$

$$V_{max} = 20,395 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{20,395 \times 10^3}{1 \times 0,17}$$

$$\tau = 0,119 MPa$$

$$\text{Donc } \tau = 0,119 MPa < \bar{\tau} = 1,167 MPa$$

La condition est vérifiée

Les armateurs transversaux ne sont pas nécessaires

➤ **Vérifications à L'ELS ($v = 0,2$; $\rho = 0,56$)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0923 \\ \mu_y = 0,4254 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$M_0^x = 9.807 \text{ kN.m}$$

$$M_0^y = 4.171 \text{ kN.m}$$

Moment en travée:

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 8,33595 \text{ kN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_0^y = 3,54535 \text{ kN.m}$$

Moment en appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -2,9421 \text{ kN.m}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Travée x :

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{1}{2} y^2 + 15 \times (3,14 \times 10^{-4}) \times y - 15 \times (3,14 \times 10^{-4}) \times 0,17 = 0$$

$$y = 0,0356 \text{ m} \rightarrow y = 3,56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 1,001 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = M_t^x \text{ ser} \times \frac{y}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 8,33595 \times 10^{-3} \times \frac{0,0356}{1,001 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 2,964 \text{ MPa}$$

Donc ;

$$\sigma_{bc} = 2,964 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{8,33595 \times 10^{-3} (0,17 - 0,0356)}{1,001 \times 10^{-4}} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\sigma_{st} = 167,88 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63$$

Donc la condition vérifiée

Travée y :

 On a $I = 1,001 \times 10^{-4} \text{ m}$

$$\sigma_{bc} = M_t^y \text{ ser} \times \frac{y}{I} \rightarrow b_c = 3,54535 \times 10^{-3} \times \frac{0,0356}{1,001 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 1,26 \text{ MPa} \end{cases} \dots \text{ V\'erifi\'ee.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I} = 71,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 71,40 \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63$$

Donc la condition v\'erifi\'ee

En appui :

 On a $\eta = 1,6$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I} = 59,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 59,25 \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63$$

Donc la condition est v\'erifi\'ee

La fl\^eche :
Sens x-x :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x \text{ ser}}{20 \times M_0^x \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$0,061 \geq \max (0,0425 ; 0,0375)$$

$$0,061 \geq 0,0425 \dots \text{ condition v\'erifi\'ee.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{Fe} ; \frac{3,14 \times 10^{-4}}{1 \times 0,17} \leq \frac{2}{400}$$

$$0,0018 \leq 0,005 \dots \dots \text{ condition v\'erifi\'ee}$$

Sens y-y :

$$\frac{h_t}{L_y} \geq \max \left\{ \frac{M_t^y \text{ ser}}{20 \times M_0^y \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$0,034 \leq 0,0425 \dots \dots \text{ condition non v\'erifi\'ee.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{Fe} ; \frac{3,14 \times 10^{-4}}{1 \times 0,17} \leq \frac{2}{400}$$

$$0,0018 \leq 0,005 \dots \dots \text{ condition v\'erifi\'ee}$$

V\'erification de la fl\^eche selon le sens y-y :

Sens	fgv (mm)	fji (mm)	fpi (mm)	fgi (mm)	Δft	f_{adm}	Observation
y-y	15,09	21,19	30 ,57	25,61	1,14	10,78	V\'erifi\'ee

Tableau III-16 : Fl\^eche de la dalle \`a quatre appuis (terrasse)

❖ Schémas de ferrailage dalles pleines sur 4 Appuis (terrasse) :

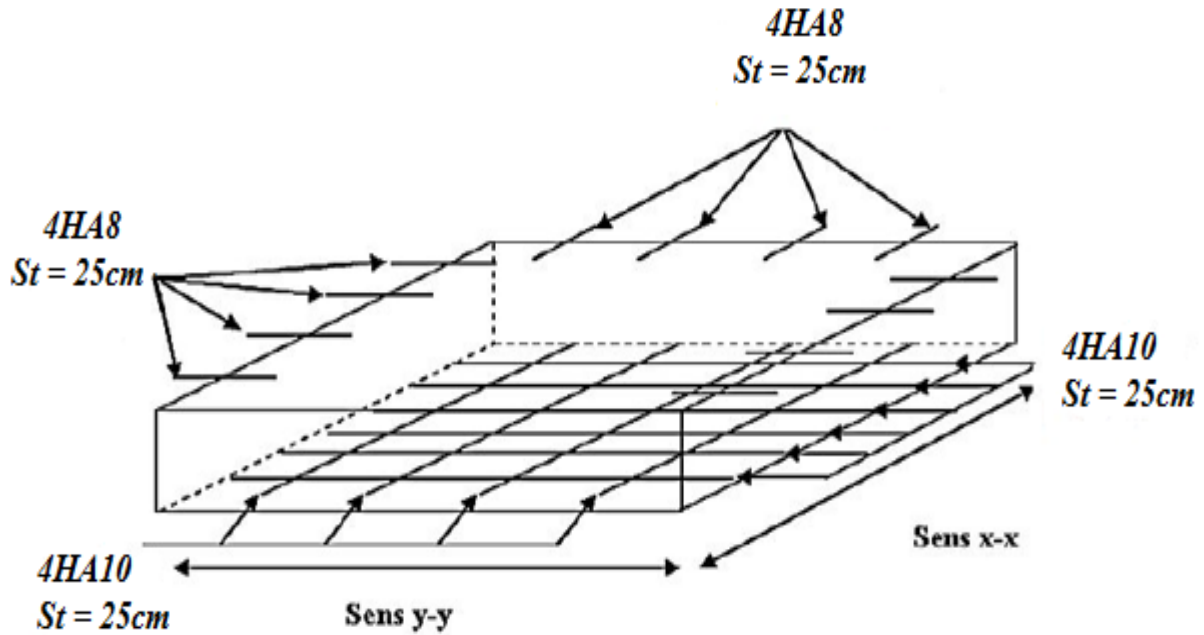


Figure III-9 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis (terrasse)

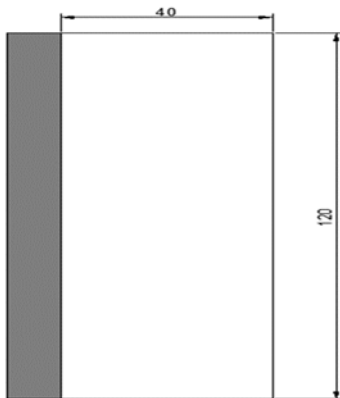
III-2-2- Dalle sur un seul appui :

$$G = 6,36 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0,4}{1,2} = 0,333 < 0,4$$

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



Donc la dalle fléchit selon un seul sens, comme une console.

Evaluation des charges :

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 6,36) + (1,5 \times 3,5)$$

$$P_u = 13,836 \text{ kN/m}$$

$$P_s = G + Q = 6,36 + 3,5$$

$$P_s = 9,86 \text{ kN/m}$$

Poids du mur :

$$G_{\text{mur}} = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/m}$$

$$q_u^{\text{mur}} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ kN/m}$$

$$q_s^{\text{mur}} = 1 \text{ kN/m}$$

Les calculs seront faits pour une bonde de 1 ml.

Calcul des sollicitations :
Calcul à l'ELU :

$$\begin{cases} M_u = -\left(\frac{Pu \times l_x^2}{2} + q_u^{\text{mur}} \times l_x\right) \\ M_s = -\left(\frac{Ps \times l_x^2}{2} + q_s^{\text{mur}} \times l_x\right) \end{cases}$$

$$Vu = Pu \times l_x \times q_u^{\text{mur}}$$

On a ;

$$\begin{cases} M_u = -1,65 \text{ kn/m} \\ M_s = -1,19 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \\ Vu = 7,471 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \end{cases}$$

Calcul du ferrailage à ELU :

Sens	Mu (kN/m)	μbu	A(m)	Z(m)	A calcul cm2	A min cm2	A adapté cm2	St cm
x-x	-1,65	0,0040	0,005	0,168	0,2805	2,13	5HA10 = 3,93	20

Tableau III-17. Ferrailage à l'ELU d'une dalle sur un seul appui

Les armateurs de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{3} = \frac{3,93}{3} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_y = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $St = 20 \text{ cm}$.

Vérification à ELU :
Vérification de l'effort tranchant :

Type	Sens	Vu (kN)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$		Observation
			$\tau_u (MPa)$	$\bar{\tau}_u (MPa)$	
DP	x-x	7,471	0,043	1,167	Vérifiée

Tableau III-18. Vérifications de l'effort tranchant

Vérification à ELS :

Sens	M_{ser} kn/m	Y cm	I cm^4	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$		Observation	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$		Observation
				σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$		σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	
x-x	-1,19	3,9	12090	0,39	15	Vérifiée	19,29	201,63	Vérifiée

Tableau III-19. Vérifications des contraintes**Vérification de la flèche:**

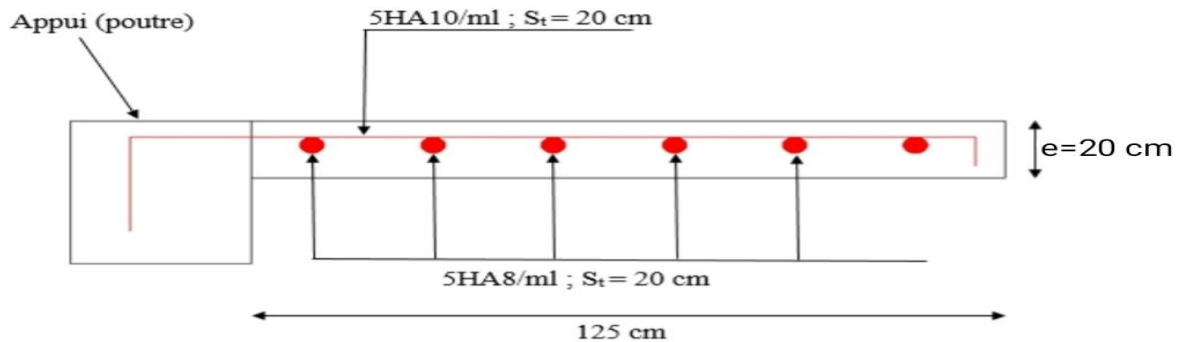
$$\frac{h_t}{Lx} \geq \max \left\{ \frac{M_t^{x ser}}{20 \times M_0^{x ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$0,5 \geq \max (0,05 ; 0,0375)$$

0,5 $\geq$ 0,05 condition vérifiée.

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{Fe} \quad ; \quad \frac{3,93 \times 10^{-4}}{1 \times 0,11} \leq \frac{2}{400}$$

0,0023 $\leq$ 0,005 ... condition vérifiée

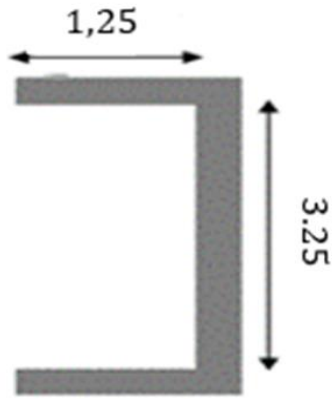
**Figure III-10 : Schéma de ferrailage de la dalle sur un seul appui****III-2-3- Dalle sur trois appuis :**

$$G = 6,36 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,25}{3,25} = 0,38 < 0,4$$

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



Donc la dalle fléchit selon un seul sens.

Evaluation de charge :

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 4,86) + (1,5 \times 3,5)$$

$$P_u = 13,836 \text{ kN/m}$$

$$P_s = G + Q = 6,36 + 3,5$$

$$P_s = 9,86 \text{ kN/m}$$

Poids du mur (double cloison) :

$$G_{\text{mur}} = G \times (h_{\text{mur}}) \times 1$$

$$P = 7,56 \text{ kn}$$

$$q_u^{\text{mur}} = 1,35 \times 7,56 = 10,21 \text{ kn}$$

$$q_s^{\text{mur}} = 7,56 \text{ kn}$$

Les calculs seront faits pour une bonde de 1 ml.

Calculs des sollicitations :

Calcul à l'ELU pour :

$$\begin{cases} M_u = -\left(\frac{P_u \times l_x^2}{2} + q_u \times l_x\right) \\ M_s = -\left(\frac{P_s \times l_x^2}{2} + q_s \times l_x\right) \end{cases}$$

$$V_u = P_u \times l_x \times q_u^{\text{mur}}$$

donc on aura :

$$\begin{cases} M_u = -23,57 \text{ kn/m} \\ M_s = -17,15 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \\ V_u = 176,58 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \end{cases}$$

Calcul du ferrailage à ELU :

Sens	Mu (kN/m)	μbu	A(m)	Z(m)	A calcul cm^2	A min cm^2	A adapté cm^2	St cm
x-x	-23.57	0,057	0,073	0,165	4,007	2,13	5HA12 = 5,65	20

Tableau III.20. Ferrailage de la dalle à trois appuis

Les armateurs de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{3} = \frac{5,65}{3} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_y = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et St = 25 cm.

Vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

Type	Sens	Vu (kN)	$\tau_u < \overline{\tau_u}$		Observation
			τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	
DP	x-x	176,58	1,038	1,167	Vérifiée

Tableau III-21. Vérification de l'effort tranchant

Vérification à l'ELS :

Sens	M _{ser} kn/m	Y (m)	I m ⁴	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$		Observation	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$		Observation
				σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$		σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	
x-x	-17,15	0,045	1.627×10^{-4}	4,74	15	Vérifier	197,64	201,63	Vérifiée

Tableau III-22. Vérifications des contraintes

Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{Lx} \geq \max \left\{ \frac{M_t^{x \text{ ser}}}{20 \times M_0^{x \text{ ser}}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$0,5 \geq \max (0,05 ; 0,0375)$$

0,5 ≥ 0,05... condition vérifiée.

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{Fe} ; \quad \frac{5,65 \times 10^{-4}}{1 \times 0,17} \leq \frac{2}{400}$$

$$0,0033 \leq 0,005 \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Schémas de ferrailage (dalles pleines sur trois appuis) :

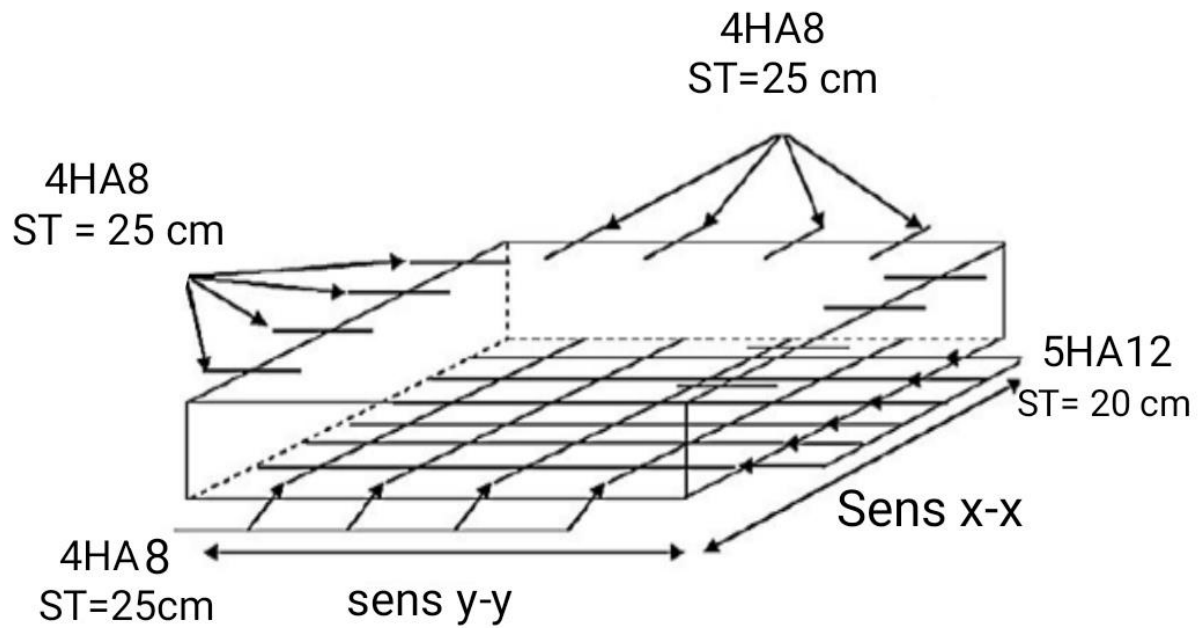


Figure III-11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

Chapitre IV : Effet du type de plancher sur le comportement dynamique de la structure

IV- Introduction

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. La détermination et la prise en compte des forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme, représente la base du génie parasismique.

Connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent, avec une ductilité permettant de limiter les dommages et sans effondrement.

Dans cette partie, nous allons effectuer une analyse sismique de la structure dans sa conception initiale (avec planchers à corps creux). Une deuxième analyse sera effectuée en considérant des planchers à dalles pleines. Les résultats des deux analyses seront comparés et interprétés.

IV-1- Etude dynamique :

IV-1-1-Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA). Cela nous permet le calcul des efforts et déplacements maximums dus au séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV-2. Présentation du logiciel de calcul ETABS :

Nom du programme : **Extended 3D Analysis of Building Systems**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue.

En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi

que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.2.1. Modélisation de la structure :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis ETABS est utilisé.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.D.L). par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.2.2. Vérifications selon les exigences du RPA99/2003

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- Vérification de la période
- Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- Vérification de la participation de la masse modale
- Justifications du système de contreventement
- Vérification des déplacements relatifs
- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P- Δ)
- Spécifications pour les poteaux.

IV-3-Méthode de calcul

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur la structure existante. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

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

A) La méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

B) La méthode d'analyse modale spectrale.

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Le principe de cette méthode, est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

C) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

IV.3.1. La méthode statique équivalente:

Selon les directives du Règlement Parasismique Algérien (RPA), cette méthode est réservée aux structures dont la hauteur ne dépasse pas 23 mètres (Zone IIb, groupe d'usage 2). Cependant, notre structure, mesurant 37,16 mètres de hauteur, se trouve dans la même catégorie (Zone IIb, groupe d'usage 2), rendant ainsi la méthode statique équivalente inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

Force sismique :

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facture d'amplification dynamique moyen

Q : facture de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment : $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

❖ Coefficient d'accélération de zone A :

- Zone IIb
- Groupe d'usage 2

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A = 0,2**

❖ Facteur de qualité Q :

La valeur de **Q** est donnée par la formule : $q = 1 + \sum p_q$

p_q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA99/ 2003).

p: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

D'après le tableau 4.4, on a : Donc : $\begin{cases} Q_x = 1,20 \\ Q_y = 1,20 \end{cases}$

Poids total de la structure W :

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

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre projet on a un niveau à usage bureau, et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération :

$\beta = 0,20$ Pour usage habitation

$\beta = 0,6$ Pour usage commercial

Le poids total de la structure : $W = 2510,514034 * 9.81 = 24628.142 \text{ kN}$

Facteur de correction d'amortissement η :

Ce coefficient est donné par la formule (art. 4.2. RPA) : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} \geq 0,7$

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage (article 4.3), on a la formule suivante :

$\zeta\%$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.... (tableau. 4-2).

On prend le cas le plus défavorable pour $\zeta = 7\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} \geq 0,88$$

Facteur de comportement R :

Période T1 et T2 du site considéré :

Site : S3 site meuble

-T1 et T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (art. 4.7).

T1 = 0,15sec et T2 = 0,5 sec.

Facteur de comportement R :

Valeur donnée par le tableau (4-3) du /03 en fonction du système de contreventement ; R=3.5 (justification présentée plus loin).

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

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

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4)

$H = 21.86 \text{ m}$: Hauteur totale du bâtiment

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement (RPA99/2003, tab. 4.6).

L : dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} L_x = 24.56 \text{ m} \\ L_y = 13.36 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0,50 \text{ s} ; 0,40 \text{ s}) \\ T_y = \min(0,50 \text{ s} ; 0,54 \text{ s}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0,40 \text{ s} \\ T_y = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ (s)} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ (s)} \end{cases}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow \begin{cases} D_x = 2.20 \\ D_y = 1,90 \end{cases}$$

$$T_x = 0.40 \text{ s}$$

$$T_y = 0.50 \text{ s}$$

IV-3-2-La méthode d'analyse modale spectrale :

D'après le RPA99/2003 (article. 4.3), cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibration de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'effort tranchant modal à la base est donné par :

$$V_t = \frac{S_a}{g} \times a_i \times W$$

Avec :

V_t : L'effort tranchant modal à la base.

a_i : Coefficient de participation du mode i .

W : Poids totale de la structure.

Spectre de réponse de calcul

L'effet sismique est représenté par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + T/T_1 (2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} (\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} (\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} (\frac{3}{T})^{\frac{5}{6}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Remarque : Dans cette analyse, nous avons opté pour l'utilisation de la méthode modale spectrale.

IV-3-3-Disposition des voiles de contreventement

A partir du plan d'architecture, nous avons procédé à la recherche d'une meilleure disposition des voiles qui permet une bonne reprise et absorption de l'action sismique. Ainsi, suite à plusieurs tentatives d'insertion des voiles, nous sommes arrivées à la disposition de voiles indiquée dans la figure suivante :

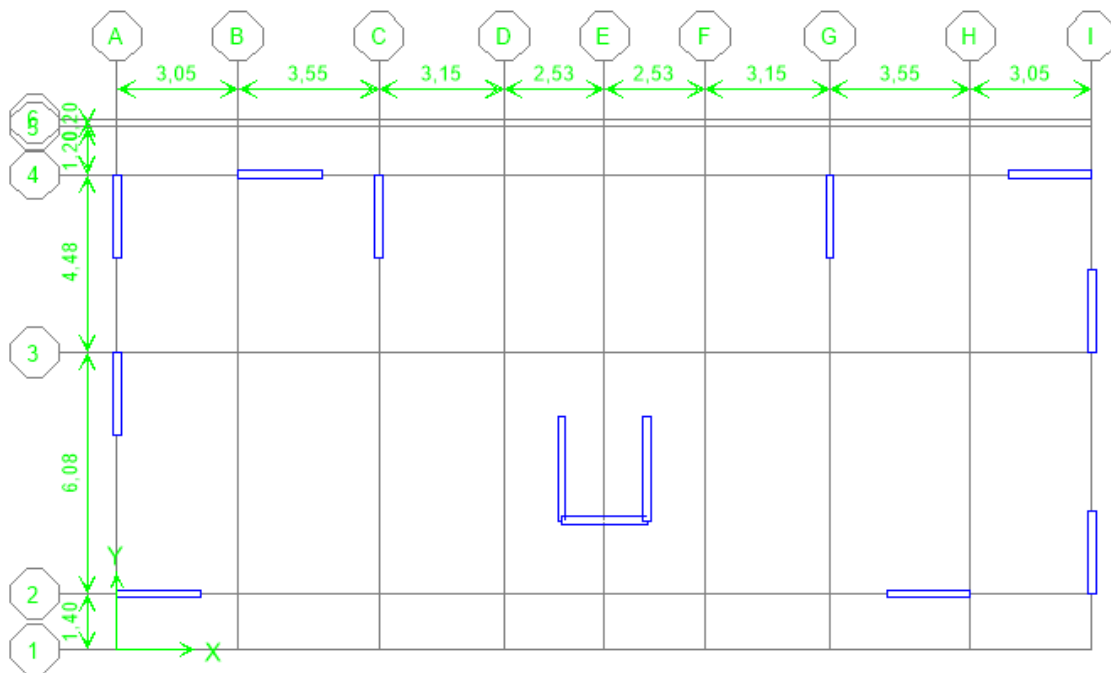


Figure IV.1. Plan de disposition des voiles de contreventement

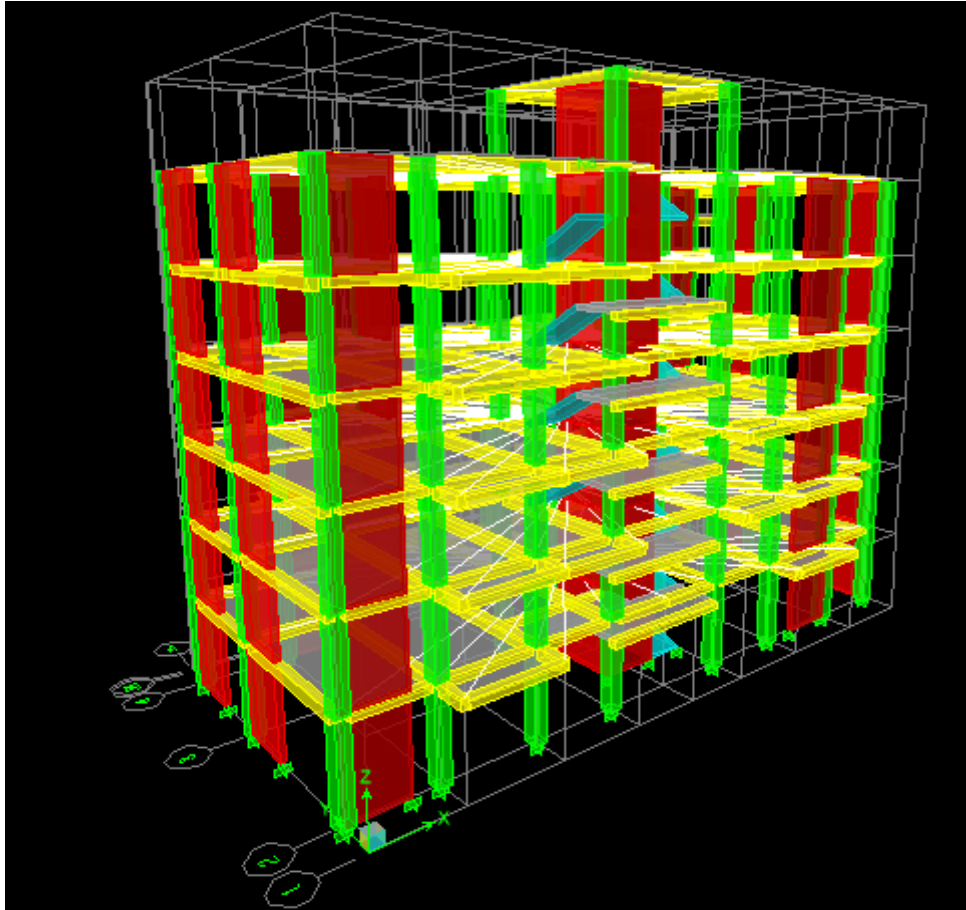


Figure IV.2. Vue en 3D de la modélisation de la structure

IV-3-4-Caractéristique géométrique de la structure :

a) Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort, sismique. Les coordonnées (XG, YG) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

Mi : la masse de l'élément i.

Xi, Yi : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

b) Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. En général deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.

- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

c) Calcul de l'excentricité :

L'excentricité C est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment : $e_a = \max |e_{ax} - e_{ay}| = \max \{5 \% L_x, 5 \% L_y\}$

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans les tableaux ci-dessous.

Story	La masse (kg)		Centre de masse (m)		Centre de rigidité (m)		L'excentricité (m)		
	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y	
RDC	374.4260 47	374.4260 47	12,32 7	6,98	12,26 4	7,57	0,063	0,59	C.V
1eme	348.6188 54	348.6188 54	12,33 3	6,798	12,3	7,442	0,033	0,644	C.V
2eme	344.4174 96	344.4174 96	12,33 3	6,793	12,30 1	7,411	0,032	0,618	C.V
3eme	344.4174 96	344.4174 96	12,33 3	6,793	12,3	7,366	0,033	0,573	C.V
4eme	344.4174 96	344.4174 96	12,33 3	6,793	12,29 8	7,311	0,035	0,518	C.V
Terrasse	323.7833 83	323.7833 83	12,32 1	6,823	12,28 9	7,207	0,032	0,384	C.V

Tableau IV.1: Centre de masse, Centre de rigidité.

$L_x=24.60$ $L_y=11.06$

○ Centre de masse et Centre de torsion

$$e_x = e_y = \max \begin{cases} 5\% L_x \\ 5\% L_y \end{cases} \quad \max \begin{cases} 0,05 \times 24.60 = 1.23 \text{ m} \\ 0,05 \times 11.06 = 0.553 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = 1.23 \text{ m}$$

IV-4-Résultats de l'étude dynamique et sismique de la structure avec planchers en corps creux :

IV-4-1-Mode de vibration et participation massique :

D'après l'article (Art. 4.3.4) du RPA99/2003, le taux de participation massique doit être supérieur à 90%. Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Mode	Periode	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,50177	69,9923	1,0613	0	69,9923	1,0613
2	0,472674	1,0117	69,8082	0	71,004	70,8695
3	0,382934	1,0489	0,1089	0	72,0529	70,9784
4	0,150411	7,1749	0,0025	0	79,2278	70,9809
5	0,147773	0,0308	0,038	0	79,2586	71,0188
6	0,143045	0,0013	4,3147	0	79,2599	75,3335
7	0,1344	0,0013	0,0081	0	79,2611	75,3416
8	0,117018	9,9726	0,0115	0	89,2338	75,3531
9	0,105292	0,0007	13,9968	0	89,2345	89,3499
10	0,093933	0,7128	0,0155	0	89,9473	89,3654
11	0,072024	0,0551	0	0	90,0024	89,3655
12	0,067972	0,312	0,0004	0	90,3144	89,3659

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Spectre de réponse :

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

On obtient le spectre de réponse suivant :

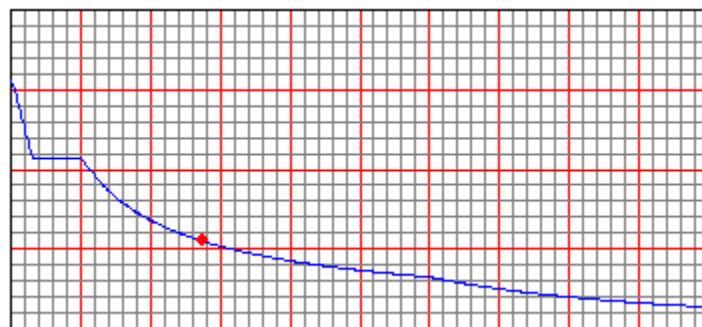


Figure IV.3. Spectre de réponse

Remarque :

La période obtenue par ETABS ; T_{dyn} ne dépasse pas la période fondamentale calculé par la formule du RPA99/2003 ; T_{RPA} :

Sens x : $T_{dyn} = 0,5s < 1,3T_{RPA} \Rightarrow T = 1,3 \times 0,4 = 0,52 s$

Sens y : $T_{dyn} = 0,47s < 1,3T_{RPA} \Rightarrow T = 1,3 \times 0,5 = 0,65 s$

La condition est vérifiée.

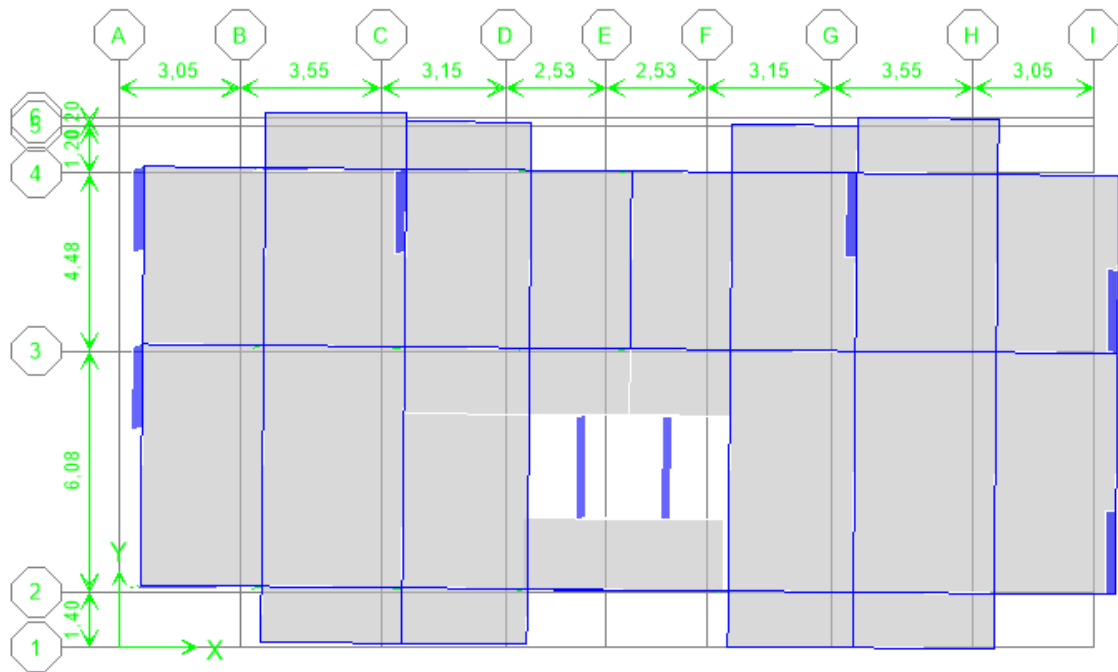


Figure IV.4. 1^{er} mode de vibration -Translation suivant l'axe des Y-Y

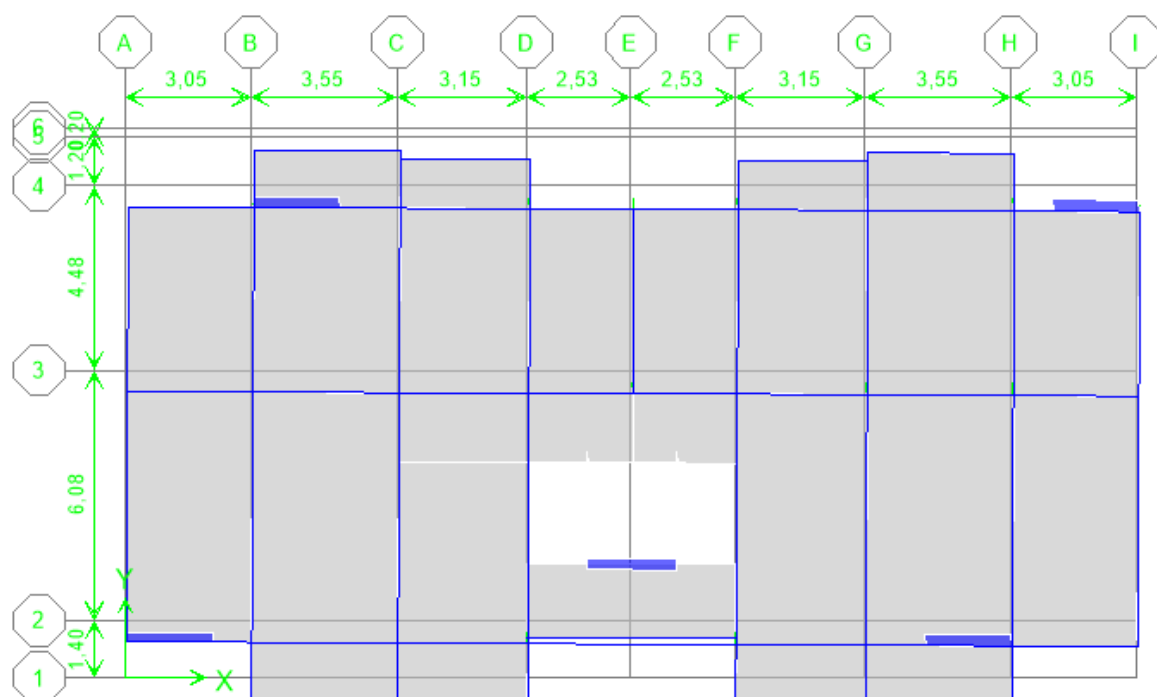


Figure IV.5. 2^{ème} mode de vibration -Translation suivant l'axe des X-X

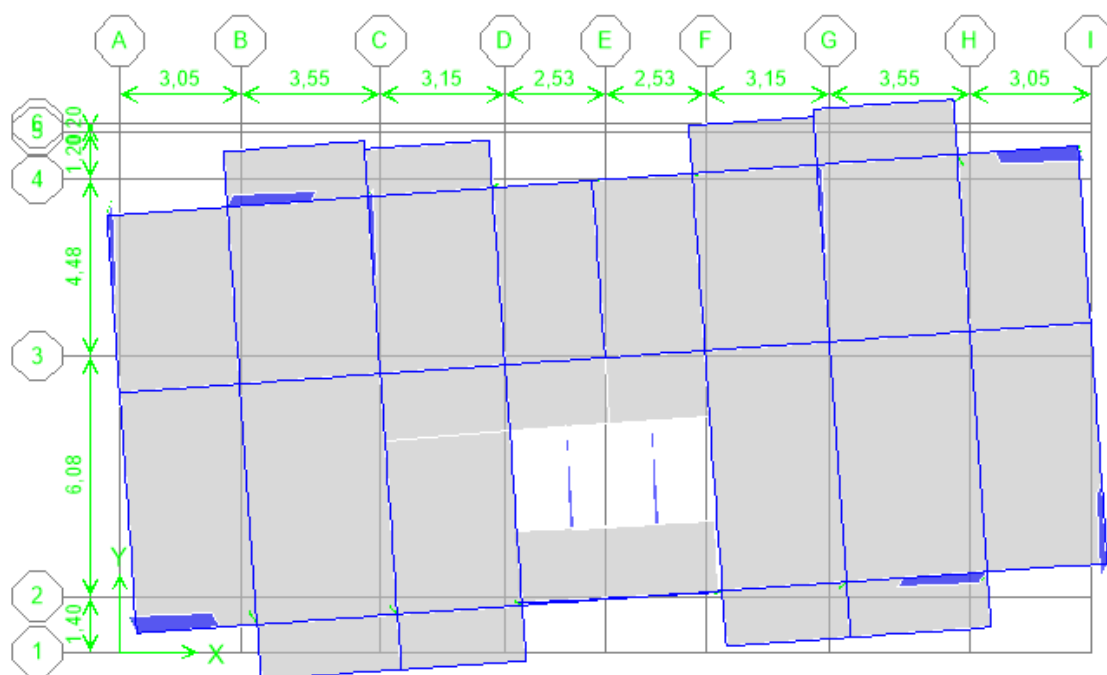


Figure IV.6. 3^{ème} mode de vibration -Rotation autour de l'axe des Z-Z

• **Nombre de mode considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales les nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003}).$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et TK la période du mode K.

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad K \geq 3\sqrt{6} = 7,35$$

Donc : K=8 $T_8=0,11 \leq 0,20s$ Condition vérifiée

IV-4-2-Vérification de la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale F ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V (article 4-3-6) :

$$V_{dy} > 0.8V_{st}.$$

Calcul de Vst dans les deux sens :

$$V_{xst} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W = \frac{0,2 \times 2,20 \times 1,20}{3,5} \times 21535,57 = 3248,79 \text{ kN}$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} W = \frac{0,2 \times 1,90 \times 1,20}{3,5} \times 21535,57 = 2805,77 \text{ kN}$$

Sens	$V_{dy} \text{ (kN)}$	$V_{st} \text{ (kN)}$	$V_{dy} > 0,8V_{st}$	Observation
X-X	2461,572123	3248,7952	2599,04	Non Vérifiée
Y-Y	2484,903348	2805,778	2244,6224	Vérifiée

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

D'après le tableau ci-dessus, on constate que la condition du RPA99v2003 : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ n'est pas satisfaite selon le sens x-x, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}})$, comme suit : $\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.06$

Après majoration de l'action sismique, on obtient les résultats suivants :

<i>Sens</i>	<i>V_{dy} (kN)</i>	<i>V_{st} (kN)</i>	<i>V_{dy} > 0,8V_{st}</i>	<i>Observation</i>
<i>X-X</i>	2609.27	3248.7952	2599.04	Vérifiée

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

IV-4-3-Justification de l'interaction voiles-portiques

Le système est constitué de voiles et de portiques. Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. (Article 3.4.2 RPA99/2003)

D'après le tableau 4.3 du RPA99/2003) ; **R= 3.5**

<i>Niveaux</i>	<i>Charge reprise</i>			<i>Pourcentage repris</i>		<i>Observation</i>
	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>	<i>Total</i>	<i>Portiques (%)</i>	<i>Voiles (%)</i>	
RDC	15453,46	9347,28	24800,74	62	38	Vérifiée

Tableau IV.5.a. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

<i>Niveaux</i>	<i>Charge reprise</i>			<i>Pourcentage repris</i>		<i>Observation</i>
	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>	<i>Total</i>	<i>Portiques (%)</i>	<i>Voiles (%)</i>	
RDC	629,51	727,54	1357.05	46	54	Vérifiée

Tableau IV.5.b. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

IV-4-4-Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. On doit vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

B : l'aire de la section transversale du poteau considéré.

N_d : L'effort normal maximal

f_{c28} : Caractéristique de résistance à la compression

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (kN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
Rdc+1	50	50	2500	1318.4	0.21	Vérifiée
Pot 2+3+4	45	45	2025	608.61	0.12	Vérifiée

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit

IV-4-5-Justification vis-à-vis des déformations :

Selon le RPA99/2003 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau 'k' par rapport au niveau 'k-1' est égale à :

$$\Delta k = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

R : coefficient de comportement.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

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

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k adm} = 1\% h_0$

h_0 : la hauteur d'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

NIV	δ_{eKx}	R	$\delta_K = R \delta_{eKx}$	δ_{K-1}	$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$	1% h_0	Observation
E5	0.01379	3,5	0.04827	0.03970	0.00857	0.0306	CV
E4	0.01134	3,5	0.03970	0.03015	0.00955	0.0306	CV
E3	0.00861	3,5	0.03015	0.02054	0.00961	0.0306	CV
E2	0.00586	3,5	0.02054	0.01133	0.00921	0.0306	CV
E1	0.00323	3,5	0.01133	0.00391	0.00742	0.0306	CV
RDC	0.00111	3,5	0.00391	00	0.00391	0.035	CV

Tableau IV.7. Vérification des déplacements sens x-x

NIV	δ_{eKx}	R	$\delta_K = R \delta_{eKx}$	δ_{K-1}	$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$	1% h_0	Observation
E5	0.0124	3,5	0.04373	0.0352	0.00852	0.0306	CV
E4	0.0100	3,5	0.03521	0.0267	0.00851	0.0306	CV
E3	0.0076	3,5	0.02670	0.0178	0.00886	0.0306	CV
E2	0.0050	3,5	0.01784	0.0096	0.00816	0.0306	CV
E1	0.0027	3,5	0.00968	0.0032	0.00646	0.0306	CV
RDC	0.0009	3,5	0.00322	0	0.00322	0.035	CV

Tableau IV.8. Vérification des déplacements sens y-y

IV-4-6-Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2eme ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. Il faut calculer le coefficient θ_k et le comparer avec le nombre 0.1 tel que (RPA 99 version 2003 Art 5-9) :

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

- Si $\theta_k < 0.1$: les effets de 2ème ordre sont négligés.
- Si $0.1 < \theta_k < 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$
- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
-

Avec :

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

h_k : hauteur de l'étage K.

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

NIV	P _K (kN)	Δ _K (m)	V _{Kx} (kN)	He (m)	θ _K	Condition	Observation
Etage 5	3583,765	0.0086	845,293	3.06	0.01191	≤ 0,1	CV
Etage 4	6962,501	0.0096	1430,050	3.06	0.01527	≤ 0,1	CV
Etage 3	10341,237	0.0096	1878,9117	3.06	0.01726	≤ 0,1	CV
Etage 2	13719,972	0.0092	2190,19089	3.06	0.01883	≤ 0,1	CV
Etage 1	17139,923	0.0074	2379,71994	3.06	0.01741	≤ 0,1	CV
RDC	20813,043	0.0039	2473,77444	3.5	0.00937	≤ 0,1	CV

Tableau IV. 9 : Vérification de l'effet P-Delta suivant X-X

NIV	P _K (kN)	Δ _K (m)	V _{Kx} (kN)	He (m)	θ _K	Condition	Observation
Etage 5	3583,76584	0.0085	875,832863	3.06	0.01136	≤ 0,1	CV
Etage 4	6962,50148	0.0085	1461,02968	3.06	0.01323	≤ 0,1	CV
Etage 3	10341,2371	0.0089	1897,02851	3.06	0.01585	≤ 0,1	CV
Etage 2	13719,9727	0.0082	2203,41517	3.06	0.01668	≤ 0,1	CV
Etage 1	17139,9237	0.0065	2398,46197	3.06	0.01517	≤ 0,1	CV
RDC	20813,0432	0.0032	2502,47486	3.5	0.007604	≤ 0,1	CV

Tableau IV. 10 : Vérification de l'effet P-Delta suivant y-y.

IV-4-7-Vérification du renversement :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

M_s : moment stabilisant est égal à :

$$S_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times B$$

M_r : moment de renversement est égal à :

$$R_{\text{renversement}} = M_{F1/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times h_i$$

On doit vérifier : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	W(kN)	B (m)	M_s (kN.m)	M_r (kN.m)	M_s/M_r	Vérification
Longitudinal	21535.573	12.28	264456.85	21638,155	12.221	CV
Transversal	21535.573	6.68	143857.63	21866,6	6.578	CV

Tableau IV.11. Vérification du renversement du bâtiment

IV-4-8-Calcul de l'effort tranchant modal :

En appliquant la relation présentée dans le paragraphe 4.3.2 on obtient les résultats ci-dessous :

Mode	Periode	UX	W	S_a/g	v_i
1	0,50177	69,9923	21535.57392975	0.195	2939.283
2	0,472674	1,0117	21535.57392975	0.163	35.513
3	0,382934	1,0489	21535.57392975	0.163	36.81
4	0,150411	7,1749	21535.57392975	0.163	251.86
5	0,147773	0,0308	21535.57392975	0.1646	1.09
6	0,143045	0,0013	21535.57392975	0.1669	0.0467
7	0,1344	0,0013	21535.57392975	0.17192	0.0481
8	0,117018	9,9726	21535.57392975	0.18202	390.91

Tableau IV.12 : Effort tranchant modal à la base dans le sens x-x

Mode	Periode	UY	W	S_a/g	v_i
1	0,50177	1,0613	21535.57392975	0.195	44.568
2	0,472674	69,8082	21535.57392975	0.163	2450.47
3	0,382934	0,1089	21535.57392975	0.163	3.822
4	0,150411	0,0025	21535.57392975	0.163	0.0877
5	0,147773	0,038	21535.57392975	0.1646	1.347
6	0,143045	4,3147	21535.57392975	0.1669	155.08
7	0,1344	0,0081	21535.57392975	0.17192	0.299
8	0,117018	0,0115	21535.57392975	0.18202	0.45

Tableau IV.13 : Effort tranchant modal à la base dans le sens y-y

IV-5-Résultats de l'étude dynamique et sismique de la structure avec plancher en dalle pleine :

IV-5-1-Période de vibration et participation massique

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Mode	Periode	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,456471	0,4325	63,7578	0,4325	63,7578
2	0,424226	65,8234	0,4142	66,2558	64,172
3	0,357211	6,273	0,0416	72,5288	64,2136
4	0,307223	0,0259	8,386	72,5548	72,5996
5	0,274608	0,4856	0,1733	73,0403	72,7729
6	0,224493	2,5205	0,0828	75,5608	72,8557
7	0,183106	4,9533	0,0331	80,5141	72,8888
8	0,170893	0,1185	0,0152	80,6327	72,904
9	0,167925	0,0191	0,0568	80,6517	72,9608
10	0,165839	0,0272	1,7757	80,679	74,7365
11	0,164973	0,0344	3,0396	80,7134	77,7761
12	0,148124	1,2626	0,1328	81,976	77,9089

Tableau IV.14. Périodes et taux de participation massique de la structure à planchers en dalle pleine

Remarque :

La période obtenue par ETABS ; T_{dyn} ne dépasse pas la période fondamentale calculé par la formule du RPA99/2003 ; T_{RPA} :

Sens x : $T_{dyn} = 0,45s < 1,3T_{RPA} \Rightarrow T = 1,3 \times 0,4 = 0,52 s$

Sens y : $T_{dyn} = 0,42s < 1,3T_{RPA} \Rightarrow T = 1,3 \times 0,5 = 0,65 s$

La condition est vérifiée.

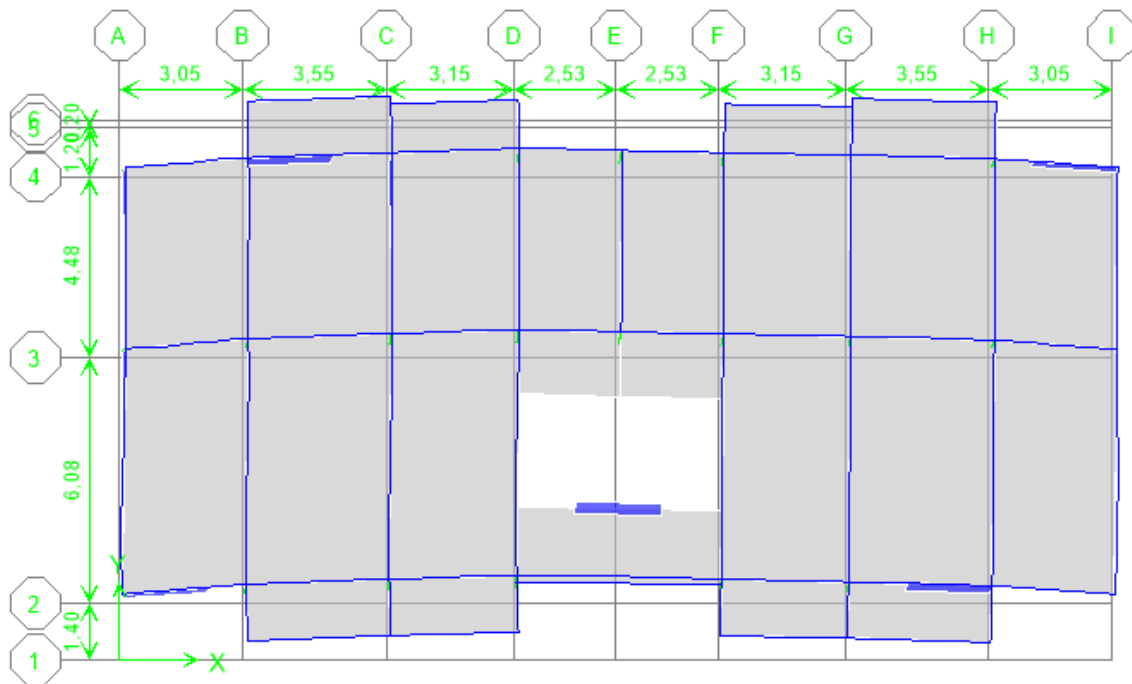


Figure IV.7. 1^{er} mode de vibration -Translation suivant l'axe des Y-Y

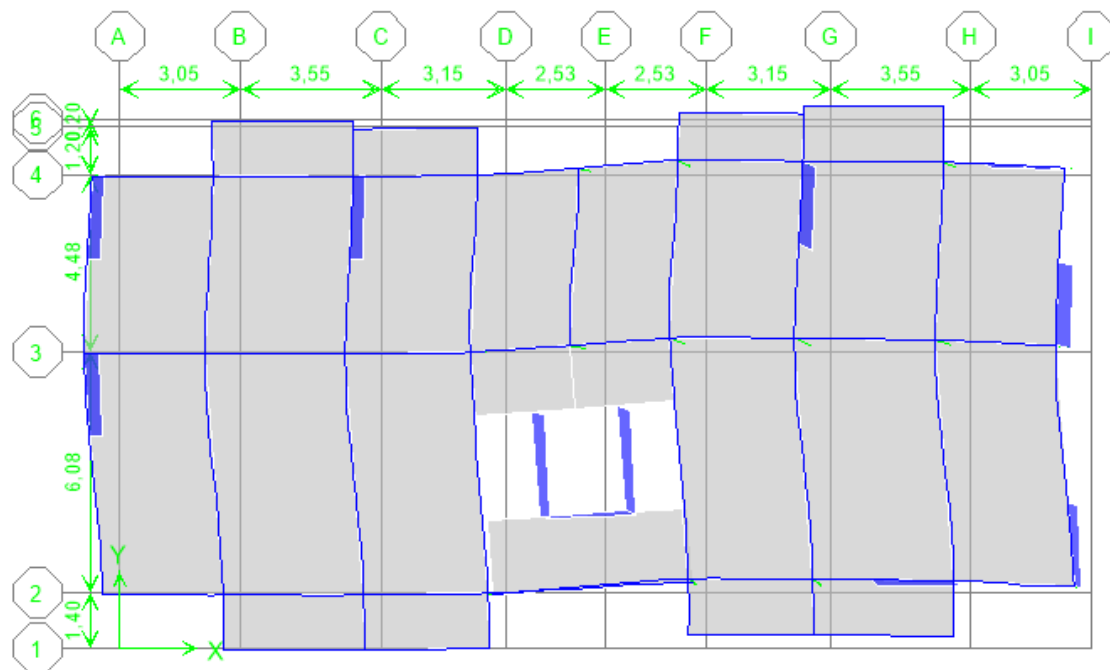


Figure IV.8. 2^{eme} mode de vibration -Translation suivant l'axe des X-X

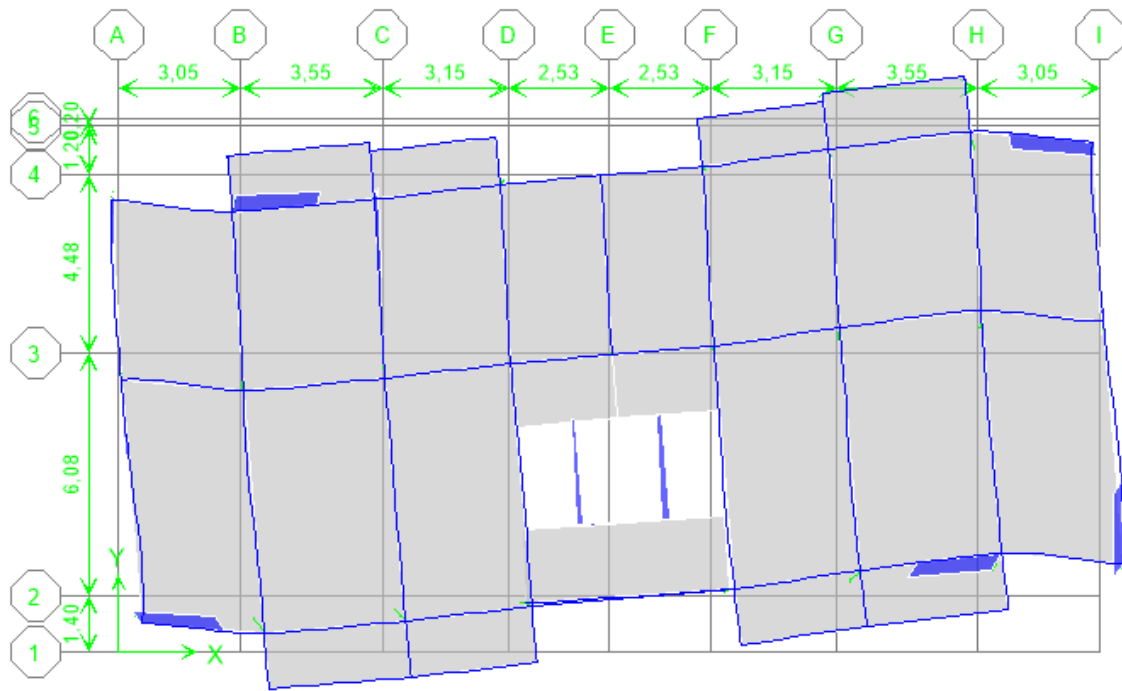


Figure IV.9. 3^{ème} mode de vibration -Rotation autour de l'axe des Z-Z

✓ **Nombre de mode à considérer :**

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad K \geq 3\sqrt{6} = 7,35$$

Donc : $K=8$ $T_8=0,17 \leq 0,20s$ Condition vérifiée

IV-5-2-Vérification de la force sismique :

Calcul de V_{st} dans les sens x et y :

$$V_{xst} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W = \frac{0,2 \times 2.20 \times 1,20}{3.5} \times 24628.142 = 3715.33 \text{ kN}$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} W = \frac{0,2 \times 1,90 \times 1,20}{3.5} \times 24628.142 = 3208.695 \text{ kN}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Sens	$V_{dy} (KN)$	$V_{st} (KN)$	$V_{dy} > 0,8 V_{st}$	Observation
X-X	2618,406	3715.33	2972.264	Non Vérifiée
Y-Y	2541,875	3208.695	2566.9560	Non Vérifiée

Tableau IV.15. Vérification de la résultante des forces sismiques

D'après le tableau ci-dessus, on constate que la condition du RPA99/2003 : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ n'est pas satisfaite selon les deux sens, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(\frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}})$, comme suit :

$$sens\ x - x : \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.14 \quad sens\ y - y : \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.01$$

Après majoration de l'action sismique, on obtient les résultats suivants :

Sens	$V_{dy}(KN)$	$V_{st}(KN)$	$V_{dy} > 0.8V_{st}$	Observation
X-X	2984.982	3715.331	2972.264	Vérifiée
Y-Y	2567.294	3208.695	2566.956	Vérifiée

Tableau IV.16. Vérification de la résultante des forces sismiques

IV-5-3-Justification de l'interaction voiles-portiques:

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Niveaux	Charge reprise			Pourcentage repris		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques (%)	Voiles (%)	
RDC	17945,47	9981,26	27926.73	64	36	Vérifiée

Tableau IV.17.a. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charge reprise			Pourcentage repris		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques (%)	Voiles (%)	
RDC	488,68	466,97	955.65	51	49	Vérifiée

Tableau IV.17.b. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

D'après le tableau 4.3 du RPA99/2003 ; $R=3,5$

IV-5-4-Vérification de l'effort normal réduit :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (kN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
Rdc+1	50	50	2500	1612.78	0.26	vérifiée
Pot 2+3+4	45	45	2025	641.49	0.13	vérifiée

Tableau IV.18. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux:

IV-5-5-Justification vis-à-vis des déformations :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

NIV	δ_{eKx}	R	$\delta_K = R \delta_{eKx}$	δ_{K-1}	$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$	1% h_0	Observation
E5	0.0143	3,5	0.05017	0.0400	0.01015	0.0306	CV
E4	0.01143	3,5	0.04002	0.0298	0.01017	0.0306	CV
E3	0.0085	3,5	0.02985	0.0196	0.01018	0.0306	CV
E2	0.0056	3,5	0.01967	0.0105	0.00912	0.0306	CV
E1	0.0030	3,5	0.01055	0.0035	0.00704	0.0306	CV
RDC	0.0010	3,5	0.00351	0	0.00351	0.035	CV

Tableau IV.19. Vérification des déplacements sens y-y

NIV	δ_{eKx}	R	$\delta_K = R \delta_{eKx}$	δ_{K-1}	$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$	1% h_0	Observation
E5	0.0103	3,5	0.03613	0.0321	0.00401	0.0306	CV
E4	0.0091	3,5	0.03212	0.0260	0.00603	0.0306	CV
E3	0.0074	3,5	0.02609	0.0190	0.00708	0.0306	CV
E2	0.0054	3,5	0.01901	0.0115	0.00742	0.0306	CV
E1	0.0033	3,5	0.01159	0.0049	0.00668	0.0306	CV
RDC	0.0014	3,5	0.00491	00	0.00491	0.035	CV

Tableau IV.20. Vérification des déplacements sens x-x

IV-5-6-Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

NIV	PK (kN)	ΔK (m)	VKx(kN)	He (m)	θ_K	Condition	Observation
E5	3895,59566	0.0040	771,607179	3.06	0.00659	$\leq 0,1$	CV
E4	7824,32161	0.0060	1418,82681	3.06	0.0108	$\leq 0,1$	CV
E3	11753,0476	0.0071	1929,88047	3.06	0.0141	$\leq 0,1$	CV
E2	15681,7735	0.0074	2296,07951	3.06	0.01651	$\leq 0,1$	CV
E1	19651,7148	0.0067	2516,82002	3.06	0.01071	$\leq 0,1$	CV
RDC	23904,0944	0.0049	2618,40603	3.5	0.01278	$\leq 0,1$	CV

Tableau IV. 21: Vérification de l'effet P-Delta suivant x-x

NIV	PK (kN)	ΔK (m)	VKx(kN)	he(m)	θ_K	Condition	Observation
E5	3895,595	0.0102	820,576998	3.06	0.01582	$\leq 0,1$	CV
E4	7824,321	0.0102	1454,10602	3.06	0.00893	$\leq 0,1$	CV
E3	11753,047	0.0102	1940,31122	3.06	0.02019	$\leq 0,1$	CV
E2	15681,773	0.0091	2274,2753	3.06	0.02050	$\leq 0,1$	CV
E1	19651,714	0.0070	2464,83441	3.06	0.01823	$\leq 0,1$	CV
RDC	23904,094	0.0035	2541,87543	3.5	0.00940	$\leq 0,1$	CV

Tableau IV. 22 : Vérification de l'effet P-Delta suivant y-y.

IV-5-7-Vérification de renversement :

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Sens	W (kN)	B(m)	Ms (kN.m)	Mr (kN.m)	Ms/Mr	Vérification
Longitudinal	24628.142	12,28	302433,58	65381.32	4,62	CV
Transversal	24628.142	6,68	164515.98	66274.28	2.48	CV

Tableau IV.23 : Vérification du renversement de la structure

IV-5-8-Calcul de l'effort tranchant modal :

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Mode	Periode	UX	W	S_a/g	V_i
1	0,456471	0,4325	24628.142	0,162	17,25
2	0,424226	65,8234	24628.142	0,162	2626.19
3	0,357211	6,273	24628.142	0,162	250.27
4	0,307223	0,0259	24628.142	0,162	1.03
5	0,274608	0,4856	24628.142	0,162	19.37
6	0,224493	2,5205	24628.142	0,162	100.56
7	0,183106	4,9533	24628.142	0,162	197.62
8	0,170893	0,1185	24628.142	0,162	4.72

Tableau IV.24 : Effort tranchant modal à la base dans le sens x-x

Mode	Periode	UY	w	S_a/g	V_i
1	0,456471	63,7578	24628.142	0,162	2543.78
2	0,424226	0,4142	24628.142	0,162	16.52
3	0,357211	0,0416	24628.142	0,162	1.65
4	0,307223	8,386	24628.142	0,162	334.58
5	0,274608	0,1733	24628.142	0,162	6.91
6	0,224493	0,0828	24628.142	0,162	3.30
7	0,183106	0,0331	24628.142	0,162	1.32
8	0,170893	0,0152	24628.142	0,162	0.60

Tableau IV.25: Effort tranchant modal à la base dans le sens y-y

IV-6-Interprétation de résultats et comparaison de 2 types de planchers :

IV-6-1- Effet du type de plancher sur les caractéristiques dynamiques :

- **Période :**

La période de vibration d'une structure, souvent exprimée en termes de temps nécessaire pour qu'un cycle complet de vibration se produise, est une caractéristique fondamentale de son comportement dynamique. Comparer les planchers à corps creux et les dalles pleines en termes de période de vibration nous permet de comprendre comment ces deux types de planchers influencent la réponse dynamique de la structure.

Les planchers à corps creux, en raison de leur construction légère et de leur moindre rigidité, ont tendance à avoir une période de vibration plus élevée. Cette caractéristique découle de leur masse réduite, qui permet une réponse dynamique plus rapide aux charges appliquées. Cette réactivité accrue peut être avantageuse dans certains contextes, tels que les structures soumises à des charges variables ou les bâtiments nécessitant une certaine flexibilité pour absorber les vibrations, comme les structures résistant aux séismes. Cependant, cette période de vibration plus élevée peut également rendre la structure plus sensible aux vibrations externes, ce qui peut nécessiter des mesures supplémentaires pour atténuer les effets indésirables de ces vibrations.

En revanche, les dalles pleines, en raison de leur masse plus importante et de leur rigidité accrue, ont généralement une période de vibration plus basse. Cette masse supplémentaire confère à la structure une stabilité accrue face aux charges dynamiques en diminuant sa réactivité aux perturbations. Cela peut être avantageux dans les bâtiments nécessitant une résistance structurelle élevée, comme les bâtiments à grande hauteur.

- **Modes de vibration :**

Les modes de vibrations d'une structure se réfèrent aux schémas spécifiques selon lesquels la structure se déforme et oscille en réponse à une excitation dynamique. Comparer les modes de vibrations des planchers à cour creux et des dalles pleines nous permet de comprendre comment la construction de ces deux types de planchers influence la manière dont la structure résonne et réagit aux charges dynamiques.

Les planchers à corps creux, en raison de leur construction légère et de leur plus grande flexibilité, ont tendance à favoriser des modes de vibration plus complexes. Leur construction permet une déformation plus variable et une réponse dynamique plus diversifiée. Cette variété de modes de vibration peut conduire à une distribution plus large des modes dans la structure, ce qui signifie que la structure est capable de vibrer de différentes manières en réponse à des stimuli dynamiques variés. Ces modes de vibration complexes peuvent être bénéfiques dans les structures soumises à des charges variables ou à des conditions environnementales changeantes, car ils permettent à la structure de s'adapter et de réagir de manière flexible.

En revanche, les dalles pleines, en raison de leur construction solide et de leur rigidité élevée, ont tendance à favoriser des modes de vibration plus simples. Leur rigidité restreint les possibilités de déformation et de mouvement, ce qui limite la variété des modes de vibration possibles. Par conséquent, la distribution des modes de vibration est souvent plus concentrée dans la structure, avec moins de modes distincts mais plus prononcés. Cette concentration peut rendre la structure plus prévisible en termes de réponses dynamiques, ce qui peut être avantageux dans les structures nécessitant une stabilité et une prévisibilité élevées, telles que les bâtiments à plusieurs étages ou les ponts.

IV-6-2-Effet sur l'effort tranchant statique et modal à la base :

- **Effort tranchant dynamique :**

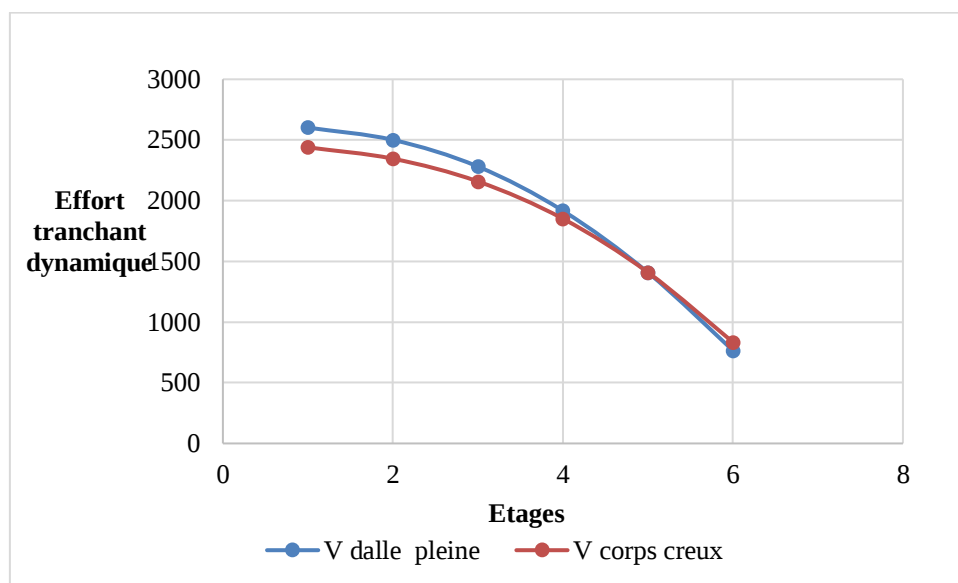


Figure IV.10. Variation de l'effort tranchant dynamique

On remarque à partir de la figure précédente que l'effort tranchant dynamique est plus grand dans le cas de la dalle pleine mais devient plus important dans les étages supérieurs. Dans ces étages, les planchers creux peuvent générer des efforts tranchants dynamiques plus importants en raison de leur faible masse et de leur flexibilité accrue. Lorsqu'une structure est soumise à des charges dynamiques, telles que des charges sismiques, les planchers creux peuvent subir des déformations plus importantes, ce qui entraîne des efforts tranchants dynamiques plus élevés dans les éléments structuraux.

Les dalles pleines ont généralement une masse plus importante et une rigidité accrue par rapport aux planchers creux. Cela peut contribuer à réduire les déformations dynamiques et, par conséquent, les efforts tranchants dynamiques dans les éléments structuraux. Cela est plus remarquable pour les étages supérieurs.

- **Effort tranchant statique :**

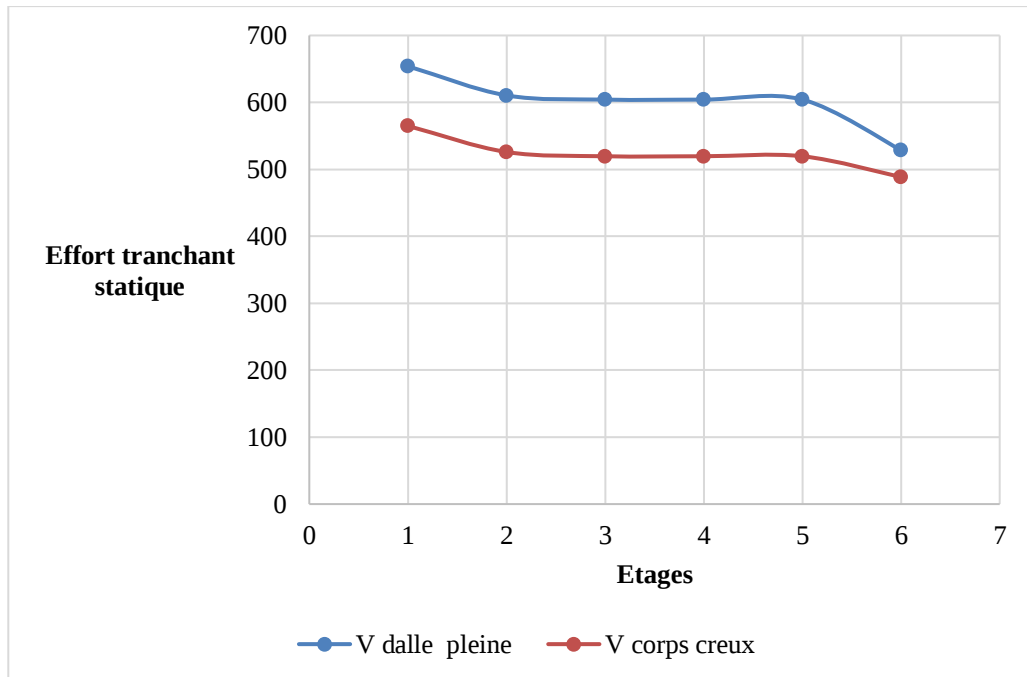
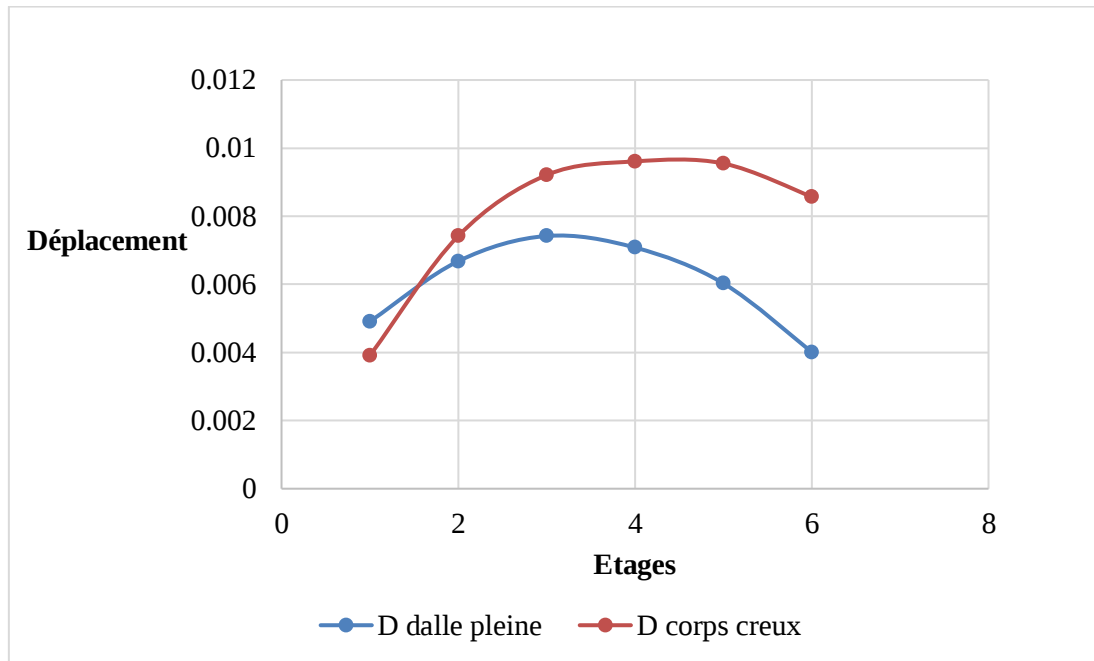


Figure IV.11. Variation d'effort tranchant statique

On remarque que les efforts tranchants dans les niveaux sont plus grands lorsque le plancher est en dalle pleine. Dans la littérature, il est reporté que les planchers creux qui ont une section transversale avec des poutrelles, ce qui réduit généralement la superficie de la section transversale effective pour la résistance au cisaillement. Cela peut entraîner des efforts tranchants plus élevés dans les poutres ou les dalles qui supportent le plancher creux. Des armatures supplémentaires peuvent être nécessaires pour compenser cette réduction de la section transversale et résister aux efforts tranchants.

Les dalles pleines ont une section transversale pleine, ce qui offre une résistance au cisaillement intrinsèque. En conséquence, les efforts tranchants statiques sont généralement mieux répartis sur la section transversale de la dalle, réduisant ainsi les efforts tranchants concentrés dans les poutres ou les dalles de support.

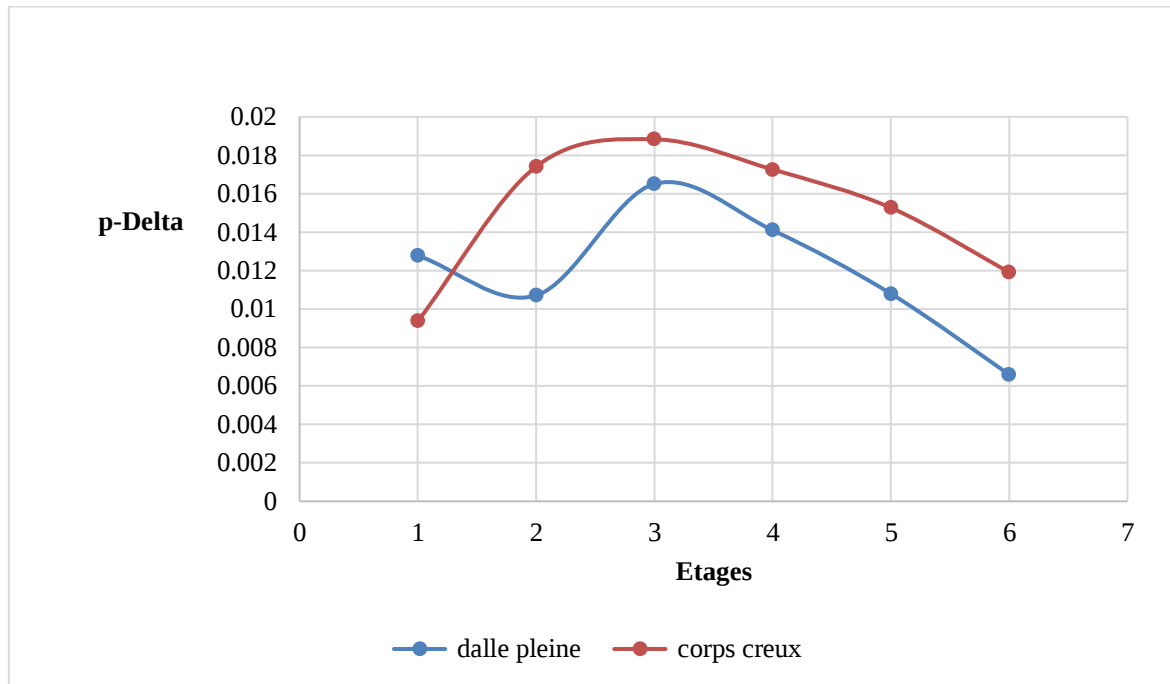
IV-6-3-Effet sur les déplacements :**Figure.IV.12. Variation des déplacements**

Dans les planchers à corps creux, et en raison de leur construction avec des vides entre les poutrelles, les planchers à corps creux ont une rigidité moindre par rapport aux dalles pleines. Sous des charges dynamiques telles que les vibrations des machines ou les séismes, ces planchers peuvent subir des déplacements plus importants en raison de leur capacité à fléchir et à se déformer pour absorber l'énergie des charges. Les déplacements peuvent varier en fonction de la conception spécifique du plancher, de la taille des vides et de la résistance des matériaux utilisés.

On voit clairement que les déplacements dans la structure à planchers à corps creux sont plus importants que ceux dans la structure à planchers en dalle pleine.

Les dalles pleines, en raison de leur construction monolithique et de leur matériau massif, ont une rigidité accrue par rapport aux planchers à cour creuse. Sous des charges dynamiques, les déplacements des dalles pleines sont généralement plus limités en comparaison, car elles ont moins de flexibilité pour se déformer et absorber l'énergie des charges.

Cela signifie que les déformations dans la structure sous des charges dynamiques sont généralement plus faibles avec les dalles pleines, ce qui peut contribuer à une meilleure stabilité et à une perception moindre de mouvements ou de vibrations dans la structure.

IV-6-4-Effet sur P-Delta :**Figure.IV.13. Variation de P-Delta**

L'effet de type de plancher, qu'il s'agisse d'une dalle pleine ou de corps creux, sur l'effet P-Delta dans les structures peut être significatif. P-Delta fait référence à l'effet de la charge gravitationnelle combinée avec les déformations dues aux forces latérales, souvent causées par des charges sismiques ou éoliennes.

Les dalles pleines offrent une meilleure résistance aux forces latérales en raison de leur rigidité structurelle accrue. Elles transmettent plus efficacement les forces horizontales aux éléments verticaux de la structure, réduisant ainsi l'ampleur de l'effet P-Delta.

Cependant, les dalles pleines sont plus lourdes, ce qui peut entraîner une augmentation des charges verticales sur les éléments de support inférieurs, et donc potentiellement amplifier l'effet P-Delta dans ces éléments.

Les corps creux, sont généralement plus légers que les dalles pleines, ce qui réduit les charges verticales sur les éléments de support. Cependant, en raison de leur structure ouverte, ils peuvent être moins efficaces pour résister aux forces latérales, ce qui peut augmenter l'ampleur de l'effet P-Delta.

En résumé, les dalles pleines ont tendance à mieux résister aux forces latérales, réduisant ainsi l'effet P-Delta par rapport aux corps creux, ceci est bien visible sur la figure précédente.

IV-7-Conclusion :

En conclusion, la comparaison entre les dalles pleines et les corps creux en ce qui concerne leur effet sur le comportement dynamique des structures met en lumière plusieurs aspects significatifs :

Les dalles pleines ont tendance à avoir des périodes plus longues et des modes de vibration plus rigides en raison de leur masse et de leur rigidité structurelle accrues.

Les corps creux, en revanche, peuvent présenter des périodes plus courtes et des modes de vibration plus souples en raison de leur poids réduit et de leur structure plus légère.

Les dalles pleines transmettent plus efficacement les charges et les forces latérales aux éléments de support, réduisant ainsi les fluctuations d'effort tranchant, tant statiques que dynamiques.

Les corps creux peuvent générer des fluctuations d'effort tranchant plus importantes en raison de leur structure ouverte et de leur moindre capacité à résister aux forces latérales.

Les dalles pleines ont tendance à limiter les déplacements dynamiques en raison de leur inertie et de leur rigidité élevées, offrant ainsi une meilleure stabilité et réduisant les risques de défaillance.

Les corps creux peuvent avoir des déplacements dynamiques plus importants en raison de leur poids réduit et de leur flexibilité structurelle, ce qui nécessite une conception appropriée pour garantir des performances sismiques acceptables.

Les dalles pleines, en raison de leur capacité à transmettre efficacement les forces latérales, peuvent réduire l'ampleur de l'effet P-Delta en comparaison avec les corps creux.

Les corps creux, bien que plus légers, peuvent nécessiter des ajustements de conception pour compenser l'effet P-Delta et assurer la stabilité de la structure sous des charges dynamiques.

En résumé, le choix entre les dalles pleines et les corps creux pour influencer le comportement dynamique d'une structure dépendra des exigences spécifiques du projet, des considérations de performance, de coût et de durabilité. Une analyse approfondie et une conception sur mesure sont essentielles pour optimiser la performance structurelle dans diverses conditions de charge dynamique.

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V-Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons exploiter les données générées par le logiciel pour définir les sections d'armatures requises pour chaque composant de la structure. Ces calculs seront effectués en accord avec les normes et règlements régissant la conception du béton armé, notamment le CBA93 (Codes de Conception et Calcul des Structures en Béton Armé), le BAEL91 (Béton Armé aux États Limites) et le RPA99/V2003 (Règles Parasismiques Algériennes).

Le CBA93 et le BAEL offrent des directives spécifiques pour la conception et le calcul des structures en béton armé, en particulier pour les édifices de conception standard. Il énonce les principes et méthodes les plus récents pour garantir la robustesse et la vérification des ouvrages en béton armé. Quant aux règles RPA99/V2003, leur objectif principal est d'assurer une protection adéquate des vies humaines et des bâtiments contre les effets des forces sismiques, en privilégiant une conception et une dimension adéquates.

Dans notre analyse globale, nous distinguons trois types d'éléments structuraux :

- Les poutres : Elles supportent des moments fléchissants et des efforts tranchants, donc nous les traiterons en flexion simple dans le plan vertical.
- Les poteaux : Ils subissent des forces normales, des efforts tranchants et des moments fléchissants, donc nous les analyserons en flexion composée dans les deux plans.
- Les voiles : Ils sont soumis à des forces normales, des efforts tranchants et des moments fléchissants, donc nous les étudierons en flexion composée dans un plan.

En utilisant les méthodes de calcul appropriées, nous déterminerons les sections d'armatures nécessaires pour chaque élément de la structure afin d'assurer sa stabilité et sa résistance face aux charges et aux actions sismiques.

V-1- Ferrailage des poteaux :

Lorsqu'il s'agit de dimensionner le ferrailage d'un poteau, il est crucial de prendre en compte les conditions les plus contraignantes auxquelles il peut être soumis. Voici quelques situations où la flexion composée doit être prise en considération :

- Charge excentrée : Si une charge est appliquée de manière excentrée sur le poteau, elle génère un moment de flexion. Ce moment combiné à l'effort normal peut induire une sollicitation en flexion composée.
- Charge horizontale : Lorsque le poteau est soumis à une force horizontale, comme celles engendrées par le vent ou un séisme, il subit une sollicitation en

flexion composée. Le ferrailage doit donc être dimensionné pour résister à cette contrainte.

- Section non-symétrique : Une section transversale asymétrique peut entraîner une sollicitation en flexion composée due à l'effet de torsion.
- Grande hauteur : Plus la hauteur du poteau est importante, plus la sollicitation en flexion composée peut être significative. Ainsi, le ferrailage doit être ajusté en conséquence.

En résumé :

Le ferrailage d'un poteau doit être adapté aux conditions les plus défavorables qu'il peut rencontrer. La flexion composée doit être prise en compte lorsque le poteau est exposé à une charge excentrée, une force horizontale, une section non-symétrique ou une grande hauteur.

V-1-1-Les combinaisons des charges :

- **Selon BAEL91 (situation durable)**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

- **Selon RPA99 (situation accidentelle)**

$G+Q \pm E$

$0.8G \pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

- **Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitation :**

1. Effort normal maximal et le moment correspondant.
2. Effort normal minimal et le moment correspondant.
3. Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

On définit les zones suivantes :

Zone 1 : RDC et 1^{er} étage (poteaux $50 \times 50 \text{ cm}^2$)

Zone 2 : 2, 3, 4 et 5^{ème} (poteau $45 \times 45 \text{ cm}^2$)

SITUATION	Béton				Acier		
	b	f_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	s	F_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	1	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	0.85	21.74	1	400	400

Tableau V-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

V-1-2-Ferraillage longitudinal :

a) D'après RPA99/V2003 (article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet
- Leur pourcentage minimal est : 0,9% en zone IIb
- Leur pourcentage maximal est : 4% (b.h) en zone courante 6% (b.h) en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est 12 [mm]. (article 7.4.2.1)
- La longueur minimale des recouvrements est 50 Ø en zone IIb
- $A_{min} = \frac{0.9 \times b}{100}$ (RPA99)

b) Recommandations du BAEL91/99

Selon BAEL 91/99 : Flexion composée

- ✓ $A_{min} = \text{Max}(4 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \frac{2b}{1000})$
- ✓ $A_{max} = \frac{5B}{100}$
- ✓ B : Section du béton = b x h, (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)
- $A \gg \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} b_0 \times d \frac{e-0.45d}{e-0.185d}$

c) Ferraillage minimum d'après le CBA93 Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Niveau	Section [cm]	BAEL		CBA	RPA99/V2003		
		Amin [cm ²]	Amax [cm ²]	Acnf [cm ²]	Amin [cm ²]	Amax Zone courante [cm ²]	Amax Zone de recouvrement [cm ²]
Zone1 (RDC+1étage)	50×50	5	125	2.71	22.5	100	150
Zone2 (Etages 2+3+4+5)	45×45	4.05	101.25	2.2	18.22	81	121.5

Tableau V-2 : Ferrailage maximal et minimale des poteaux.

Remarque : on a utilisé le logiciel **EXPERT** pour le calcul du ferrailage selon les règles BAEL (section rectangulaire).

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant, en utilisant les combinaisons :

➤ ELU : $1.35G + 1.5Q$

➤ ACCIDENTELLE : $G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

On désigne par :

zone	N [kN]	M2 [kN.m]	M3 [kN.m]	Section [cm ²]	Acnf [cm ²]	ARPA [cm ²]	Ac
Zone1	Nmax = 1393,85	Mcor = -27,155	Mcor = 4,552	50×50	2.71	22.5	(4+4)×2 =16
	Nmin = 12,72	Mcor = 28,859	Mcor = 36,896				
	Ncor = -771,17	M2max = -80,787	Mcor = -7,822				
	Ncor = 289,28	Mcor = 19,564	M3max = 98,777				
Zone 2	Nmax = -900,35	Mcor = -7,545	Mcor = -1,744	45×45	2.2	18.22	(3.6+3.6)× 2 =14.4
	Nmin = -2,85	Mcor = 13,048	Mcor = 62,373				
	Ncor = -94,18	M2max = 116,945	Mcor = 1,605				
	Ncor = 77,5	Mcor = 14,352	M3max = 83,201				

Tableau V-3 : Ferrailage longitudinal des poteaux

V-1-3-Exemple de calcul de ferrailage longitudinal :

Soit un poteau de section $(50 \times 50) \text{ cm}^2$:

- $C = C' = 2.5 \text{ cm}$.
- $S = 2500 \text{ cm}^2$.
- $L = 3.5 - 0.4 = 3.1 \text{ cm}$.
- $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.
- $d = 47.5 \text{ cm}$.

1er Cas :

✓ **ELU :**

$N_{\max} = 1393,85 \text{ kN}$ et $M_{\text{correspond}} = 27,155 \text{ kN.m}$

✓ **ELS :**

$N_{\max} = 1011,08 \text{ kN}$ et $M_{\text{correspond}} = 19,007 \text{ kN.m}$

- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \{ 2 \text{ cm} ; 1.24 \}$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}.$$

- e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = \frac{M_{\text{corres}}}{N_{\max}} = \frac{27.155}{1393.85} = 0,0194 \text{ m}$$

- l_f : longueur de flambement du poteau.

Si : $l_f \leq \max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right)$; On peut utiliser la méthode forfaitaire.

$$l_f = 0,7L_0 \quad l_f = 0,7 \times 3.50 = 2.45 \text{ m}$$

$$2.45 \leq \max(15 ; 0,776) \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, la méthode forfaitaire est utilisable.

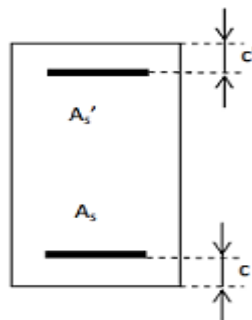


Figure V-1: Section transversale des poteaux.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha\theta)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \left(\frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) \right) = 10 \left(1 - \left(\frac{27,155}{1,5 \times 19,007} \right) \right) = 0,47$$

$$e_2 = \frac{3 \times (245)^2}{10000 \times 50} (2 + 0,47 \times 2) = 1,05 \text{ cm}$$

$$e = e_a + e_1 + e_2 = 2 + 1,94 + 0,47 = 4,41 \text{ cm}$$

▪ **Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :**

$$M_{u \text{ corriger}} = N_{\max} \times e = 1393,85 \times 4,41 \times 10^{-2} = 61,468 \text{ kN.m}$$

▪ **Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

$$M_{ua} = M_{u \text{ corriger}} + N_{\max} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 61,468 + 1393,85 \left(0,475 - \frac{0,50}{2} \right) = 375,08 \text{ kN.m}$$

▪ **Les armatures en flexion simple :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{375,08}{0,50 \times 0,475^2 \times 14,2} \times 10^{-3} = 0,234$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right)$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{50}{47,5} \left(1 - 0,4 \frac{50}{47,5} \right) = 0,487$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_{bc} \quad \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad \gamma = \frac{27,155}{19,007} = 1,42$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \gamma \times \theta + 49 \left(\frac{f_{c28}}{\theta} \right) - 3050 \right] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1,42 \times 2 + 49 \left(\frac{25}{2} \right) - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,73$$

$$\mu_{bu} = 0,234 < \mu_{lu} = 0,73 \quad A_s = 0 \text{ cm}^2 \quad \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}]$$

$$Z_b = 47,5 [1 - 0,6 \times 0,234] = 40,831 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{375.08}{0,40831 \times 347,82} \times 10 = 26.41$$

▪ **Les armatures en flexion composée :**

$$A_1 = A - \frac{N_{max}}{f_{ed}} = 26.41 \times 10^{-4} - \frac{1393.85 \times 10^{-3}}{347,82} = -13.63 \text{ cm}^2 \rightarrow A_1 < 0$$

$$A_{adp} = \max(A_{cal} ; A_{cnf} ; A_{minRPA}) = \max(16 ; 2.71 ; 22.5)$$

V-1-4-Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Prévenir les déformations perpendiculaires du béton et le fléchissement des armatures en longueur.
- Assurer le maintien des armatures en longueur.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

1- Diamètre des aciers :

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale

- $\rho_a = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda g \geq 5$
- $\rho_a = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda g < 5$

✓ t : est l'espacement des armatures transversales.

2- La quantité d'armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme suit :

- 0,3% si : $\lambda g \geq 5$;
- 0,8% si : $\lambda g \leq 3$;
- si : $3 < \lambda g < 5$ interpolé entre la valeur limites précédentes (0.65%);

$$\lambda g : \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

a ; b : dimensions de la section poteaux ;

λg : élancement géométrique du poteau ;

V-1-5-Vérification à l'ELU :**1- Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

V-1-6-Vérification à l'ELS :**1- Vérification des contraintes (BAEL 91 Art 8-2-4-2) :**

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton.
Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable :

- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = k \times y$ $k = \frac{M_{ser}}{I}$
- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15(A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2)$

Avec : $\begin{cases} y : \text{position de l'axe neutre} \\ I : \text{Moment d'inertie} \end{cases}$

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right) \quad (\text{BAEL.91. p.155})$$

Avec : $\begin{cases} \eta = 15 & \text{coefficient d'équivalance acier - béton} \\ A'_s = 0 & \text{acier - béton} \end{cases}$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Choix des armatures des poteaux :

La section d'aciers adoptée est déterminée par :

$$A_{adop} = \max(A_{cnf}, A_{min}, A_{scal})$$

Zone	Section [cm ²]	A _{cnf} [cm ²]	A _{min} RPA [cm ²]	A _{scal} [cm ²]	Choix des armatures	A _{ado} [cm ²]
Zone 1	50×50	2.71	22.5	16	12HA16	24.13
Zone 2	45×45	2.2	18.22	14.4	12HA14	18.47

Tableau V-4 : Choix des armatures longitudinal des poteaux

- ✓ D'après le RPA99V2003, art. 7-4-2-1, la longueur minimale de recouvrement est de :

- 50ϕ en zone IIb, donc : $50 \times 1.4 = 70$

Pour T14 ϕ $L_r = 70$ cm

V-1-7- Ferrailage transversal

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a V_u}{h_i f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_i : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à :

$$\rho = 2,5 \text{ si } h_g \geq 5$$

$$\rho = 3,75 \text{ si } h_g \leq 5$$

t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule. Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale : $t = 10$ cm. en zone IIb

Dans la zone courante : $t' = \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_1)$ en zone IIb

- où 1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau
- l_f : Longueur de flambement des poteaux.
- (a, b) : dimensions de la section droite du poteau. Avec : $l_f = 0.7 \times h_0$.

h_0 : hauteur d'étage

Zone	Section [cm ²]	L_f [m]	λ_g [%]	ρ_a
Zone 1 (RDC)	50×50	2.45	$2.45/0.5=4.9$	2,5
Zone 1 (1er étage)	50×50	2.142	4.284	2.5
Zone 2 (étages courants)	45×45	2.142	4.76	2.5

Tableau V-5 : Coefficient correcteur

V-1-8-Espacement des armatures transversales :

- dans la zone nodale :

$$t \leq 10 \text{ cm, en zone IIb}$$

- dans la zone courante :

$$t' \leq \min(b/2, h/2, 10 \phi_1) \text{ en zone IIb}$$

où : ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0,8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Section	ρ_a	v_u [kN]	zone	s_t [cm]	A_{tcal} [cm ²]	choix	$A_{s adopt}$ [cm ²]
Zone 1 (RDC)	50 x50	2.5	73.17	N	10	0.13	4T8	2.01
				C	15	0.19		
Zone 1 (1er étage)	50 x50	2.5	73.17	N	10	0.15	4T8	2.01
				C	15	0.22		
Zone 2 (étages courants)	45x45	2,5	89.09	N	10	0.18	4T8	2.01
				C	15	0.27		

Tableau V-6 : Choix des armatures transversales des poteaux

V-1-9- Vérifications :✓ **Sollicitations tangentes des poteaux :**

D'après RPA99/V2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_u sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} < \tau_{bu} = \rho \cdot d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho d = 0,075 \text{ si } \lambda_g \gg 5 \quad ; \quad 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Lf	$\lambda_g\%$	ρd	Vu [kN]	τ_u [MPa]	τ_{bu} [MPa]	Observation
Zone 1 (RDC)	2.45	4.9	0,075	43.15	0.19	1,875	Condition vérifiée
Zone 1 (1er étage)	2.142	4.284	0.075	43.15	0.19	1.875	Condition vérifiée
Zone 2 (étages courants)	2.142	4.76	0.075	54.28	0.24	1.875	Condition vérifiée

Tableau V-7 : Sollicitations tangentes dans les poteaux

V-1-10-Vérification de l'effort normal ultime :

D'après CBA93 (Art 8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité :

$$N_{ULT} = \Delta \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

Δ : coefficient en fonction de l'élancement λ

B_r : section réduite du béton

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul

$$\lambda = 2\sqrt{3} \times \frac{l_f}{A}$$

$$\lambda = 2\sqrt{3} \times \frac{2.45}{0.5}$$

$$\text{On a : } \lambda = 16.97 \dots \Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.811$$

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) ; B_r = (50 - 0.02)(50 - 0.02) \quad ; B_r = 2498 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{et} \quad \gamma_s = 1,15$$

$$N_{ULT} = 0.811 \left[\frac{2498 \times 10^{-4} \times 25}{0,9 \times 1,5} + 24.13 \times 10 - 4 \frac{400}{1.15} \right] \times 10^3$$

$$N_{ult} = 4432.3 \text{ [kN]} > 1393,85 \text{ [kN]} \dots \text{Condition vérifiée}$$

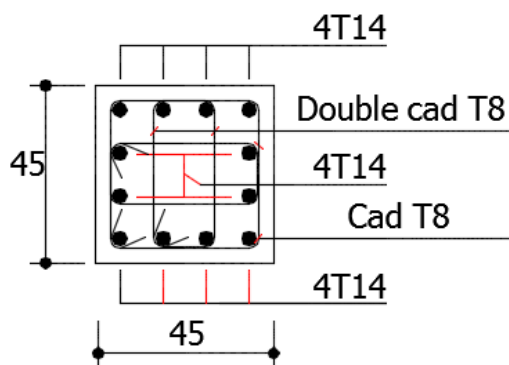


Figure V-2 : Schéma du ferrailage du poteau 45×45

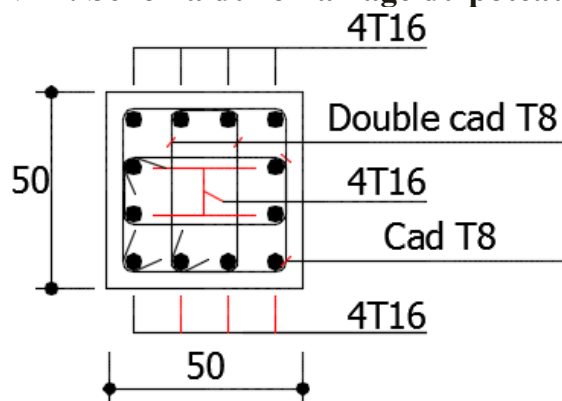


Figure V-3 : Schéma du ferrailage du poteau 50×50

V-2- : Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est calculé en respectant le pourcentage minimal imposé par le RPA99/V2003 en zone IIb ;

- Poutres principales $(b,h) = (30 \times 40)$
- Poutres secondaires $(b,h) = (30 \times 40)$

Le calcul se fait en deux situations :

- ✓ Situation durable : $1,35G + 1,5Q$
- ✓ Situation accidentelle $G + Q \pm E$

$$0,8G \pm Q$$

V-2-1: Armatures longitudinales :

D'après RPA99/V2003 (Art 7.5.2.1) :

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. $\dots ARPA = \dots Amin = 0,5\% b \times h$
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante. $\dots \dots \dots Amax = 4\% b \times h$

- 6% en zone de recouvrement. $A_{max} = 6\% b \times h$
- 3. La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone IIb
- 4. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent sont présentées dans le tableau suivant :

	h [cm]	b [cm]	C [cm]	D [cm]	Fc28 [MPa]	fe [MPa]]	Fissuration
Poutres principales	40	30	2.5	36	25	400	Peu préjudiciable
Poutres secondaires	30	30	2.5	36	25	400	Peu préjudiciable

Tableau V-8 : Caractéristique des poutres

V-2-2-Ferraillage longitudinal :

Les poutres travaillent à la flexion simple, les moments maximaux en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**

Afin de calculer les armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens : poutres principales PP et poutres secondaires PS.

Les résultats obtenus sont regroupée dans le tableau suivant :

Poutres	Section	M [kN.m]		AS [cm ²]/nappe	ARPA [cm ²]	Amax ZC [cm ²]	Amax ZR [cm ²]	Choix des armatures	Aadop té [cm ²]
Pp	0.3×0.4	Mtravée	85.912	7	6	48	72	6HA16	12.06
		Mappui	121.01	10.2					
PP Liées au voiles	0.3×0.4	Mtravée	149.247	12.2				6HA14+ 3HA12	12.62
		Mappui	147.453	12.1					
PS	0.3×0.3	Mtravée	46.34	3.7	4.5	36	54	6HA12	6.79
		Mappui	49,386	4					
PS Liées au voiles	0.3×0.3	Mtravée	106.511	8.7				6HA16	12.06
		Mappui	125,964	10.5					

Tableau V-9 : Armatures longitudinales dans les poutres principales et secondaires

V-2-3-. Armatures transversales :

D'après RPA99/V2003 (Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0.003.s_T.b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont : nécessaires
: $ST = \min(h/4 ; 12\varnothing)$: $ST = 10$
- ✓ En dehors de la zone nodale : $ST \leq h/2$ $ST = 20$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

La contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d}$$

Avec :

vu : effort tranchant

b : largeur de la poutre

d : hauteur utile

$d = 0,9 \times h$: hauteur totale de la section brute

Selon BAEL91V99 :

$St_{max} \leq \min(0.9d ; 40\text{cm} ; 15\varnothing)$.

$St_{max} \leq \min(36 ; 40\text{cm} ; 15 \times 1.2)$. $St = 15\text{ cm}$, On adopte pour : $St = 15\text{cm}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Poutre	Vu [kN]	Tu [MPa]	St [cm]	At [cm²]	Choix des armatures	Aadopté
pp	147.73	1.36	15	1.35	4T8	2,01
PP liées aux voiles	141,82	1.31	15	1.35	4T8	2,01
PS	43.3	0.53	15	1.35	4T8	2,01
PS liées aux voiles	253.06	3.12	15	1.35	4T8	2,01

Tableau V-10 : Armatures transversales des poutres

Diamètre des armatures d'âme :**D'après (BAEL Art 7.4.2.3) :**

✓ Pour les poutres principales

$$\varnothing_t \leq \max \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing_{lmin} \right) \dots \dots \varnothing_\tau \leq \min (1.14 ; 3 ; 8)$$

$$\text{Soit : } \varnothing_t = 8\text{mm}$$

✓ Pour les poutres secondaires :

$$\varnothing_t \leq \max \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing_{lmin} \right) \dots \dots \varnothing_\tau \leq \min (0.85 ; 3 ; 8)$$

$$\text{Soit : } \varnothing_t = 8\text{mm}$$

Espacement maximal dans les poutres principales (30×40)✓ **En zone nodale :**

$$\text{La longueur de la zone nodale est : } L' = 2h = 2 \times 40 = 0.8 [m]$$

$$St \leq \min (h/4 ; 12\varnothing_l ; 30\text{cm}). = 10 \text{ cm... soit } St = 10\text{cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 20 [cm] \dots St = 15 [cm]$$

Espacement maximal dans les poutres secondaires (30×30) :✓ **En zone nodale :**

$$\text{La longueur de la zone nodale est : } L' = 2h = 2 \times 30 = 0.6 [m]$$

$$St \leq \min (h/4 ; 12\varnothing_l ; 30\text{cm}). = 10 \text{ cm... soit } St = 7.5\text{cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 15 [cm] \dots St = 15 [cm]$$

V-2-4- Vérifications :**La condition de non fragilité :** selon le BAEL91/99 :

$$As \geq As_{min} = 0,23bd f_{t28}/f_e$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 2,1 [MPa] \quad ; \quad f_e = 400 [MPa]$$

✓ **Poutres principales :**

$$\text{a. } As_{min} = 0,23 \times 0,3 \times (0,9 \times 0,4) \times \frac{2,1}{400}$$

$$As_{min} = 1,3 \text{ cm}^2$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$b. \quad A_{Smin} = 0,23 \times 0,3 \times (0,9 \times 0,3) \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{Smin} = 0,97 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau de ferrailage, on remarque que :

$A_s \geq A_{smin}$ Condition vérifiée.

V-2-5-Cisaillement du béton :

c. On doit vérifier la condition ci-après : $\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \leq T_u$

$$T_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$T_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Section	Vu [kN]	Tu(bare) [MPa]	τ_u [MPa]	Observation
Pp	30×40	147.73	3.33	1.36	Condition vérifiée
PP liées aux voiles	30×40	141,82	3.33	1.31	Condition vérifiée
PS	30×30	43.3	3.33	0.53	Condition vérifiée
PS liées aux voiles	30×30	253.06	3.33	3.12	Condition vérifiée

Talebux V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement

V-2-6-Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b < \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$; $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Avec :

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2]$$

As : section d'armature tendue.

$\eta = 15$: coefficient d'équivalence

$$K = \frac{M_{ser} \times 10^{-3}}{I \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = k \times y \times 10^{-2}$$

Poutres	Position	Mser [kN.m l]	AS [cm ²]	I [cm ⁴]	Y [cm]	K [MPa/m]	$\sigma_{bc} = k.y$ [MPa]	σ_{bc} [MPa l]	Observation
pp	Mtravée	60.587	12.0 6	139085.92	21.69	43.56	9.44	15	Condition vérifiée
	Mappui	- 85.389	12.0 6	139085.92	21.69	61.39	13.32	15	Condition vérifiée
PP liées aux voiles	Mtravée	14.747	14.3 3	166923.45	23.81	10.6	2.52	15	Condition vérifiée
	Mappui	- 37.895	14.3 3	166923.45	23.81	27.25	6.48	15	Condition vérifiée
PS	Mtravée	9.397	6.79	44492.35	13.95	6.76	0.94	15	Condition vérifiée
	Mappui	- 11.442	6.79	44492.35	13.95	8.23	1.14	15	Condition vérifiée
PS liées aux voiles	Mtravée	18.238	12.06	80406.34	19.03	13.11	2.49	15	Condition vérifiée
	Mappui	- 30.377	12.06	80406.34	19.03	21.84	4.16	15	Condition vérifiée

Tableau V-12 : Vérification des contraintes

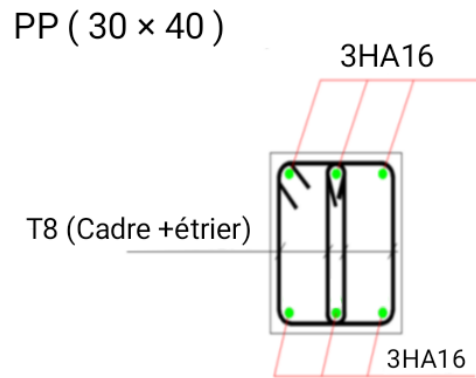


Figure V-4 : Schéma de ferrailage de la poutre principale

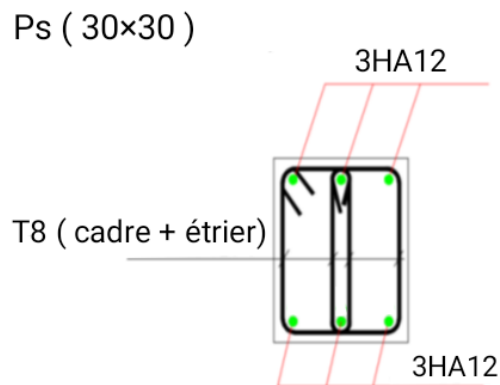


Figure V-5 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

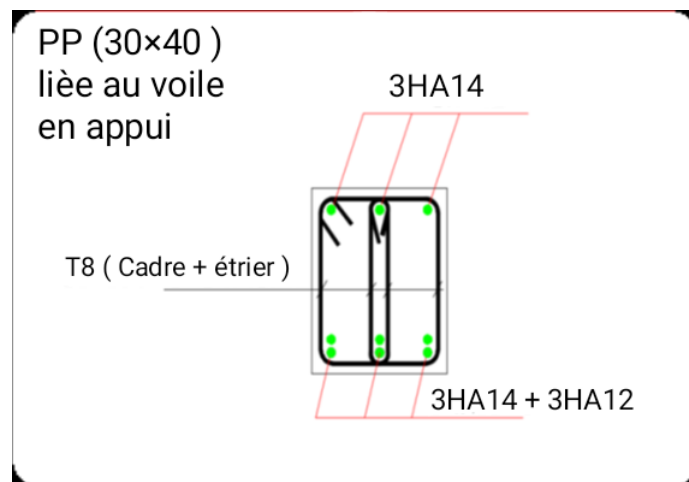


Figure V-6 : Schéma de ferrailage de la poutre principale liée au voile en travée

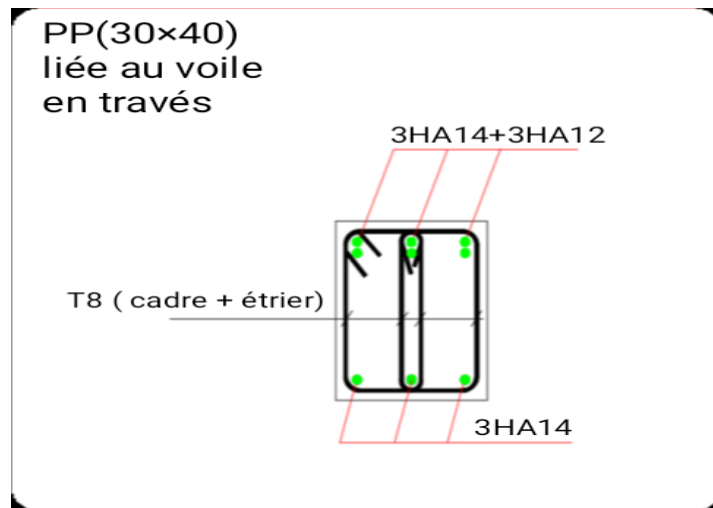


Figure V-7 : Schéma de ferrailage de la poutre principale liée au voile en appuis

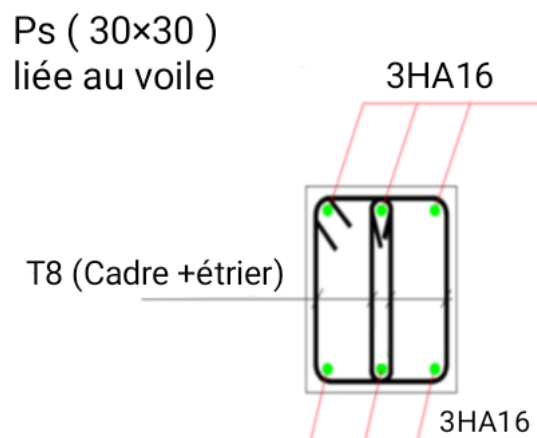


Figure V-8 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire liée au voile

V-3- Ferrailage des voiles

Les voiles et les murs sont des éléments caractérisés par deux dimensions importantes par rapport à la troisième, qui est leur épaisseur. En général, ils sont orientés verticalement et soumis à des charges dans leur plan. Le voile est donc soumis à une force normale N , une force de cisaillement V constante sur toute sa hauteur, ainsi qu'à un moment fléchissant maximal au niveau de la section d'encastrement. Le ferrailage d'un voile en béton armé est constitué de:

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρV_0) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρV)

2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_{He}
3. Les armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Les combinaisons d'actions :

➤ ELU :

- **Situation durable :**

$$1,35G + 1,5Q$$

- **Situation accidentelle :**

$$G + Q \pm E \quad ET \quad 0,8G \pm E$$

- **ELS :**

$$G + Q$$

V-3-1-Détermination des armatures :

✓ **Armatures verticales :**

D'après RPA99/2003 [A.7.7.4.1] :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux forces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20%
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile, cet espacement doit être au plus à 15 [cm]

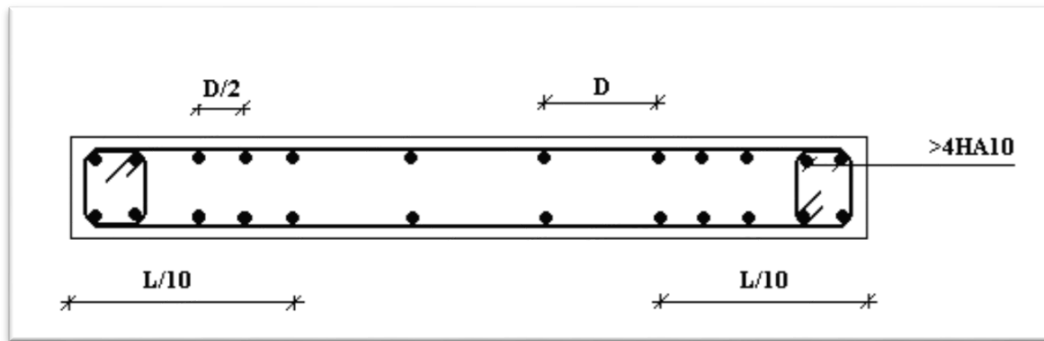


Figure V-9 : Dispositions des armatures verticales dans les voiles

✓ **Armatures transversales :**

D'après le RPA99V2003 article (7.7.4.2 et 7.7.4.3), le calcul de ferrailage préconise les règles suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10.
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5 \text{ à } s \leq 30\text{cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 - $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

d. Etape de calcul :

✓ **Détermination des contraintes**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I}$$

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué A : Section transversale du voile

V : Bras de levier

I : Inertie de voile

▪ **Calcul de LT :**

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

Avec : LT : longueur tendue

▪ **Calcul de force :**

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_T}{2} \times b$$

✓ **Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj} \quad \text{Avec : } A_{vj} = 1.1 \times \frac{v}{f_e}$$

Où V : effort tranchant

✓ **Armature minimales :**

D'après RPA99/2003 [A.7.7.4.1]

$$A_{min \text{ RPA}} = 0,20\% b \times L_T \text{ [cm}^2\text{]}$$

b : épaisseur du voiles

LT : longueur de la section tendue

D'après BAEL 91/99 :

$$A_{min} = B \times \frac{f_{c28}}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Tel que ; } A_{min \text{ RPA}} = \text{Max} (0,2\% b \times L_T ; B \times \frac{f_{c28}}{f_e})$$

La longueur minimale : D'après RPA99/2003 [A.7.7.4.3]

$$✓ \text{ Zone courante : } S = (L - 2St)$$

$$✓ \text{ Zone d'about : } L/10$$

✓ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après RPA99/2003 ; } A_{min} = 0,15\% b \times h$$

$$\text{D'après BAEL 91/99 } \frac{A_T}{b \times 0,8T} \geq \frac{C_u - 0,3.f_{ij} \times K}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées par quatre épingles au m².

V-3-2-Vérifications :

D'après RPA99/2003 [A.7.7.2], La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40%.

- La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{1,4 \times V_{cal}}{b_0 \times d}$
- La contrainte limite est : $\tau_b^- = 0,2 f_{c28}$
- Condition à vérifier $\tau_b \leq \tau_b^-$

Avec :

$V_{u_{cal}}$: effort tranchant à la base du voile

b_0 : épaisseur du voile

d : hauteur utile

h : hauteur total de la section

D'après BAEL 91/99 : on doit vérifier :

$$\tau_u \leq \sigma_u^-$$

$$\tau_u = \frac{V_{cal}}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : contrainte de cisaillement}$$

$$\sigma_u^- = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

V-3-3-Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15A} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : effort normal appliqué

B : Section du béton

A : section d'armatures adoptés

V-3-4-Exemple de calcul : (VL1)

$L=2.10$ [m] ; $N= 369.19$ [KN] ; $M=1264,82$ [KN.m] $V=326.29$ KN

Détermination I, S et V :

$$h = b = 0,50 \text{ [m]} \text{ (poteaux)}$$

$$L = 2.10 + 0.25 = 2.35 \text{ m}$$

$$S_{poteaux} = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$I_p = \frac{(0.5^4)}{12} = 0.005$$

$$I_v = \frac{(1.85^3) \times 0.2}{12} = 0.10$$

$$\sum_{i=1}^{12} (S_i d_i^2) = 1.85 \times 0.2 \times (1.43^2) + 0.5 \times 0.5 \times (0.25^2) = 0.77$$

$$I = 0.77 + 0.10 + 0.005 = 0.88$$

$$S_{voile} = 1.85 \times 0.2 = 0.37 \text{ m}^2$$

$$S = 0.37 + 0.25 = 0.62 \text{ m}^2$$

$$XG = \frac{0.25 \times 0.25 + 0.37 \times 1.43}{0.25 + 0.37} = 0.95$$

$$V = 2.35 - 0.95 = 1.40$$

V-3-5-Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{My}{I} \times V = \frac{369.19}{0.62} + \frac{1264.82}{0.88} \times 1.40 = 2607.68 \text{ kN/m}^2 \quad (\sigma_{\text{traction}})$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{My}{I} \times V = \frac{369.19}{0.62} - \frac{1264.82}{0.88} \times 1.40 = -1416.74 \text{ kN/m}^2 \quad (\sigma_{\text{compression}})$$

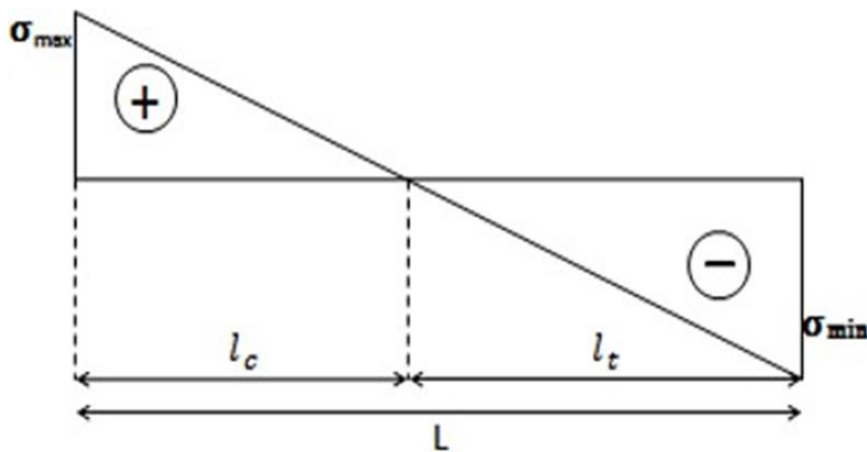


Figure V-10 : Schéma des contraintes dans les voiles

✓ Calcul de L_t : $L = 2.35 \text{ [m]}$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{1416.74}{2607.68 + 1416.74} \times 2.35 \Rightarrow L_T = 0.827 \text{ m}$$

✓ Calcul de N_t :

$$N_t = \frac{\sigma_2 \times L_T}{2} \times e = \frac{1416.74 \times 0.827}{2} \times 0.2 \Rightarrow N_t = 117.16 \text{ kN}$$

✓ Calcul de A_v :

$$A_v = \left(\frac{N_T}{f_e} + \frac{1.1 \times V}{f_e} \right) \times 10 = \left(\frac{117.16}{400} + \frac{1.1 \times 329.3}{400} \right) \times 10 \Rightarrow A_v = 11.98 \text{ cm}^2$$

V-3-6-Détermination des armatures verticales :

Extrémités de voiles : Soit 2HA10+2HA10 $e_p = 15 \text{ cm}$ on a adopté $A = 3.14 \text{ cm}^2$.

Ame de voile : $L = 1.85 \text{ m}$ Soit 8HA10+8HA10 $e_p = 20 \text{ cm}$, on a adopté $A = 12.57 \text{ cm}^2$.

Donc pour notre voile on adopte $A_v = 15.71 \text{ cm}^2$

V-3-7-Section minimale d'armature verticale :

✓ Dans la zone tendue :

$$A_{min} = 0.2\% B_{tendue}$$

$$B_{tendue} = (L_t - b) \times e + b \times h$$

$$B_{tendue} = (0.82 - 0.5) \times 0.2 + 0.5 \times 0.5 = 0.31 \text{ [m}^2\text{]}.$$

$$A_{min} = 4.6 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

✓ Dans la section totale de béton :

$$A_{min} = 0.15\% B_{total}$$

$$B_{total} = (b \times h) + (e \times l) = \text{[m}^2\text{]}.$$

$$B_{total} = (0.5 \times 0.5) + (0.2 \times 2.10) = 0.67 \text{ [m}^2\text{]}.$$

$$A_{min} = 10.05 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Selon BAEL91 :

$$B_{total} \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.67 \times \left(\frac{2.1}{400} \right) \times 10000 = 35.17 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{min} \geq B_{total} \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 35.17 \text{ [cm}^2\text{]}$$

La longueur minimale d'après le RPA99/V2003 [art A7.7.4.3] :

✓ La zone d'about: $185/10 = 18.5 \text{ [cm]}$ avec $St = 15 \text{ [cm]}$

✓ La zone courant : $(L - 2St) = (185 - 2 \times 20) = 14.5 \text{ [cm]}$ avec $St = 20 \text{ [cm]}$

Armatures horizontales :

✓ Armatures horizontales résistants à l'effort tranchant :

Selon le BAEL La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

- Pas de reprise de bétonnage... $K = 0$
- Et $\alpha = 90^\circ \dots (\sin \alpha + \sin \alpha) = 1$

Donc :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot St} \geq \frac{\tau_u}{0.8 f_e}$$

Selon le RPA99/2003 (art.7.7.2), la contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

V : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

Donc ;

$$V = 326.29 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{326.29}{0.2 \times 0.9 \times 2.35} \cdot 10^{-3}, \tau_u = 0.77 \text{ MPa}$$

Soit $St=15$ cm

$$D'après : \frac{A_T}{b_0 \cdot St} \geq \frac{\tau_u}{0.8 f_e}$$

$$A_T \geq \frac{\tau_u \cdot b_0 \cdot St}{0.8 f_e} \rightarrow A_T = \frac{0.87 \times 0.2 \times 0.15}{0.8 \times 400} \rightarrow A_T = 0.82 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA :

$$A_{min} = 0.15\% \quad B_{total} = 10.05 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Les deux nappes armatures doivent être reliées entre elles avec au moins avec 4HA8 épingles en mètre carré.

V-3-8-Vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99/V2003 : on doit vérifier que $\tau_u \leq \tau_b^-$
 $\tau_u^- = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$
 $\tau_u = 0.87 \leq \tau_u^-$... condition vérifiée
- D'après le BAEL 91 : on doit vérifier que $\tau_u \leq \tau_b^-$

$$\tau_b^- = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.87 \leq \tau_b^- \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification à l'ELS :

Pour cet état on considère ; $N_{ser} = G + Q$ $N_{SER} = 555.05 \text{ kN}$

On doit vérifier que $\sigma_b \leq 0.6 f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

B : section du béton $B = 0.2 \times 1.85 = 0.37 \text{ m}^2$

A : section d'armatures ; $A = 15.7 \times 10^{-4}$

N_s : effort normal de service (sous $G + Q$).

$$\sigma = \frac{0.55505}{0.37 + 0.02355} = 1.41 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Remarque :

Le ferrailage adopté pour les voiles est présenté dans les tableaux suivants :
Armatures verticales :

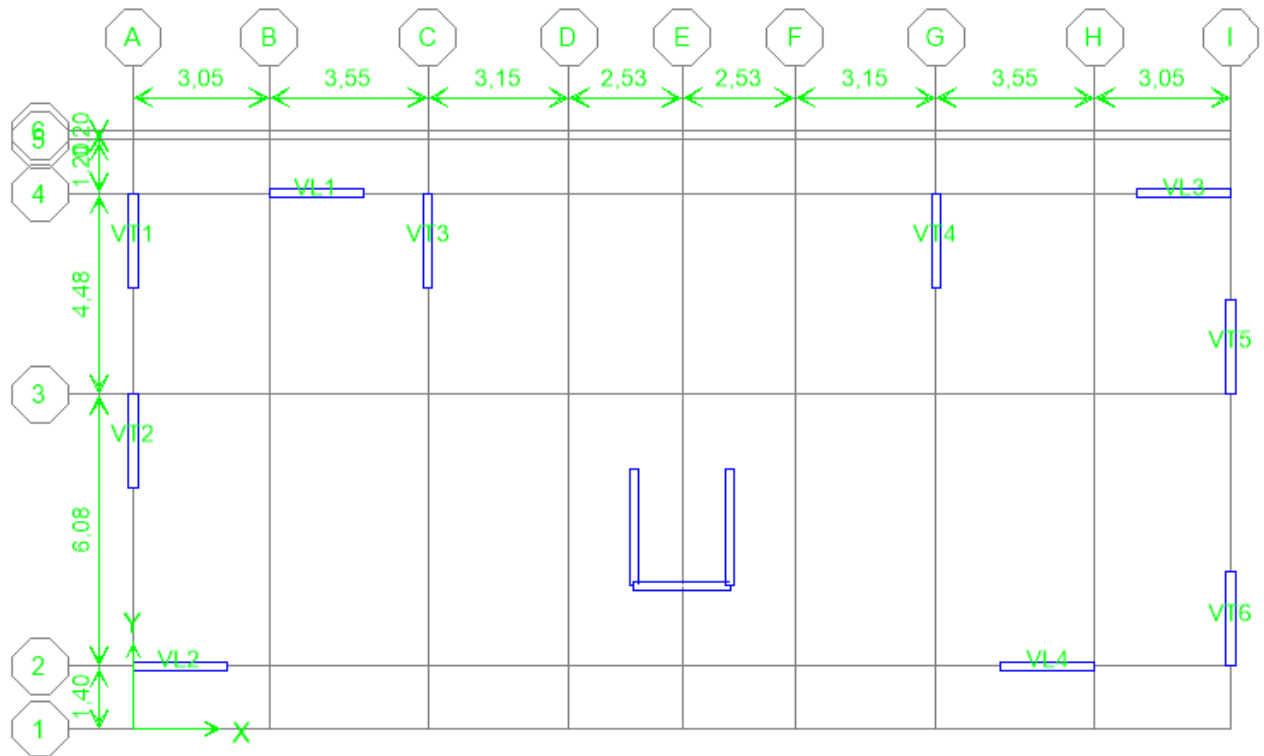


Figure V-11 : Plan de voiles avec leurs désignation

Voile	Section (m ²)	Mmax (kN.M)	N (cor)	LT (cm)	Ac (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Zone D'about		Zone courante		A adopté
							Choix des barres	St (cm)	Choix des barres	St (cm)	
VT1	0.42	-1065.172	-1520.8	0.36	7.65	1.44	2HA10+2HA10	15	8HA10+8HA10	20	15.71
VT2	0.42	-1019.937	-715.63	0.34	6.69	1.36	2HA10+2HA10	15	8HA10+8HA10	20	15.71
VT3	0.42	-1153.386	-1359.83	0.19	8.81	0.76	2HA10+2HA10	15	8HA10+8HA10	20	15.71
VT4	0.42	1243.602	366.94	0.82	11.49	3.28	2HA10+2HA10	15	8HA10+8HA10	20	15.71
VT5	0.42	1174.85	35.44	1.13	11.73	4.52	2HA10+2HA10	15	8HA10+8HA10	20	15.71
VT6	0.42	1320.614	71.17	1.11	14.6	4.44	2HA10+2HA10	15	8HA10+8HA10	20	15.71
VL1	0.42	1264.82	369.19	0.82	11.90	3.28	2HA10+2HA10	15	8HA10+8HA10	20	15.71
VL2	0.42	1261.927	327.12	0.86	11.97	3.44	2HA10+2HA10	15	8HA10+8HA10	20	15.71
VL3	0.42	1555.091	100.14	1.09	18.28	4.36	2HA12+2HA12	15	8HA12+8HA12	20	22.62
VL4	0.42	1554.949	138.92	1.06	18.28	4.24	2HA12+2HA12	15	8HA12+8HA12	20	22.62

Tableau V-13 : Ferrailage des voiles : armatures verticales

V-3-9-Armatures transversales :

D'après le RPA99/2003 (art7.7), elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

$$A = 4 \text{ épingles de } \Phi 8 \text{ m}^2$$

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes :

Selon BAEL91/99 : $AH \geq \frac{A_v}{4}$

Selon le RPA99/2003 : $A_{\min}(\text{RPA}) = 0.15 \% B$

AV : Section d'armature verticale.

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et doivent être disposés de telle manière à servir de cadre retenant les armatures verticales.

Exemple: (VL1)

$$V=326.29 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{326.29}{0.2 \times 0.9 \times 2} \cdot 10^{-3} , \tau_u = 0.77 \text{ MPa}$$

Soit $S_t=15 \text{ cm}$

Voile	At [cm ² /ml]	τ_u (MPa)	AminRP A(cm ²)	Choix des barres	St (cm)	At Aadopté (cm ²)
VT1	4épingle HA8	0.59	5.5	7T10	15	5.50
VT2	4épingle HA8	0.54	5.5	7T10	15	5.50
VT3	4épingle HA8	0.71	5.5	7T10	15	5.50
VT4	4épingle HA8	0.83	5.5	7T10	15	5.50
VT5	4épingle HA8	0.74	5.5	7T10	15	5.50
VT6	4épingle HA8	0.78	5.5	7T10	15	5.50
VL1	4épingle HA8	0.77	5.5	7T10	15	5.50
VL2	4épingle HA8	0.75	5.5	7T10	15	5.50
VL3	4épingle HA8	1.02	5.5	7T10	15	5.50
VL4	4épingle HA8	1.03	5.5	7T10	15	5.50

Tableau V-14 : Armatures transversales

V-4-Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux pour déterminer la quantité de ferrailage nécessaire. Ces quantités adoptées respectent les recommandations du RPA99/2003.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI. Introduction :

Les fondations jouent un rôle essentiel dans la transmission des charges de la structure vers le sol. Ces charges sont :

- Un effort normal, représenté par la charge verticale exercée par la structure elle-même ainsi que par toute surcharge supplémentaire qu'elle pourrait supporter.
- Une force horizontale, résultant de l'action sismique, qui exerce une pression latérale sur la fondation.
- Des moments variables qui peuvent agir dans différents plans, produisant des forces de torsion ou de flexion sur la fondation.

En fonction de leur mode d'exécution et de leur capacité à résister à ces sollicitations, les fondations peuvent être classées en deux catégories principales :

1. **Fondations superficielles** : Elles sont appropriées pour les sols offrant une capacité portante significative. Ces fondations sont construites près de la surface du sol ; elles comprennent :
 - Les semelles isolées, qui sont des bases individuelles situées directement sous les poteaux de la structure.
 - Les semelles filantes, qui s'étendent sous plusieurs poteaux ou murs alignés.
 - Le radier général, qui couvre toute la surface de la construction et répartit uniformément la charge sur le sol.
2. **Fondations profondes** : Elles sont utilisées lorsque le sol présente une capacité portante limitée. Ces fondations sont enfoncées profondément dans le sol et comprennent :
 - Les pieux, qui sont des éléments verticaux enfoncés profondément dans le sol jusqu'à la couche de sol résistant.
 - Les puits, qui consistent en des excavations profondes remplies de béton ou d'un matériau similaire pour fournir un soutien structurel.

Chaque type de fondation est choisi en fonction des caractéristiques du sol, de la charge de la structure et des contraintes spécifiques du projet, dans le but de garantir la stabilité et la durabilité de l'ensemble de la construction.

VI.1. Combinaisons de calcul:

Le dimensionnement des fondations superficielles, se fait sous les combinaisons suivantes, selon le RPA99/2003, art. 10.1.4.1. et le DTR BC2.33, en situation accidentelle et durable :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \\ G + Q \\ 1,35G + 1,5Q \end{cases}$$

VI.2. Caractéristiques du sol d'assise :

Pour assurer la sécurité d'une fondation, une compréhension approfondie des caractéristiques du site de construction est essentielle. Cela nécessite une analyse précise des propriétés géotechniques des différentes couches de sol qui composent le terrain. À partir des données recueillies lors des essais géotechniques et des informations fournies dans le rapport de sol, voici les résultats obtenus :

$$D \text{ (ancrage)} = 2,8 \text{ m} ; Q_{\text{adm}} = 1,6 \text{ bar} ;$$

VI.3. Facteur de choix de type de fondations :

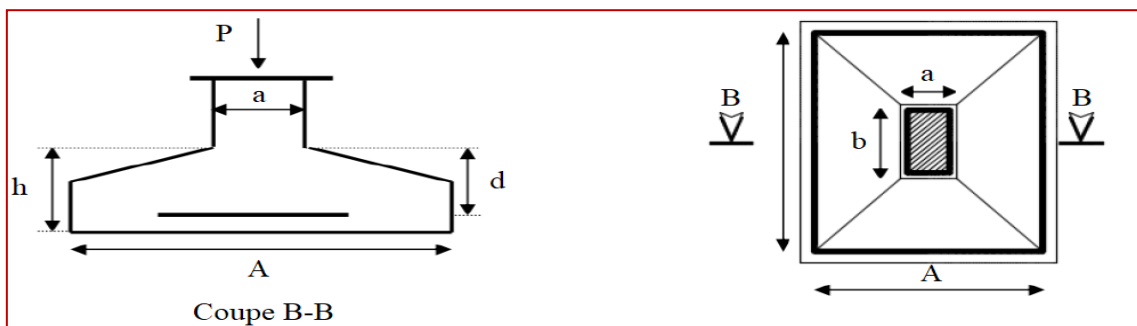
Lors du choix du type de fondation, plusieurs paramètres sont considérés :

- Nature de la structure à ériger.
- Conditions du sol.
- Stabilité et homogénéité du sol.
- Capacité portante du sol de fondation.
- Charge totale exercée sur le sol.
- Praticité et faisabilité de mise en œuvre.

VI.4. Choix du type de fondation :

On doit faire des vérifications pour savoir quel type de fondation convient à notre structure.

VI.5. Vérification de la semelle isolée :



Figures VI.1. Semelle isolée

Tel que : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

Avec:

N : Effort normal transmis à la base

S : Surface d'appui de la semelle ($S = A \times B$)

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \quad \text{avec } (a, b = \text{dimensions d'avant poteau}).$$

$$\text{On remplace (A) dans (B)} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1452,63 \times 0,5}{160 \times 0,5}} \rightarrow B \geq 3,01 \text{ m}$$

En tenant compte des distances entre axes des poteaux, dans le cas de la structure étudiée ; $L_{\min} = 2,53 \text{ m}$, on remarque que l'utilisation des semelles isolées est à éviter à cause des chevauchements des semelles. Donc on passe à la vérification de la semelle filante.

VI.5.1. Vérification de la semelle filante :

On effectue la vérification pour la semelle filante la plus sollicitée, il s'agit de la semelle intermédiaire.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ;
 $(S_s / S_b) < 50\%$

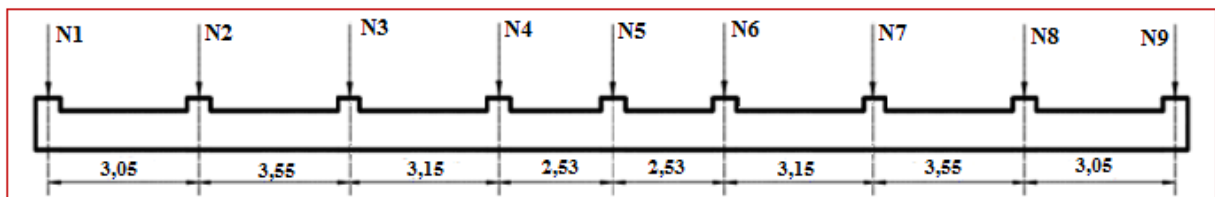


Figure VI.2. Semelle filante

$$\text{On a : } S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } N = \sum_{i=1}^9 = 6691,08 \text{ kN ; } \bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ Bars}$$

Surface totale de la structure : $272,076 \text{ m}^2$

La surface des semelles : $S_s = 41,82 \text{ m}^2$ (pour la file considérée)

D'où la surface totale des semelles : $182,17 \text{ m}^2$

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_s}{S_b}\right) \leq 50\%$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{182,17}{272,076} = 0,66 \geq 0,50 \dots \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution de coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

Donc, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

VI.5.2. Radier général :

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle et minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels ;
- La négligence des irrégularités ou l'hétérogénéité du sol ;
- La facilite d'exécution.

VI.5.2.1. Pré dimensionnement:

On doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Tel que :

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max} = 6,08$ m).

h_t : hauteur du radier.

$$0,76 \leq h_t \leq 1,22$$

✓ Condition de raideur (rigidité):

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{max} \geq \frac{\pi}{2} L_e$; $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

E : Module de Young ($E = 3,21 \times 10^7$ KN/m²).

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : Coefficient de raideur du sol : $K = 4 \times 10^4$ kN/m³

b : largeur de la semelle.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \geq 94,26 \text{ cm}$$

On prend: $h_t = 100 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3,21 \times 10^7 \cdot 1^3}{4 \times 10^4 \times 3}} = 4,046 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6,08 \leq \frac{\pi}{2} L_e = 6,35 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée}$$

On remarque que ;

- A partir des deux conditions, on prend: $h_t = 110 \text{ cm}$.
- Vu que la hauteur du radier est importante, donc on opte pour **un radier nervuré**.
-

✓ **Condition de coffrage :**

On a : h_n : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 6,08$ m).

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{6,08}{20} = 30,4 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{6,08}{10} = 60,8 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc, on prend : $h_r = 40$ cm et $h_n = 70$ cm

La largeur de la nervure

$$0,3 h_t < b < 0,7 h_t$$

Soit: $b = 70$ cm

Calcul de débordement (D) :

$$D \geq \max \left(\frac{h_t}{2}, 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow D \geq 55 \text{ cm} \Rightarrow D = 60 \text{ cm} .$$

Surface du radier :

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{Débord} = 272,08 + 35,66 = 307,74 \text{ m}^2.$$

$$\begin{cases} \text{hauteur de la nervure } h_t = 110 \text{ cm} \\ \text{la largeur de la nervure : } b = 70 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{La surface du radier } S_{rad} = 307,74 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{L_x \times L_y^3}{12} = \frac{25,6 \times 12,06^3}{12} = 3742 \text{ m}^4 ; I_y = \frac{L_y \times L_x^3}{12} = \frac{12,06 \times 25,6^3}{12} = 15816,46 \text{ m}^4$$

VI.6. Vérification de la contrainte dans le sol :➤ **Caractéristique géométrique du radier :**✓ **Centre de gravité du radier :**

$$XG = 12,8 \text{ m}$$

$$YG = 6,03 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I_{XX'} = 3742 \text{ m}^4$$

$$I_{YY'} = 15816,46 \text{ m}^4$$

✓ **Centre de masse de la structure :**

$$XG = 12,3$$

$$YG = 5,53$$

✓ L'excentricité :

$$eX = |XR - Xs| = 0.063 \text{ m}$$

$$eY = |YR - Ys| = 0,59 \text{ m}$$

Les contraintes exercées sur le sol par le radier doivent être en adéquation avec le risque de rupture du sol sous-jacent. Il est important de noter que la résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de la surface du radier. En conséquence, les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, générant ainsi un diagramme de contraintes qui peut prendre la forme d'un triangle ou d'un trapèze. Peu importe la configuration du diagramme, la valeur de la contrainte moyenne peut être calculée en utilisant la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{adm}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_v}{I} \quad \text{Et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_v}{I}$$

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M : Moment d'excentricité dû aux charges verticales.

$$M = N \times e$$

I : Moment d'inertie

S : Surface du radier

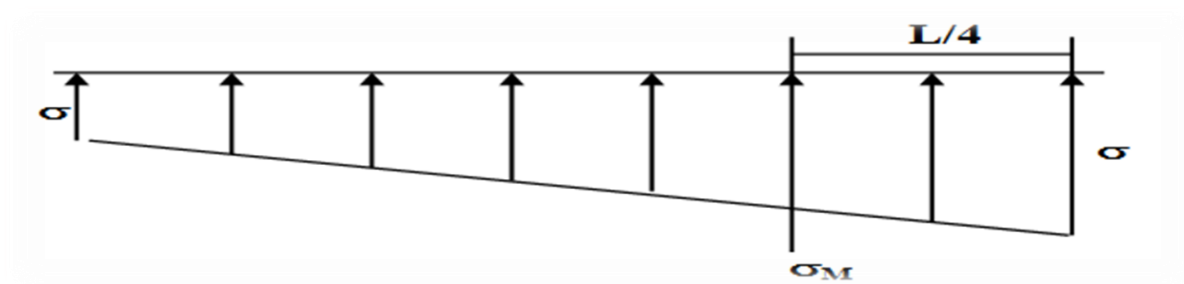


Figure VI-3 : Diagramme des contraintes

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Sollicitations	ELS		ELU	
	Longitudinal (x)	Transversal (Y)	Longitudinal (x)	Transversal (Y)
N (kN)	24992	24992	34324.62	34324.62
M (kN.m)	1574.496	14745.28	2162.4498	20251.5258
V(m)	12.8	6.03	12.8	6.03
I (m ⁴)	3742	15816.46	3742	15816.46
S (m ²)	307.74	307.74	307.74	307.74
σ_1 (kN/m ²)	86.6	86.83	118.93	119.24
σ_2 (kN/m ²)	75.83	75.59	104.14	103.83
σ_{Mo} (kN/m ²)	83.91	84.02	115.23	115.39
σ_{ad} (kN/m ²)	160	160	212.8	212.8
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI-1 : Vérification des contraintes (ELU, ELS)

Sollicitations	G+Q $\pm$ EX		0,8G $\pm$ EX	
	Longitudinal (x)	Transversal (Y)	Longitudinal (x)	Transversal (Y)
N (kN)	19599.73	19599.73	33742.32	33742.32
M (kN.m)	1234.78299	11563.8407	2125.76616	19907.9688
V(m)	12.8	6.03	12.8	6.03
I (m ⁴)	3742	15816.46	3742	15816.46
S (m ²)	307.74	307.74	307.74	307.74
σ_1 (kN/m ²)	67.91	76.17	116.92	117.24
σ_2 (kN/m ²)	59.47	68.1	102.37	102.1
σ_{Mo} (kN/m ²)	65.8	74.15	113.28	113.46
σ_{ad} (kN/m ²)	160	160	160	160
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI-2 : Vérification des contraintes (G+Q $\pm$ EX, 0,8GEX)

VI.7. Verification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots (1)$$

Nous considérons que la largeur du radier est $b = 1 \text{ m}$.

$$V_d = \frac{N_u \times L_{max}}{2S} \rightarrow V_d = \frac{34324,62 \times 6,08}{2 \times 307,74} = 339,07 \text{ kN}$$

$$\text{De (1)} \rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}} = \frac{339,07 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,14 \text{ m}$$

Donc on prend : $d = 20 \text{ cm}$

$\tau_u = 1,7 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots$ Condition vérifiée

VI.8. Vérification au poinçonnement :

La vérification à la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant est nécessaire, elle s'effectue comme suit selon le BAEL99, art. A.5.2. :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

N_d : effort normal de calcul à l'ELU.

h_t : hauteur total du radiuer

U_c : périmètre du contour au niveau de feillet moyen.

❖ Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(50 \times 50) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,5 + 1,1 = 1,6 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,5 + 1,1 = 1,6 \text{ m} \end{cases} \rightarrow U_c = 6,4 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } N_d = 1,45263 \text{ MN} \leq 0,045 \times 6,4 \times 1,1 \times \frac{25}{1,5} = 5,28 \text{ MN}$$

Pas de risque de poinçonnement

VI.9. Vérification à la stabilité au renversement :

Selon le RPA99/2003, art. 10.1.5, on doit vérifier :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{– Sens X – X : } e = \frac{10799,207}{16618,88} = 0,64 < \frac{25,6}{4} = 6,4 \text{ m} \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{– Sens Y – Y : } e = \frac{39129,439}{16684,53} = 2,34 < \frac{12,06}{4} = 3,015 \text{ m} \dots \text{Vérifiée}$$

VI.10. Ferrailage du radier général :

Le radier est une fondation superficielle qui travaille comme un plancher renversé, et qui se calcule à la flexion simple. On ferraille le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

✓ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

Avec : N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

$$\text{On a: } N_u = N_{ucal} + N_{rad}$$

$$N_{rad} = 1,35G = 1,35(0,4 \times 307,74 \times 25) = 4154,49 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_u = 34324,62 + 4154,49 = 38479,11 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{38479,11}{307,74} = 125,04 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité :

$$\begin{cases} L_x = 5,06 - 0,5 = 4,56 \text{ m} \\ L_y = 6,08 - 0,5 = 5,58 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,82 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans deux sens.}$$

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

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0539 \times 125,04 \times 4,56^2 \\ M_{0y} = 0,6313 \times 140,14 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 140,14 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 88,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 119,12 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 75,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -70,07 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,4) \text{ m}^2$

• **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur; $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0,4$.

$$\begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0,0008$$

Localisation		M (kN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	N ^{bre} de barres	St (cm)
Travée	X-X	119,12	9,55	3,49	12,06	6HA16	15
	Y-Y	75,2	5,96	3,2	9,23	6HA14	15
Appui		-70,07	5,54	3,49	9,23	6HA14	15

Tableau VI.3. Section d'armatures du radier

✓ Vérification à l'ELS

N_s : l'effort normal service

$$N_s = 24992 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{24992}{307,74} = 81,21 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0607 \\ \mu_y = 0,7381 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 102,5 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 75,66 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 87,125 \text{ kN.m} ; M_{ty} = 64,311 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -51,25 \text{ kN.m}$$

- Vérifications des contraintes

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	87,125	9,90	46514,48	1,85 < 15	Vérifiée	76,14	Vérifiée
	y-y	64,311	8,83	34667,98	1,64 < 15	Vérifiée	78,39	Vérifiée
Appui		-51,25	8,83	34667,98	1,31 < 15	Vérifiée	62,47	Vérifiée

Tableau VI.4. Vérifications des contraintes à l'ELS

- Vérification des espacements:

$$St \leq \begin{cases} \min(2,5h_r ; 25 \text{ cm}) \\ 25 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Schéma de ferrailage:

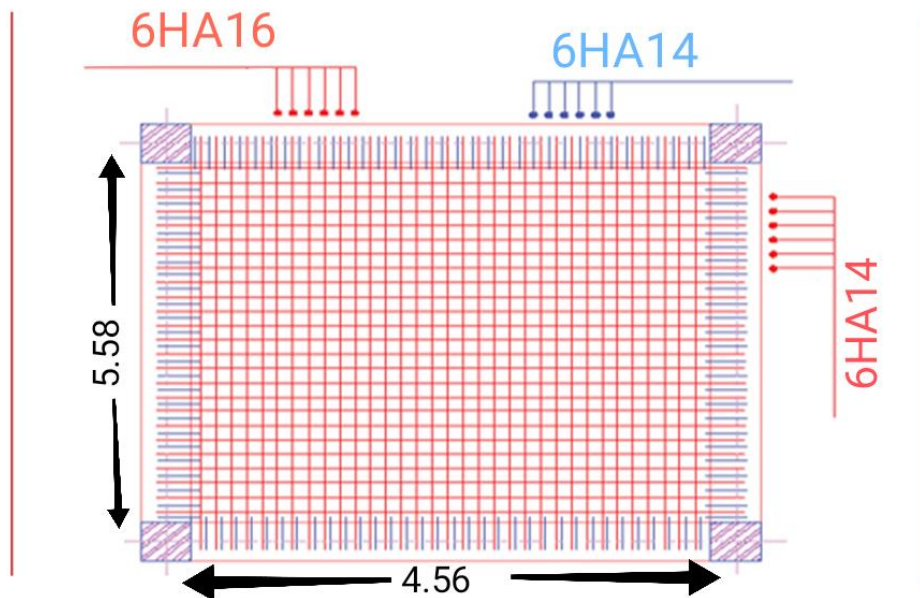


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier

VI.11. Ferrailage du débord :

Le débord se calcule comme une dalle pleine, dans notre cas la dalle repose sur trois appuis

Avec ($\rho = \frac{70}{281} = 0,25 < 0,4$), donc il est assimilé à une console de 1m de longueur soumise à la flexion.

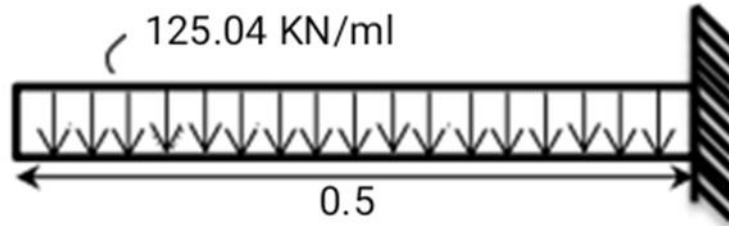


Figure VI.5 : Schéma statique du débord

- Calcul des sollicitations:**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = 125,04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = 81,21 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 15,63 \text{ KN.m}$$

$$M_s = q_s \times \frac{l^2}{2} = 10,15 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage du débord sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M_U (kN.m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	A_{adop} (cm ² /ml)	A_r (cm ² /m)	A_r adop (cm ² /m)
Nappe Inférieure	15,63	1,22	4,47	5HA12=5,65	1,42	4HA8=2,01

Tableau VI.5. Tableau du ferrailage du débord.

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{100 \times 40}{1000}; 0,23 \times 100 \times 37 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{smin} = \max \{ 4 \text{ cm}^2; 4,47 \text{ cm}^2 \} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Les Armatures de répartition :**Selon le BAEL99 art.14.II.2 :**

$$A_r \geq \frac{A_{sad}}{4}$$

$$A_r \geq \frac{5,65}{4}$$

$$A_r \geq 1,4125 \text{ cm}^2$$

- Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q \times l = 62,52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,17 \leq \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \dots \text{ condition vérifiée}$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification des contraintes à l'ELS du débord :

Localisation	M_s (KN.m)	A_{adop} (cm ² /ml)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Nappe inférieure	10,15	5,65	0,36 < 15	Vérifiée	22,63 < 201.63	Vérifié e

Tableau VI.6. Vérification des contraintes à l'ELS.

- Schéma de ferrailage**

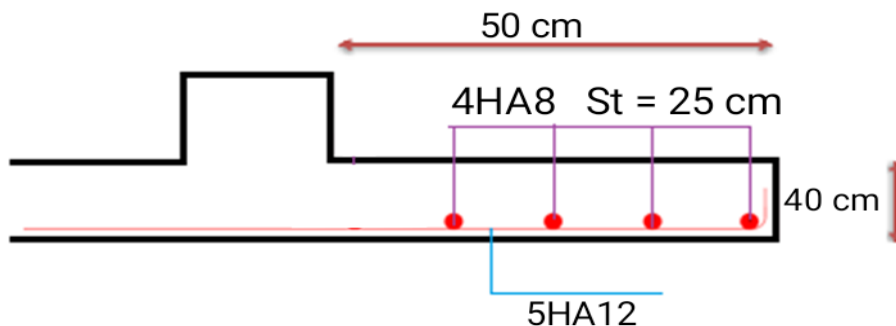


Figure VI.6. Schéma de ferrailage du débord

VI.12. Etude des nervures:

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

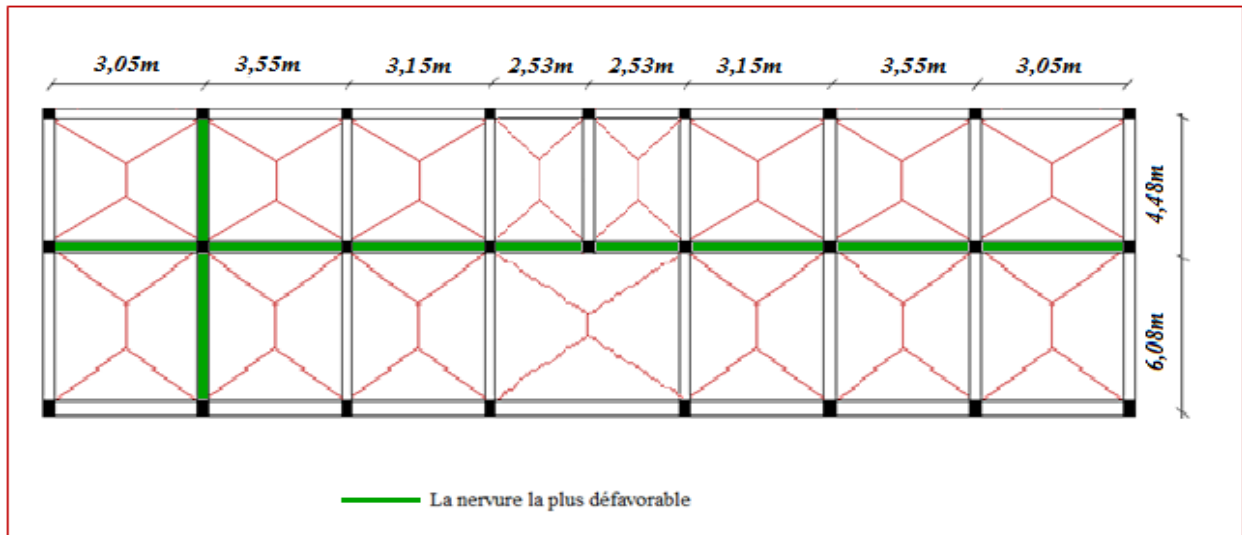


Figure VI.7. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ETABS. Et on obtient les résultats suivants :

Sens x-x :

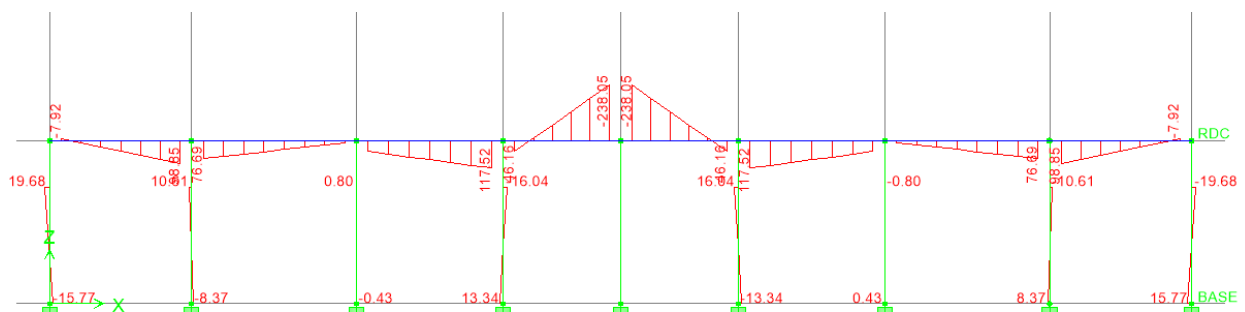


Figure VI.8 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELU (sens x-x)

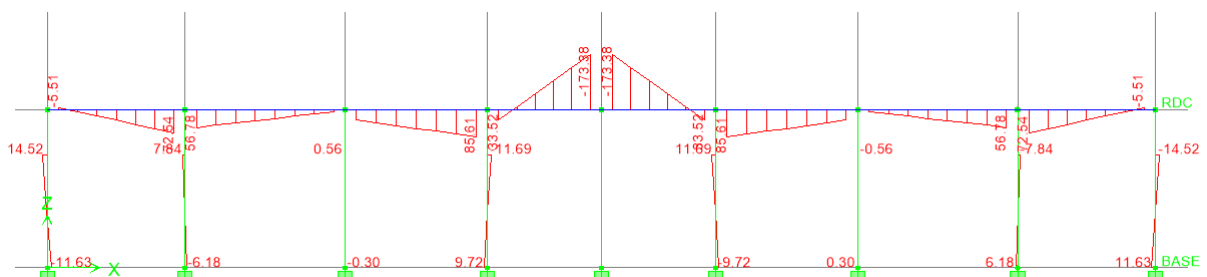


Figure VI.9 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELS (sens x-x)

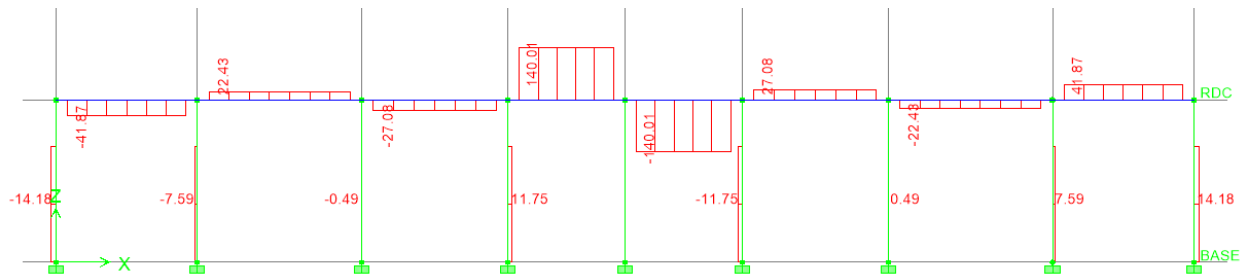


Figure VI.10 : Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU (sens x-x)

-Sens y-y:



Figure VI.11 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELU (sens y-y)

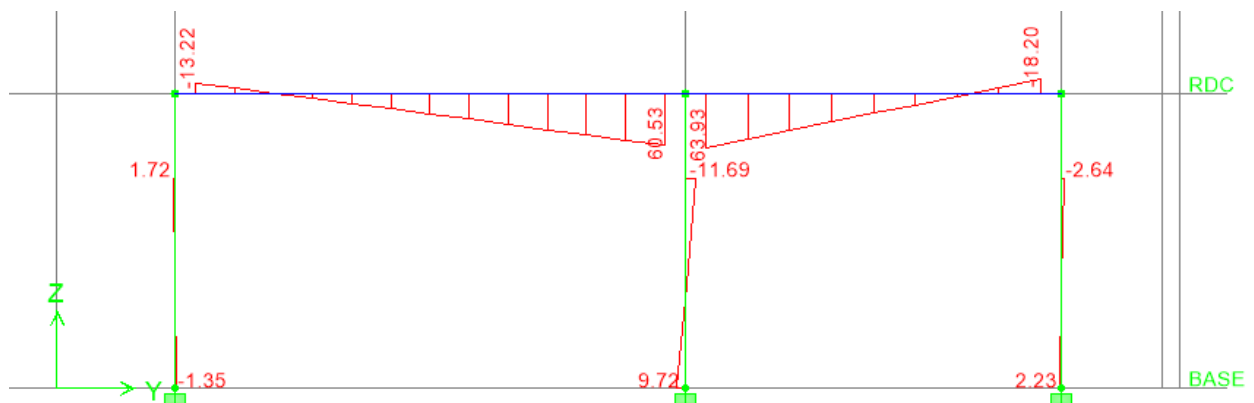


Figure VI.12 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELS (sens y-y)

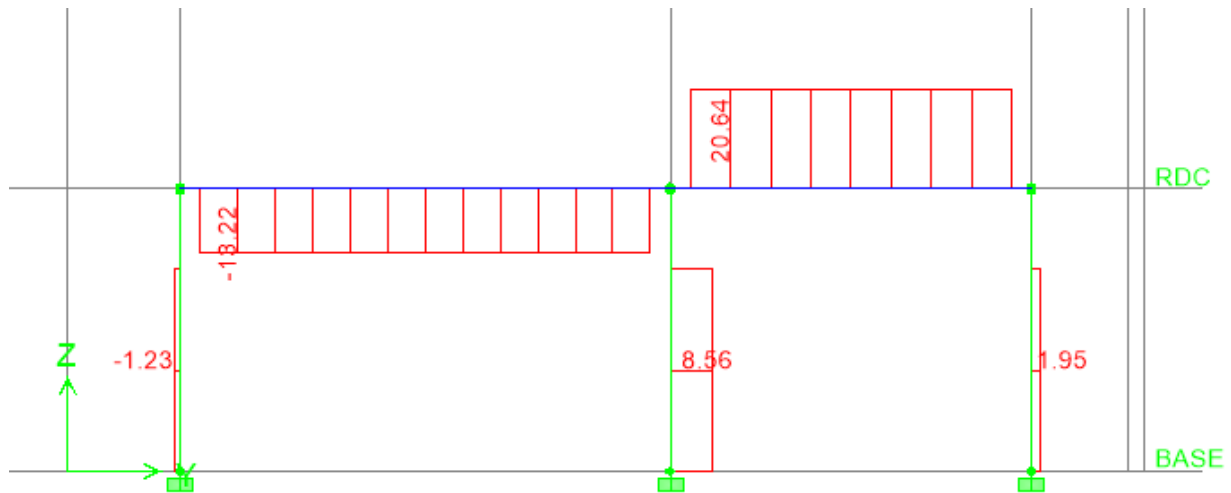


Figure VI.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens y-y)

Sens	Etas	Moment travée (kN.m)	Moment sur appuis (kN.m)	Effort tranchant (kN)
x-x	ELU	117,52	238,05	140,01
	ELS	85,61	173,38	
y-y	ELU	87,27	24,67	20,64
	ELS	63,93	18,20	

Tableau VI.7: Sollicitation dans les nervures selon les deux sens

Ferraillage en travée (Sens x-x) :

Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{117,52 \times 10^6}{600 \times 1070^2 \times 14.2} \quad \rightarrow \mu = 0.012$$

Calcul le moment limite (μ_l) :

$$\mu_l = 0.392$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392$ donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_s' = 0$).

$0 < \mu = 0.012 < 0.186$ donc : pivot A

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.012)}) \rightarrow \alpha = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.015) \rightarrow \beta = 0.994$$

La section fictive de l'acier tendue :

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{117,52 \times 10^6}{0.994 \times 1070 \times 348} \quad \rightarrow A_s = 317,51 \text{ mm}^2 = 3,18 \text{ cm}^2$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle de millième et la règle de condition de non fragilité :

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{600 \times 1000}{1000}; 0.23 \times 60 \times 96 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{smin} = \max \{6.00 \text{ cm}^2; 6.96 \text{ cm}^2\} = \mathbf{6.96 \text{ cm}^2}$$

Donc :

$$A_s = \max \{A_s; A_{smin}\}$$

$$A_s = \max \{3.18 \text{ cm}^2; 6.96 \text{ cm}^2\}$$

On adopte : $A_s = \mathbf{6.96 \text{ cm}^2}$ →

Armature principale :

$$A_s = 6.96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend 8 HA 12 (A}_{sad} = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

- Ferrailage sur appui (Sens x-x) :

Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{238.05 \times 10^6}{600 \times 1070^2 \times 14.2} \rightarrow \mu = \mathbf{0.024}$$

Calcul du moment limite (μ_l) :

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.024 < \mu_l = 0.392 \quad \text{donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire (A}_{s'} = 0).$$

$$0 < \mu = 0.024 < 0.186 \quad \text{donc : pivot A}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.024)}) \rightarrow \alpha = \mathbf{0.03}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.03) \rightarrow \beta = \mathbf{0.988}$$

La section fictive de l'acier tendue :

$$A_s = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{238.05 \times 10^6}{0.988 \times 1070 \times 348} \rightarrow A_s = \mathbf{647.06 \text{ mm}^2} = \mathbf{6.47 \text{ cm}^2}$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle de millième et la règle de condition de non fragilité :

$$A_{smin} = \max \{6 \text{ cm}^2; 6.96 \text{ cm}^2\} = \mathbf{6.96 \text{ cm}^2}$$

Donc :

$$A_s = \max \{A_s; A_{smin}\}$$

$$A_s = \max \{6.47 \text{ cm}^2; 6.96 \text{ cm}^2\}$$

On adopte : $A_s = \mathbf{6.96 \text{ cm}^2}$ →

Armature principale :

$$A_s = 6.96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend 8 HA 14 (A}_{sad} = 12.31 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

L'espacement des armatures transversales :

D'après RPA 99 /V2003 art. 7.5.2.2 :

Dans les zones nodales :

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi L\right\}$$

$$S_t = \min\left\{\frac{100}{4} = 25\text{cm}; (12 \times 1.4) = 16,8\text{cm}\right\} = 16,8 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures transversales :

D'après le BAEL 91 :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi L\right\} = \min\left\{\frac{100}{35}; \frac{60}{10}; 1.2\text{cm}\right\}$$

Donc $\Phi_t \leq 1,2\text{cm}$

On prend (5HA10 = 3.93 cm²)

D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est de :

$$A_t \geq 0.3\% S_t b$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > 0.003 \times 60 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, on adopte $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$ (6HA10 = 4.71 cm²)

Armature de peau (BAEL91, art. A.8.3) :

Comme les nervures sont des sections de grande hauteur ($h > 50\text{cm}$), les armatures de peau sont nécessaires.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m de parement} (2 \times \text{retombées} + \text{largeur})$$

$$A_p = 3 (0.5 + 1 + 1) = 7,5 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA14 ($A_{s\text{ad}} = 9,23\text{cm}^2$)

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul de ferrailage :

Sens	Position	$A_s^{\text{calculée}}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	$A_s^{\text{adoptée}}$ (cm ²)	Choix des barres
x-x	travée	3,18	6,96	9,05	8HA12
	appui	6,47	6,96	12,31	8HA14
y-y	travée	2,63	6,96	9,05	8HA12
	appui	0,74	6,96	9,05	8HA12

Tableau VI-8 : Ferrailage des nervures

- Vérification de l'effort tranchant à ELU :

Selon le BAEL91/99, on doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul :

Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
x-x	140,01	0,24	2.5	CV
y-y	20,64	0,035	2.5	CV

Tableau VI-9 : Vérification à l'effort tranchant à ELU.

Vérification des contraintes à L'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{1}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot ft28} \right) \right\} = 202 \end{cases}$$

Avec :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2$$

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right)$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul :

Sens	x-x				y-y			
	Travée	Appui			Travée	appui		
M_{ser} (kN.m)	85,61	173,38			63,93	18,20		
A_s (cm ²)	9,05	12,31			9,05	9,05		
y (cm)	16,54	21,55			16,54	16,54		
I (cm ⁴)	94071,59	396441,85			94071,59	94071,59		
Contrainte (MPa)	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	1,51	109,83	0,94	49,49	1,12	82,02	0,32	23,35
	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$
	15	202	15	202	15	202	15	202
Obs	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV

Tableau VI-10 : Vérification des résultats à l'ELS

Schéma du ferrailage :

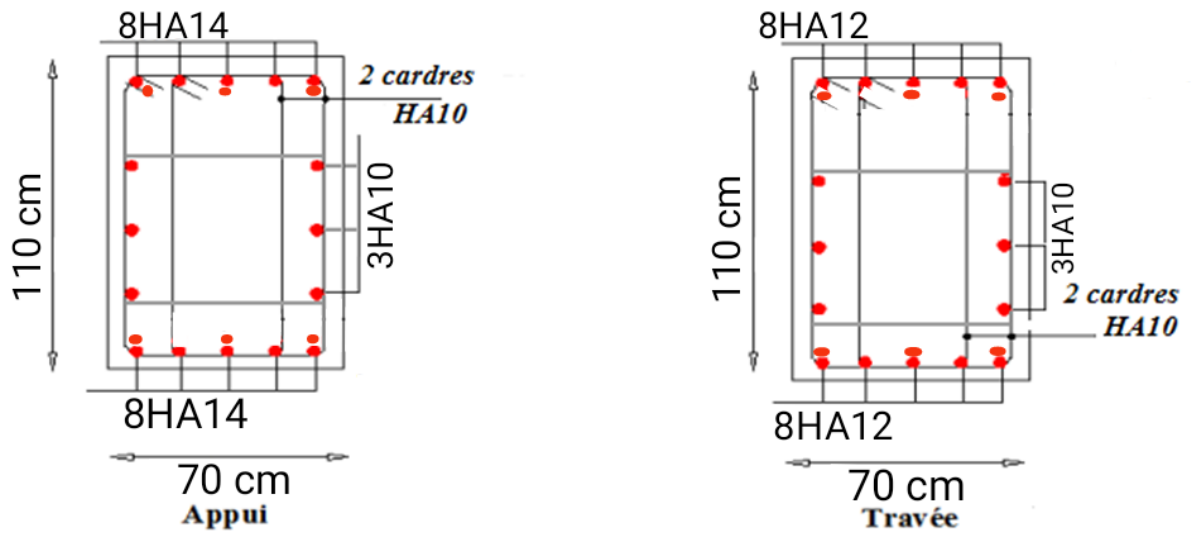


Figure VI.14. Schéma ferrailage de la nervure selon x-x

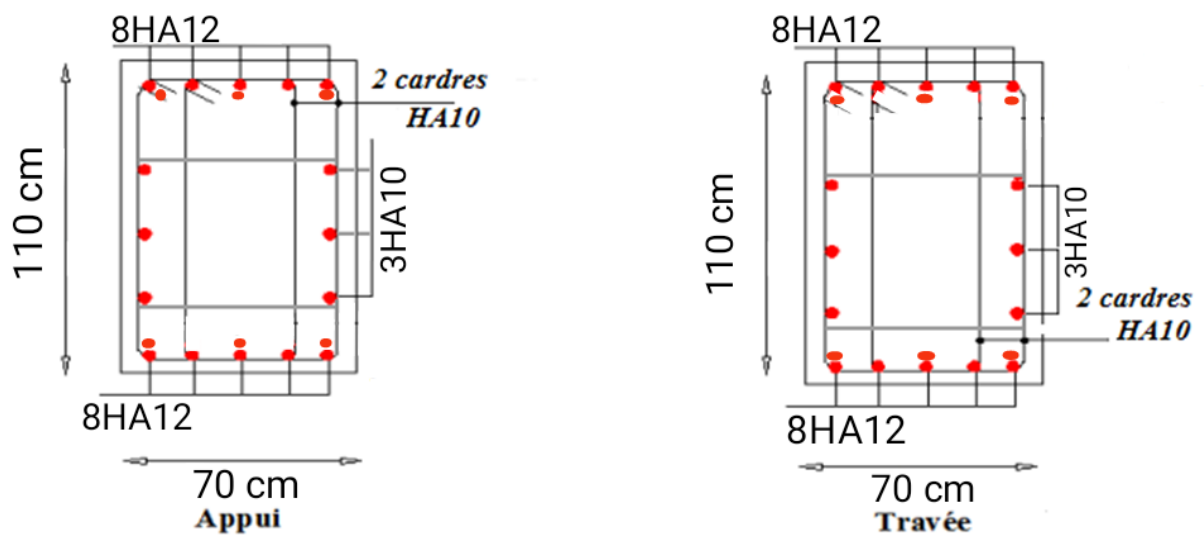


Figure VI.15. Schéma ferrailage de la nervure selon y-y

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre formation, mais aussi de les renforcer par l'apprentissage automatique des diverses techniques de calcul, concepts et règlements en vigueur du domaine de génie civil. Il a été montré que certains paramètres de la structure, tels que: le choix du système de contreventement, les dimensions des éléments structuraux, la configuration, ... peuvent avoir une influence considérable sur sa réponse sismique. Nous nous sommes alors intéressés au type de plancher et son influence dans une structure en BA.

Le présent travail est axé sur un calcul classique de bâtiment de structure en portiques et voiles et une recherche à aspect comparatif entre l'effet d'un plancher à corps creux et celui à dalle pleine sur le comportement dynamique de la structure. Les résultats de l'analyse sismique, en termes de caractéristiques dynamiques, de déplacements, d'efforts tranchants et autres, des deux variantes de la même structure seront comparés et interprétés. Dans la variante (1), la structure est conçue avec des planchers à corps creux et dans la variante (2) la structure est conçue avec des planchers à dalle pleine.

En conclusion, la comparaison entre les dalles pleines et les corps creux en ce qui concerne leur effet sur le comportement dynamique des structures met en lumière plusieurs aspects significatifs, principalement :

Les dalles pleines transmettent plus efficacement les charges et les forces latérales aux éléments de support, alors que les corps creux peuvent générer des fluctuations d'effort tranchant plus importantes en raison de leur structure ouverte et de leur moindre capacité à résister aux forces latérales.

Les dalles pleines ont tendance à limiter les déplacements dynamiques en raison de leur inertie et de leur rigidité élevées, offrant ainsi une meilleure stabilité et réduisant les risques de défaillance.

Le choix entre les dalles pleines et les corps creux pour influencer le comportement dynamique d'une structure dépendra des exigences spécifiques du projet, de la typologie de la structure, des considérations de performance, du coût et de durabilité. Une analyse approfondie et une conception sur mesure sont essentielles pour optimiser la performance structurelle dans diverses conditions de charge dynamique.

Quant au calcul classique de la structure, nous avons conclu que :

- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, car ceci influe directement sur la nature des modes de vibrations et permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- ✓ La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.

- ✓ L'existence des voiles dans la structure permet la réduction des efforts internes de flexions et de cisaillement au niveau des poteaux.
- ✓ La stabilité de la structure est vérifiée à travers la vérification des déplacements horizontaux entre étages, et celle des effets du second ordre connus par l'effet P- Δ .
- ✓ Parallèlement, l'utilisation de logiciels de calcul tels que ; ETABS nous a été d'une grande utilité afin de mener à bien les calculs longs et compliqués.

Bibliographie

✓ Livres et mémoires

- Hache, O. 2022, « la maitrise d'ouvrage d'une opération de construction auteur », édition Cated.
- Aymeric, P. 2021, “conception de structure mixtes en béton précontraint », édition Ellipse.
- Sacré, L. 2022, « génie civil, livre pratique », édition Edipro.
- Mémoire des promotions d'années précédentes

✓ Règlements

- D.T.R.- B.C. 2.48 : Règles parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- D.T.R.- B.C. 2.41 : CBA93 : code du béton armé.
- Règles BAEL 91 modifiées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation. OPU ; 1989
- J.P. MOUGIN : BAEL 91 modifié 99 et DTU associés. Béton armé 2eme Edition 2000.

✓ Logiciel :

- ✓ Autocade 2015 dessin
- ✓ Excel 2010.....calcul
- ✓ Word 2010.....traitement des textes
- ✓ Robot expert 2010.....calcul de feirraillage
- ✓ Etaps V.9.7.0analyse des structures

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978

0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000