



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil

N° d'ordre : M/GCA/2026

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure
Thème

**Étude d'une structure en béton armé
R+10 à usage d'habitation**

Présenté par :
Meddah Hasnia

Soutenue le 28/06/2026 devant le jury composé de:

Président : Mr.Bessai Touhami

Examineur : Mr.Sadki Nizar

Encadrant : Mr. Mekaideche Khalfallah

Année Universitaire : 2025 / 2026

Remerciements

Avant tout, nous remercions Allah le Tout-Puissant de nous avoir accordé la santé, la volonté et le courage nécessaire pour mener à bien ce mémoire.

Nous exprimons notre profonde gratitude à notre encadreur pour son accompagnement, ses conseils précieux et son soutien tout au long de la réalisation de ce travail.

Nos sincères remerciements s'adressent également à tous les enseignants du département de Génie Civil pour la qualité de leur enseignement, leur disponibilité et les connaissances qu'ils nous ont transmises au cours de notre parcours universitaire.

Nous remercions également les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail.

Enfin, nous adressons nos remerciements les plus chaleureux à nos familles et à nos amis pour leur soutien moral, leur patience et leurs encouragements constants.

À toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de cette mémoire, nous exprimons notre profonde reconnaissance.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents, pour leur amour, leurs sacrifices, leur soutien indéfectible et leurs précieux conseils.

À mes frères et sœurs, pour leur affection et leur encouragement constant.

À toute ma famille, pour son soutien et sa confiance.

À mes amis.

À tous mes enseignants, qui ont contribué à ma formation et à mon épanouissement.

Enfin, à toutes les personnes qui ont participé, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Résumé

Ce mémoire présente l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment à usage d'habitation de type R+10 en béton armé, implanté dans la ville de Mostaganem. L'objectif principal de ce travail est d'assurer la sécurité, la stabilité et la conformité de la structure vis-à-vis des réglementations en vigueur, notamment le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024.

L'étude a débuté par une présentation générale du projet et le prédimensionnement des différents éléments structuraux tels que les poutres, les poteaux, les planchers et les voiles. Une modélisation numérique de la structure a ensuite été réalisée à l'aide des logiciels Robot Structural Analysis, RDM6 et Robot Expert afin d'évaluer son comportement sous l'effet des charges statiques et dynamiques. Une analyse parasismique selon la méthode modale spectrale a été menée conformément aux exigences du RPA 2024 pour vérifier la résistance et la stabilité de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques.

Enfin, le dimensionnement et le ferrailage des principaux éléments porteurs ainsi que l'étude des fondations ont été réalisés afin d'aboutir à une conception complète et conforme aux règles de l'art. Les résultats obtenus ont permis de confirmer l'adéquation des choix structuraux adoptés et de mettre en évidence l'importance des outils numériques dans l'analyse et la conception des structures modernes.

Mots-clés : Béton armé, bâtiment R+10, analyse parasismique, RPA 2024, dimensionnement, ferrailage, Robot Structural Analysis, génie civil, méthode modale spectrale.

Abstract

This dissertation presents the structural analysis and design of a reinforced concrete residential building (G+9) located in the city of Mostaganem. The main objective of this study is to ensure the safety, stability, and compliance of the structure with the applicable regulations, particularly the Algerian Seismic Design Code (RPA 2024).

The study began with a general presentation of the project and the preliminary sizing of the structural elements, including beams, columns, slabs, and shear walls. A numerical model of the structure was then developed using specialized software such as Robot Structural Analysis, RDM6, and Robot Expert to evaluate its behavior under static and dynamic loads. A seismic analysis based on the modal response spectrum method was carried out in accordance with the requirements of RPA 2024 to verify the building's resistance and stability under earthquake loading.

Finally, the design and reinforcement detailing of the main structural elements, as well as the foundation study, were performed to achieve a complete and code-compliant structural design. The results obtained confirmed the adequacy of the adopted structural solutions and highlighted the importance of numerical tools in the analysis and design of modern structures.

Keywords: Reinforced Concrete, G+9 Building, Seismic Analysis, RPA 2024, Structural Design, Reinforcement Detailing, Robot Structural Analysis, Civil Engineering, Modal Response Spectrum Method.

ملخص

تناول هذه المذكرة دراسة وتصميم بناية سكنية من الخرسانة المسلحة مكونة من طابق أرضي وتسعة طوابق، تقع بمدينة مستغانم. ويتمثل الهدف الرئيسي من هذه الدراسة في ضمان سلامة واستقرار المنشأ والتحقق من مطابقته للأنظمة والمعايير المعمول بها، **RPA 2024** وخاصة أحكام النظام الجزائري المقاوم للزلازل.

بدأت الدراسة بتقديم عام للمشروع وإجراء التقدير الأولي لأبعاد العناصر الإنشائية المختلفة، بما في ذلك الكمرات والأعمدة Robot Structural والبلاطات والجدران القصية. بعد ذلك، تم إنشاء نموذج عددي للمنشأ باستخدام برامج متخصصة مثل RDM6 و Robot Expert و RDM6 Analysis، وذلك لتقييم سلوكه تحت تأثير الأحمال الساكنة والديناميكية. كما تم إجراء دراسة Robot Expert و RDM6 و RDM6 Analysis، بهدف التحقق من مقاومة المبنى واستقراره **RPA 2024** زلزالية اعتماداً على طريقة التحليل الطيفي النمطي وفقاً لمتطلبات تحت تأثير الأحمال الزلزالية.

وفي المرحلة الأخيرة، تم تصميم وتسليح العناصر الإنشائية الرئيسية، بالإضافة إلى دراسة الأساسات، من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي متكامل ومتوافق مع متطلبات الكود المعتمد. وقد أكدت النتائج المتحصل عليها ملاءمة الحلول الإنشائية المعتمدة، كما أبرزت أهمية استخدام الأدوات العددية الحديثة في تحليل وتصميم المنشآت الهندسية.

الكلمات المفتاحية :

الخرسانة المسلحة، بناية R+9، التحليل الزلزالي، **RPA 2024**، التصميم الإنشائي، تفاصيل التسليح،

Robot Structural Analysis، الهندسة المدنية، طريقة التحليل الطيفي النمطي.

Liste des Figures

Figure I.1. Localisation de la zone d'étude	05
Figure I.2 : Plancher corps creux.	06
Figure I.3 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	09
Figure I.4. Evolution de la résistance à la traction en fonction de celle à la compression f_{cj} .	09
Figure I.5. Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.	10
Figure I.6. Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.	11
Figure I.7. Diagramme Contrainte –déformation de l'acier.	14
Figure II.1. Coupe Transversale de plancher terrasse inaccessible (corps creux)	19
Figure II.3: Coupe transversale de plancher étage courant (corps creux)	19
Figure II.4 : Coupe transversale du balcon.	20
Figure II.5 : Mur extérieur en double parois.	21
Figure II.6 : Dalle à corps creux	22
Figure II.7 : Loi de la dégression des surcharges.	26
Figure II.8 : les types de Poteau à calculer.	27
Figure II.9 : Surface afférente d'un poteau central (D4).	27
Figure III.1. Différents types de poutrelles	35
FigureIII.2. Section transversale de ferraillage de la poutrelle	37
FigureIII.3. Section de ferraillage	37
FigureIII.4. Schéma de ferraillage de la dalle de compression	40
FigureIII.5. Ferraillage de la poutrelle	40
FigureIII.6. Etape 1	41
FigureIII.7. Etape 2	41
FigureIII.8. Etape 3	42
FigureIII.9. Etape 4	42
FigureIII.10. Etape 5	43
Figur III.11. Etape 6	43
Figure IV. 1. la dalle d'ascenseur	46
Figure IV.2 : Types de balcons	50
Figure IV. 3. : Schéma Statique d'un escalier	57
FigureIV.4. : Les Eléments d'Escalier	55
Figure IV.4. Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC étage courant en ELU	58
FigureIV.5. Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC étage courant en ELS	59
Figure IV.6.: Coupe transversale de l'acrotère	62
Figure IV.7.: Schéma statique de l'acrotère	63
Figure IV.8. : Schéma de Ferraillage de L'acrotère.	65

Figure. V. 1. Spectre de réponse.	70
Figure. V.2. Les trois modes propres.	73
Figure. VI.1. Croquis du ferrailage des poteaux.	88
Figure.VI.2. Croquis du ferrailage des poutres principales (30x35) et des poutres secondaires (30x30)	95
Figure.VI.3. Les dimensions des voiles	96
Figure. VI.4. Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations	96
Figure VI.5. Les 3 types des voiles.	97
Figure. VI.6. Plan de repérage des voiles.	98
Figure. VI.7. Croquis de ferrailage des voiles.	101
Figure.V.II.1. Cartographie des contraintes au niveau du radier.	105
Figure. VII.2. Les moments obtenus au niveau du radier dans le sens xx et yy	109

Liste des Tableaux

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse.	18
Tableau II.2 : Descente de charge plancher étage courant (corps creux).	19
Tableau II.3 : Descente de charge du balcon.	20
Tableau II.4 : Descente de charges d'un mur en double parois.	20
Tableau II.5 : Surcharges d'exploitations pour chaque plancher.	21
Tableau II.6 : Sections des poutres principales et secondaires.	24
Tableau II.7: Coefficients de dégression des Surcharges	27
Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poteaux centraux.	29
Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des poteaux de rives.	30
Tableau II.10: La vérification au flambement.	32
Tableau III. 1. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle	36
Tableau III.2. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage	36
Tableau III.2. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles	37
Tableau VI-1) :Ferrailage de la Dalle Pleine	49
Tableau VI-2 : Ferrailage des Eléments en Saillies du Plancher Etage Courant	52
Tableau VI-3 : Ferrailage des Eléments en Saillies du Plancher Terrasse	54
Tableau IV.4.: Les efforts agissent sur le Volée (1et 2 et 3) à L'ELS	57
Tableau IV.5.: Charges d'acrotère	62
Tableau IV.6.: Sollicitations de calcul de l'acrotère	63
Tableau. V.1. le critère de qualité q	71
Tableau. V.2. Les modes propres	72
Tableau. V.3. Le poids total de la structure.	74
Tableau.V.4. Excentricité de la structure.	76
Tableau. V.5 vérification aux reversement sens x	77
Tableau. V.6. vérification aux reversement sens x	78
Tableau. V. 7 vérification de l'effet P-delta sens x	79
Tableau. V.8. Vérification de l'effet P-delta sens y	79
Tableau. VI.1. Situation durable ou accidentelle	81
Tableau VI.2. Plan de repérage des poteaux.	83
Tableau. VI.3. La section des poteaux en cm ²	87
Tableau. VI.4. Les armatures longitudinales et transversales des poteaux.	88
Tableau. VI.5. Effort interne dans les différents niveaux selon ELU, ACC, ELS	89
Tableau VI.6. Ferrailage des poutres.	94
Tableau.VI.7. Ferrailage de voile.	101
Tableau VII.1. Les différentes sollicitations sur le radier.	109
Tableau. VII. 2. Le ferrailage de radier.	112

Sommaire

Remerciements	
Dédicace	
Résumé	
Liste des Figures	
Liste des Tableaux	
Introduction Générale	1
CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	3
I.1. Introduction	4
I.2. Présentation de l'ouvrage :	4
I.3. Les caractéristiques géométriques du bâtiment	5
I.4. Description technique du bâtiment :	6
I.4.1. Ossature de l'ouvrage:	6
I.4.2. Structure secondaire :	6
I.4.3. Maçonneries :	7
I.4.4. Revêtement :	7
I.4.5. Isolation :	7
I.4.6. L'infrastructure (fondation) :	7
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux:	7
I.5.1. Béton :	8
I.5.1.1. Résistance mécanique du béton :	8
I.5.2. Acier :	13
I.6. Combinaison de calcul :	16
CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGE ET PREDIMENSIONNEMENT	17
II.1. Introduction :	18
II.2. Descente de charges :	18
II.2.1. Charges permanentes :	18
II.2.2. Surcharges d'exploitation :	21
II.3. Prédimensionnement :	21
II.3.1. Prédimensionnement des planchers :	21
II. 3. 2. Prédimensionnement des poutres :	23
II.3.3. Pré dimensionnement des poteaux :	24
Conclusion :	32
CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS	33
1. Plancher à corps creux	34
1.1 Types de poutrelles	34
1.2 Choix de la méthode de calcul	34
1.3 Application de la méthode forfaitaire	35
1.5 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle	36
1.6 Ferrailage de la dalle de compression	38

2. Plancher à dalle pleine	40
2.1 Méthode de calcul	40
Chapitre IV : Calcul des Eléments Secondaires.....	43
IV-1) Étude de la dalle d'ascenseur :.....	44
VI-2 : Schéma d la Dalle	44
IV-3) Etude des parties en saillies :.....	48
IV-4): Etude des escaliers	53
VI-5) Étude de l'acrotère.....	59
2.1 Évaluation des sollicitations de calcul	60
2.2 Ferrailage de l'acrotère	61
4. Conclusion	63
CHAPITRE V : ETUDE SEISMIQUE	64
V.1.1 Introduction :.....	65
V.1.2 Méthode de calculs :.....	65
V.2.1 La méthode équivalente :.....	65
V.2.2 La méthode dynamique modale :.....	65
V.2.3 La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme :	65
V.3. Choix de méthode :.....	66
V.4. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :	66
V.5 Classification du site :	67
V.6 Coefficient d'accélération de la zone :	67
V.7 Coefficient de correction d'amortissement :	68
V.8 Coefficient de comportement global de la structure :	68
V.9 Facteur de qualité :	68
V.10 Nombre de modes pris en compte :	68
V.11 Poids total de la structure (W) :	70
V.12 Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :	71
V.13 Estimation de la période fondamentale de la structure T :	72
V.16. Caractéristiques géométrique et massiques de la structure.....	73
V.17Vérification de renversement	74
V.18 Justification vis-à-vis l'effet P-Δ:	75
Chapitre VI :	
<i>Ferrailage des éléments de contreventement</i>	77
VII.1) Introduction :	100
VII.2) ETUDE DES FONDATIONS :	100
VII.2.1.Choix du type de fondations :.....	100
VII.2.2.Vérification du radier :	101
VII.2.3.Vérification des contraintes.....	101
VII.3.Ferrailage du radier :	102
Conclusion	110
CONCLUSION GENERALE	111

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

Le secteur du bâtiment et des travaux publics occupe une place essentielle dans le développement économique et social de tout pays. L'urbanisation croissante et les besoins sans cesse grandissants en infrastructures imposent la réalisation d'ouvrages répondant à des exigences élevées en matière de sécurité, de durabilité et de fonctionnalité. Dans ce contexte, la conception des structures en béton armé constitue une étape fondamentale qui nécessite une étude rigoureuse afin de garantir la stabilité et la résistance des ouvrages face aux différentes sollicitations auxquelles ils sont soumis.

L'Algérie est située dans une région à activité sismique significative, ce qui rend indispensable la prise en compte des actions sismiques dès les premières phases de conception des bâtiments. Les séismes ayant marqué l'histoire du pays ont démontré l'importance du respect des règlements parasismiques et de l'application de méthodes de calcul appropriées afin de réduire les risques humains et matériels. Ainsi, la conception d'un bâtiment ne se limite pas uniquement à satisfaire les charges gravitaires, mais doit également assurer un comportement adéquat sous l'effet des sollicitations dynamiques engendrées par les tremblements de terre.

Dans cette perspective, le présent projet de fin d'études porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment à usage d'habitation de type R+10 réalisé en béton armé et implanté dans la ville de Mostaganem. L'objectif principal est de vérifier la stabilité, la résistance et les performances de la structure conformément aux normes de calcul et aux dispositions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024.

Pour mener à bien cette étude, plusieurs étapes ont été suivies. Après une présentation générale du projet et de ses caractéristiques architecturales et structurales, un prédimensionnement des différents éléments porteurs a été effectué. Une modélisation numérique de la structure a ensuite été réalisée à l'aide de logiciels spécialisés tels que Robot Structural Analysis, RDM6 et Robot Expert, permettant l'analyse des efforts internes et du comportement global du bâtiment. Une attention particulière a été accordée à l'étude parasismique selon la méthode modale spectrale, afin de garantir la conformité de l'ouvrage aux exigences réglementaires en vigueur. Enfin, les éléments structuraux ont été vérifiés et dimensionnés, puis les plans de ferrailage nécessaires à leur exécution ont été établis.

Ce mémoire est organisé en plusieurs chapitres qui présentent successivement les différentes phases de l'étude, depuis la conception initiale jusqu'au dimensionnement final des éléments

INTRODUCTION GENERALE

structuraux et des fondations. L'ensemble de ce travail vise à mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur tout en se rapprochant des pratiques professionnelles du domaine du génie civil.

CHAPITRE I :
PRÉSENTATION DU PROJET
ET CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX

I.1. Introduction

Le présent travail, que j'ai l'honneur de présenter et de soutenir, a pour principal objectif de mettre en pratique les connaissances acquises au cours de ma formation en génie civil durant les premier et deuxième cycles universitaires (Licence et Master). Il consiste en l'étude et le dimensionnement de l'ossature d'un bâtiment en béton armé, conformément aux règlements et normes en vigueur, afin d'approfondir les aspects théoriques et pratiques de la conception des structures.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet consiste en l'étude d'une tour de rez-de-chaussée plus dix étages (R+10) à usage principal d'habitation, comportant des locaux commerciaux au rez-de-chaussée. Ce bâtiment est implanté dans la ville de Mostaganem. Cette région est classée en zone de sismicité moyenne à élevée (Zone IV) selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024).

L'ouvrage est composé d'un rez-de-chaussée destiné aux activités commerciales, tandis que les étages courants sont réservés à l'habitation et comprennent des appartements de type F3 et F4 répartis par palier. La terrasse est conçue comme une terrasse inaccessible, réservée uniquement aux opérations d'entretien et de maintenance. Afin d'assurer le confort et l'accessibilité des occupants, le bâtiment est équipé d'un ascenseur desservant l'ensemble des niveaux.

L'étude porte sur l'analyse et le dimensionnement des différents éléments structuraux de l'ouvrage conformément aux règlements algériens en vigueur, notamment en matière de béton armé et de conception parasismique.



Figure I.1. Localisation de la zone d'étude

I.3. Les caractéristiques géométriques du bâtiment

Le bâtiment étudié est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan de dimensions suivantes :

❖ Dimensions en plan :

Ce bâtiment a une :

- Longueur totale de la structure : $L_y = 15 \text{ m (RDC)}$
- Largeur totale de la structure : $L_x = 26,07 \text{ m}$.

❖ Dimension en élévation :

Ce bâtiment a une :

- Hauteur du RDC..... 3.06m.
- Hauteur de l'étage courant..... 3,06m.
- Hauteur total du bâtiment.....33.66m.
- Hauteur de l'acrotère.....0,6m.

I.4. Description technique du bâtiment :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigées par le **RPA / version 2024**, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2. Structure secondaire :

❖ Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

a)-Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé type (16+ 4) cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ; Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

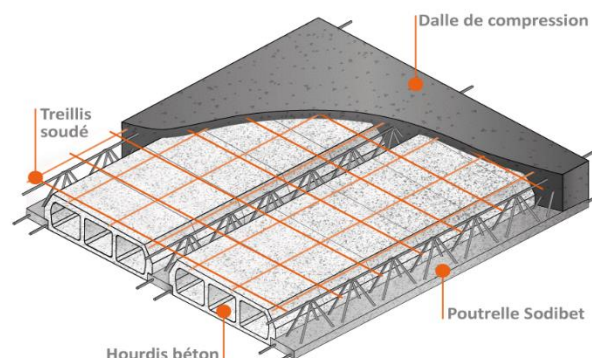


Figure I.2 : Plancher corps creux.

b)-Plancher dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines.

❖ Escalier :

Dans notre structure, on a un seul type d'escalier :

- Escalier à paillasse (au centre de la structure)

❖ L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 70cm et de 10cm d'épaisseur.

❖ **Balcon:** Les Balcons sont réalisés en béton armé.

❖ Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4.3. Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creuses (**10cm** parois intérieurs et **15 cm** parois extérieurs d'épaisseur) séparées par une lame d'air de **5cm** d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de **10 cm** d'épaisseur.

I.4.4. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.5. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par les vides des corps creux ainsi que par la masse du plancher, ce qui contribue à l'atténuation de la transmission des bruits. Au niveau des murs extérieurs, l'isolation est assurée par la lame d'air comprise entre les deux parois qui les composent, ainsi que par la réduction des ponts thermiques lors de la mise en œuvre.

L'isolation thermique du plancher-terrasse est assurée par la mise en place de couches de liège servant d'isolant thermique.

I.4.6. L'infrastructure (fondation) :

Les essais mécaniques du laboratoire de l'habitat et de la construction (LNHC) ont permis de déterminer une contrainte admissible du sol de **3 bars**.

- L'ancrage est de **3,90 m**.
- Cette tour transmet des charges assez importantes, donc on adoptera comme fondations un radier général.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Il est essentiel de bien connaître les différents composants des matériaux constituant notre structure ainsi que leur comportement, cela nous permet de prévenir contre de potentiel risque de rupture, de fissuration ou de dégradation.

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé. C'est le matériau le plus utilisé pour ce type de construction en raison des possibilités de forme réalisables avec le béton mais surtout de l'existence de main d'œuvre et d'entreprises confirmée dans l'exécution de projet à base de ce matériau.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux documents techniques réglementaires (DTR.BC 2. 2), le règlement du béton armé aux états limite (BAEL 91), ainsi que le règlement parasismique Algérien (RPA 2024).

I.5.1. Béton :

Le béton est un mélange en proportion convenable de liant (ciment, chaux), d'agréats (gravier, sable) et d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier la propriété.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés

Dans notre construction, nous avons utilisés un béton armé à base de ciment CPA 325 dosé à 350 kg/m³.

La composition d'un mètre cube (**1 m³**) du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment portland artificiel (325 bars).
- 400 L de sable de $\varnothing \leq 5$ mm.
- 800 L de gravillons de $\varnothing \leq 25$ mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

La masse volumique du béton armé est de 25 KN/m³.

I.5.1.1. Résistance mécanique du béton :**❖ Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la Compression axiale d'un cylindre droit (éprouvettes normalisées) de **16cm** de diamètre et de **32 cm** de hauteur (**200 cm²** de section) avec contrôle régulier et strict du béton.

Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de **28 jours**, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considérée.

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \cdot f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

-Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{(1,4 + 0,95j)} \cdot f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

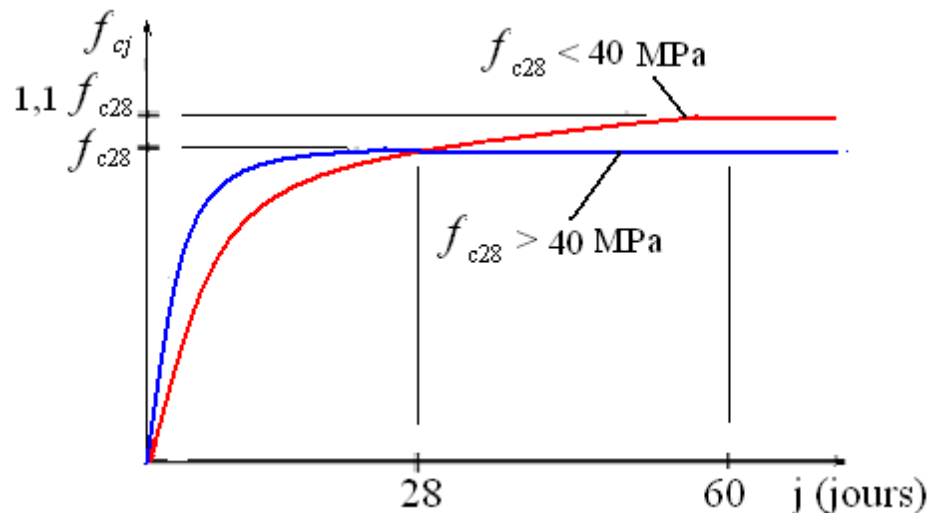


Figure I.3 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

- La résistance à la compression à 28 j : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton, à l'âge de j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

Pour notre cas La résistance à la traction : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

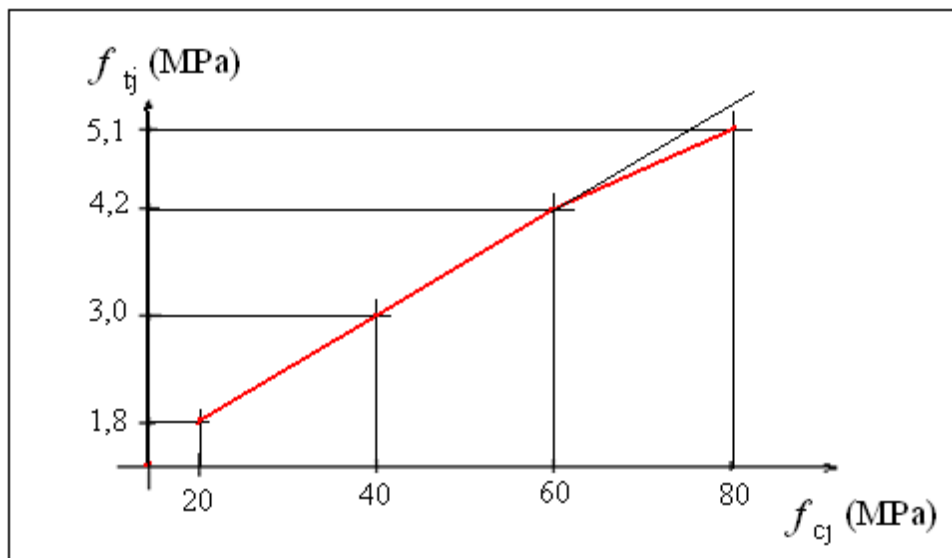


Figure I.4. Evolution de la résistance à la traction en fonction de celle à la compression f_{cj} .

❖ **Contraintes limites du béton:**– **Etat limite ultime (ELU):**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole -rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole rectangle (BAEL 91 révisée 99.p80) :

C'est un diagramme contrainte-déformation du béton qui peut être utilisé dans le cas d'ELU (en compression 2 ‰ et 3,5‰).

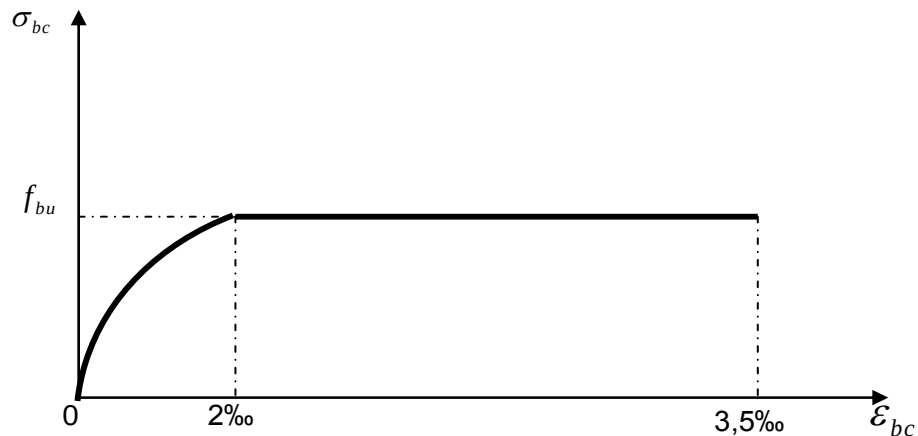


Figure I.5. Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

σ_{bc} : contrainte de compression du béton.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression:
$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b le coefficient de pondération du béton :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{Combinaison accidentelle.} \\ 1,5 & \text{Autres cas.} \end{cases}$$

θ : Coefficient prenant en compte la durée(t) d'application des charges

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{pour une durée } t > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{pour } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{pour une durée } t < 24 \text{ heures.} \end{cases}$$

Pour notre cas :
$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 14,2 \text{ MPa}$$

– **Etat limite de service (ELS) :**

La contrainte limite à l'ELS vis à vis la durabilité du béton comprimé est donnée par : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

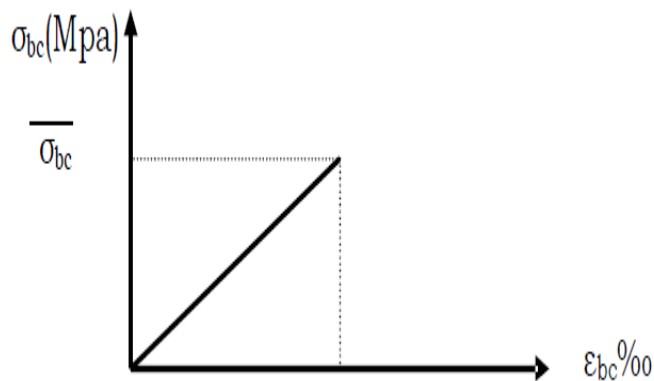


Figure I.6. Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

Pour Notre cas:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

❖ **Coefficient ultime de cisaillement du béton :**

• **Fissuration peu préjudiciable :**

$$\tau_u = \text{Min} (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \text{Min} (3,3 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \longrightarrow \tau_u = 3,3 \text{ MPa}$$

• **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

$$\tau_u = \text{Min} (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \text{Min} (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \longrightarrow \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime **T_u**.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Avec :

b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

❖ **Module de déformation longitudinale du béton :**

✓ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24h**. On admet qu'à l'âge de « **j** » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton **E_{ij}** est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} \quad (\text{MPa}) \quad \text{pour } j \leq 28$$

Pour notre cas : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$.

✓ **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application supérieure à **24h**. on admet qu'à l'âge de « **j** » jours le module de déformation longitudinal différée du béton **E_{vj}** est donné par la formule:

$$\blacksquare \text{ Module de déformation à long terme : } E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} = \frac{E_{ij}}{3}$$

Pour notre cas : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MP}$

❖ **Module de déformation transversale :**

$$\text{Sa formule est donnée par : } G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : module de Young.

ν: Coefficient de poisson.

❖ **Coefficient de poisson :**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec :

($\Delta d / d$) : déformation relative transversale.

($\Delta L / L$) : déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$$V = \begin{cases} \nu = 0 & \text{pour l'ELU (béton fissuré).} \\ \nu = 0,2 & \text{pour l'ELS (béton non fissuré).} \end{cases}$$

I.5.2. Acier :**❖ Définition :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, car il s'est avéré que le béton n'a pas une grande résistance à la traction. L'acier sera donc placé dans les zones tendues de la structure où on supposera inexistant le béton. Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Il est important de noter que parmi les hypothèses de calcul on supposera que le béton et l'acier une fois mis en place se comporteront comme un seul matériau c'est à dire qu'il n'y aura pas de glissement relatif de l'un par rapport à l'autre.

On distingue deux types d'aciers :

- ♦ Aciers doux pour **0.15** à **0.25**% de carbone.
- ♦ Aciers durs ou mi-durs pour **0.25** à **0.40**% de carbone.

❖ Les caractéristiques mécaniques :

Les propriétés mécaniques des aciers employés doivent être connues avec précision afin que les constructions en béton armé résistent sans risque de rupture ou détérioration.

- Les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés

type	Désignation	Limite d'élasticité Fe(MPa)	Utilisation
Barres HA	FeE500	500	Tous Travaux en BA
Ronds lisses	FeE 235	235	Epingles cadres, étriers
Treillis soudées	TSL	500	Les dalles de compression

On prévoit des aciers :

- Aciers longitudinaux constitués à partir des barres à haute adhérence FeE500 → la limite élastique $f_e=500$ MPa.
- Aciers transversaux constitués de rond lisses FeE235 → la limite élastique $f_e = 235$ MPa.
- Treillis soudées lisse, assemblées aux points de croisement par une soudure électrique, on choisit un treillis soudé de diamètre $\phi 5$ et de dimensions des mailles (15×15) cm².
- ❖ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=2.10^5$ MPa.

❖ **Contraintes limites de l'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armatures sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre la contrainte σ et la déformation relative ϵ .

• **Etat limite ultime (ELU):**

Pour le calcul, on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

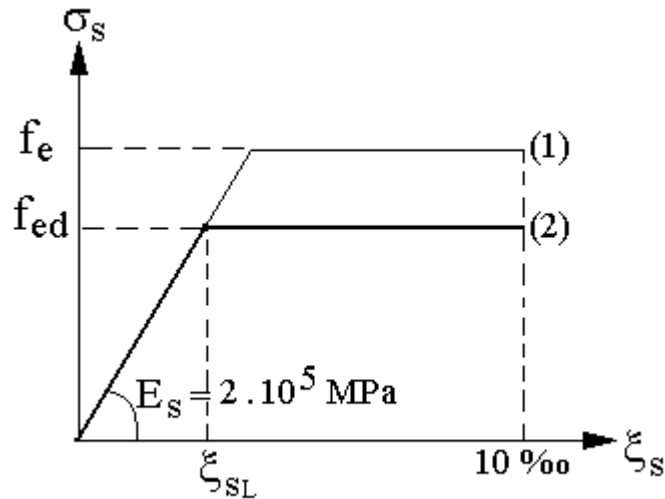


Figure I.7. Diagramme Contrainte -déformation de l'acier.

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

Avec :

F_{ed} : résistance de calcul des aciers à l'ELU.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour les aciers.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{Combinaisons accidentelles.} \\ 1,15 & \text{Autres cas (le cas de ce projet).} \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_e = 400$ MPa $\Rightarrow$ $F_{ed} = \frac{400}{1,15} = 348$ MPa

❖ L'allongement (ϵ_{sl}) :

$$\epsilon_s = \frac{F_{ed}}{E_s}$$

Avec :

ϵ_s : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul $\frac{f_e}{\gamma_s}$.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

E_s : module d'élasticité de l'acier : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa.

Alors on a :
$$\epsilon_s = \frac{348}{2 \times 10^5} = 1,74$$

Remarque : L'allongement et le raccourcissement de l'acier sont limités à **10‰**.

• **Etat limite de service (ELS) :**

On limite la contrainte dans l'acier uniquement à l'état limite d'ouverture de fissures :

▪ Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation

▪ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

• **Ronds lisses** : $\overline{\sigma_s} = (2/3) \times f_e$

• **Barres HA** : $\overline{\sigma_s} = \max \left\{ \frac{0.5 \times f_e}{110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}} \right\}$ (MPa)

▪ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

• **Ronds lisses** : $\overline{\sigma_s} = 0.8 \times (2 / 3) \times f_e$

• **Barres HA** : $\overline{\sigma_s} = \max \left\{ \frac{0,4 \times f_e}{88 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}} \right\}$ (MPa)

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite des aciers tendus à l'ELS.

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les ronds lisses.} \\ 1.3 & \text{Pour les armatures à haute adhérence}(\phi \leq 6\text{mm}). \\ 1.6 & \text{Pour les armatures à haute adhérence}(\phi \geq 6\text{mm}) \end{cases}$$

❖ Coefficient d'équivalence :

$n = E_s / E_b = 15$ (valeur conventionnelle).

I.6. Combinaison de calcul :

– ELU

$$S = 1,35xG + 1,5xQ$$

– ELS

$$S = G + Q$$

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGE ET PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction :

Pour assurer la stabilité et une bonne tenue de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.) soient bien dimensionnés afin de résister aux différentes sollicitations :

- **Sollicitations verticales** : dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- **Sollicitations horizontales** : dues aux effets du vent et du séisme.

Le prédimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règles B.A.E.L 91 et règlement algérienne parasismique (RPA-version 2024).

II.2. Descente de charges :

Nous avons basé sur le document technique réglementaire DTR-BC 2.2 (charge permanentes et charges d'exploitation) pour déterminer les charges et les surcharges.

❖ Introduction :

L'évaluation des charges et des surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différentes charges et surcharges existantes sont:

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

II.2.1.Charges permanentes :

a)-Planchers corps creux :

❖ Plancher terrasse inaccessible :

N°	Matériaux	γ (KN/m ³)	e (m)	G KN/m ²
1	Gravillon pour protection d'étanchéité	17	0.05	0.75
2	Etanchéité multicouche	2	0.05	0.10
3	Forme de pente	2.2	0.1	2.20
4	Isolation thermique	5	0.03	0.15
5	Plancher en corps creux (16+4)	14	0.20	2.80
6	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
Total	Charge permanente			6.20

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse.

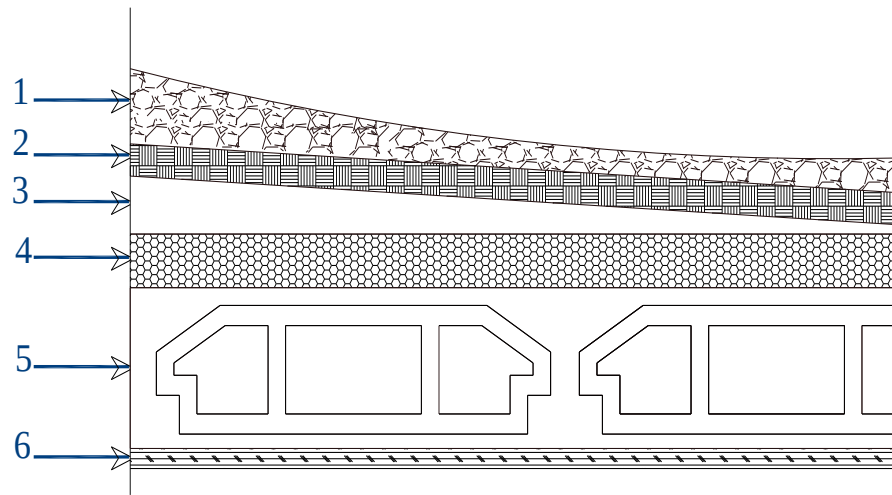


Figure II.1. Coupe Transversale de plancher terrasse inaccessible (corps creux)

❖ **Plancher étage courant (commercial -habitation) :**

Tableau II.2 : Descente de charge plancher étage courant (corps creux).

N°	Matériaux	γ (KN/m ³)	e (m)	G KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Couche de sable	18	0.02	0.36
4	Plancher en corps creux (16+4)	14	0.20	2.80
5	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
6	Cloisons intérieures	10	0.1	1
Total	Charge permanente			5.20

Tableau II.2 : Descente de charge plancher étage courant (corps creux).

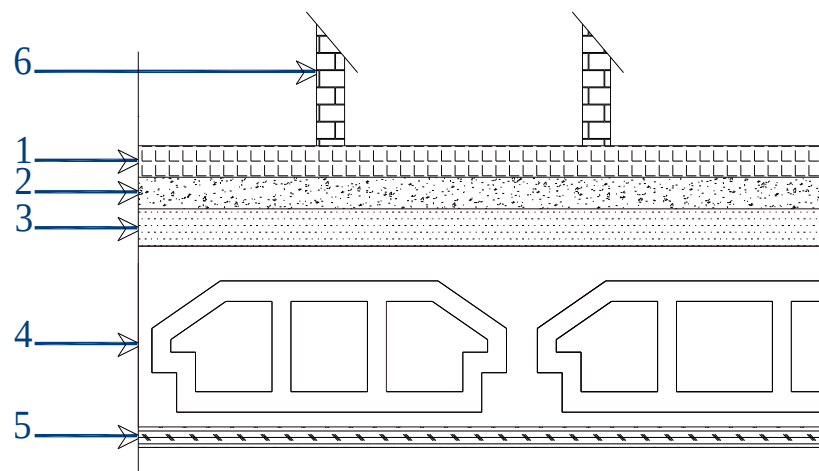


Figure II.2 : Coupe transversale de plancher étage courant (corps creux)

❖ Les balcons :

Tableau II.3 : Descente de charge du balcon.

N°	Matériaux	γ (KN/m ³)	e (m)	G KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Couche de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine en béton	25	0,15	3.75
5	Enduit en ciment	10	0.02	0.40
Total	Charge permanente			5.35

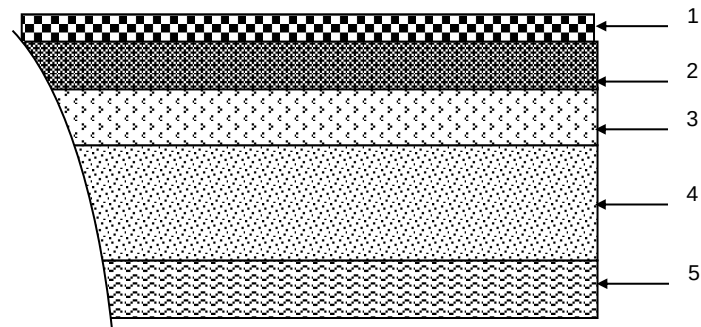


Figure II.4 : Coupe transversale du balcon.

c)-Murs extérieurs en double parois :

Tableau II.4 : Descente de charges d'un mur en double parois.

N°	Matériaux	γ (KN/m ³)	e (m)	G KN/m ²
1	Enduit extérieure en ciment	18	0,02	0.36
2	Briques creuses	9	0.15	1.35
3	Brique creuse	9	0.10	0.9
4	Enduit intérieur en plâtre	12	0,02	0.24
Total	Charge permanente			2.85

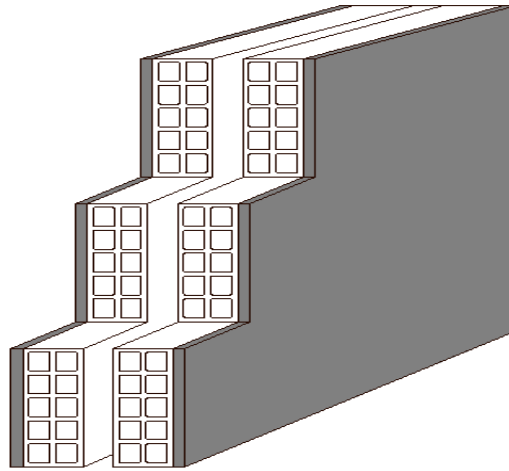


Figure II.5 : Mur extérieur en double parois.

II.2.2. Surcharges d'exploitation :

Tableau II.5 : Surcharges d'exploitations pour chaque plancher.

Niveau	Réservation	Q (KN/m ²)
sous-sol	Stockage	5
RDC	Commerce	4
1 ^{er} -10 ^{ème} étage	Chambres	1,5
	Balcons	3,5
RDC - 9 ^{ème} étage	Escaliers	2.5
Terrasse inaccessible	-	1

II.3.Prédimensionnement :

Le Prédimensionnement de chaque élément de la structure est conforme de règlement **BAEL 91(modifier)** et aux règlements parasismique en vigueur en Algérie (**RPA-version 2024**).

II.3.1. Prédimensionnement des planchers :

A) Planchers à corps creux : Un plancher en corps creux, ce type de plancher est très communément employé dans les bâtiments d'habitations, il se compose de poutres sur lesquelles se posent des poutrelles, ces dernières supportent des corps creux, sur l'ensemble on coule une dalle de compression.

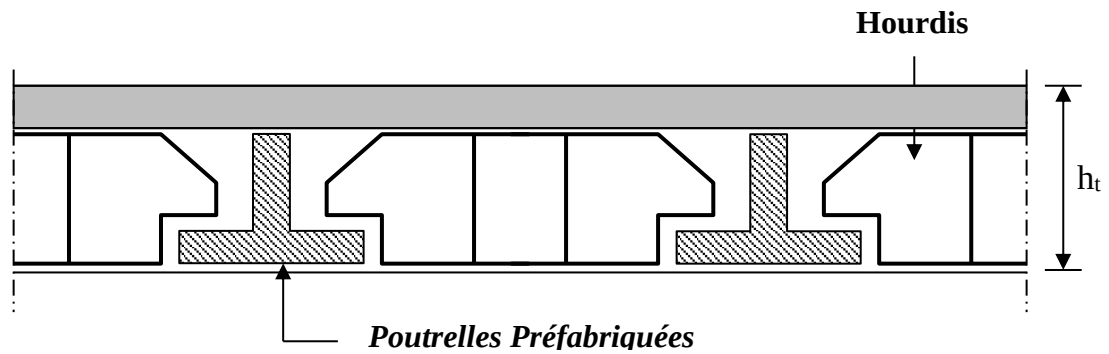


Figure II.6 : Dalle à corps creux

a) Pour corps creux :

Pour une bonne isolation et thermique entre étages courant on adopte un plancher corps creux :

En se basant sur le Critère de rigidité :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5}$$

avec : $l_{max} = 3.70m$

$$h_t \geq \frac{3.7}{22,5}$$

$$h_t = 0,16m$$

On prends : $h_t = 20cm$

Donc on adopte un plancher a corps creux de type (16+4)

16cm : l'épaisseur du corps creux.

4cm : dalle de compression

b) Pour la dalle pleine:

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après:

- Résistance au feu :
- $e = 7cm$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5cm$ pour quatre heures de coupe-feu. (CBA93)

- Isolation phonique :

Selon les règles techniques du CBA 93, l'épaisseur du plancher $e=13$ cm.

• **Critères de résistance :**

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \text{ pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \text{ pour une dalle sur trois appuis avec } \rho \geq 0,4$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \text{ pour une dalle sur un ou deux appuis } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

c) Dalle reposant sur deux appuis :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité

$$L_x = 120 \text{ cm}, \quad L_y = 330 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{120}{20} = 6 \text{ cm}$$

$e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu. Donc, $e = 15$ cm.

II. 3. 2. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers. Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA (2024)**.

a) Poutres principales :

D'après les règles de B.A.E.L 91 on a :

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

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

h : hauteur de la poutre.

$$\checkmark \quad L_{\max} = 410 \text{ cm, Donc : } \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \quad \rightarrow \quad 27.33 \leq h \leq 41$$

$$\rightarrow h = 35 \text{ cm.} \quad b = 30 \text{ cm.}$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2024

$$\text{En zone IV : } \left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1,66 \leq 4 \end{array} \right.$$

Donc : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

b) poutres secondaires :

En se référant à R.P.A (version 2024) :

$$\checkmark \quad L_{\max} = 370 \text{ cm}, \text{ Donc : } \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \quad \rightarrow \quad 24.66 \leq h \leq 35$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$.

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21, \text{ Donc : } b = 25 \text{ cm}$$

En zone IV :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

Donc : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

✓ Résumé :

Tableau II.6: Sections des poutres principales et secondaires.

Elément	Section
Poutres	(30×35)
Chaînages	(30×30)

II.3.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Le Pré dimensionnement se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité. Le poteau est pré dimensionné à l'état limite ultime en compression simple.

Les poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

❖ Critère de résistance :

Selon B.A.E.L 91 :

$$k \times B \times N_u \leq \frac{\theta \times B_r \times f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times f_{ed} \times A \Rightarrow B_r \geq \frac{k \times N_u \times B}{\theta \times \frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A}{B} \times f_{ed}}$$

Tel que :

- B_r : Section réduite du béton obtenue en retirant 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau pour tenir compte les défauts d'exécution notamment pour les poteaux de faible section transversale.

$$\text{D'où : } Br = (a-2)(b-2) \text{ on a : } a = b \implies a = \sqrt{Br} + 2.$$

- $\theta = 1$ on suppose que la durée d'action de la combinaison est > 24 heures.
- $k = 1$ on suppose que moins de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 1.50. \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

β : Coefficient de flambement des poteaux

λ : Élancement géométrique

On cherche d'atteindre $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures principales participent à la résistance (les armatures augmentent le plus efficacement la rigidité dans le plan du flambement).

$$\text{D'où } \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 \Rightarrow \beta = 1.2$$

On peut prendre

$$\frac{A}{B_r} = \frac{1}{100} = 1\%$$

Avec :

A : section d'acier (armatures longitudinales).

B : section du béton.

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } Br \geq \frac{1 \times 1.2}{1. \frac{14.2}{0.9} + 0.85 \times 0.01 \times 348} N_u$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0.064 \cdot N_u$$

À partir de B_r , seront fixées les sections des poteaux telle que :

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

Avec :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- N_u : Effort normal ultime.

• **Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**

Pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement comportant plus de cinq étages, les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale. Lorsque les locaux commerciaux ou industriels occupent certains niveaux, ces étages ne sont pas comptés dans le nombre d'étage intervenant dans cette loi.

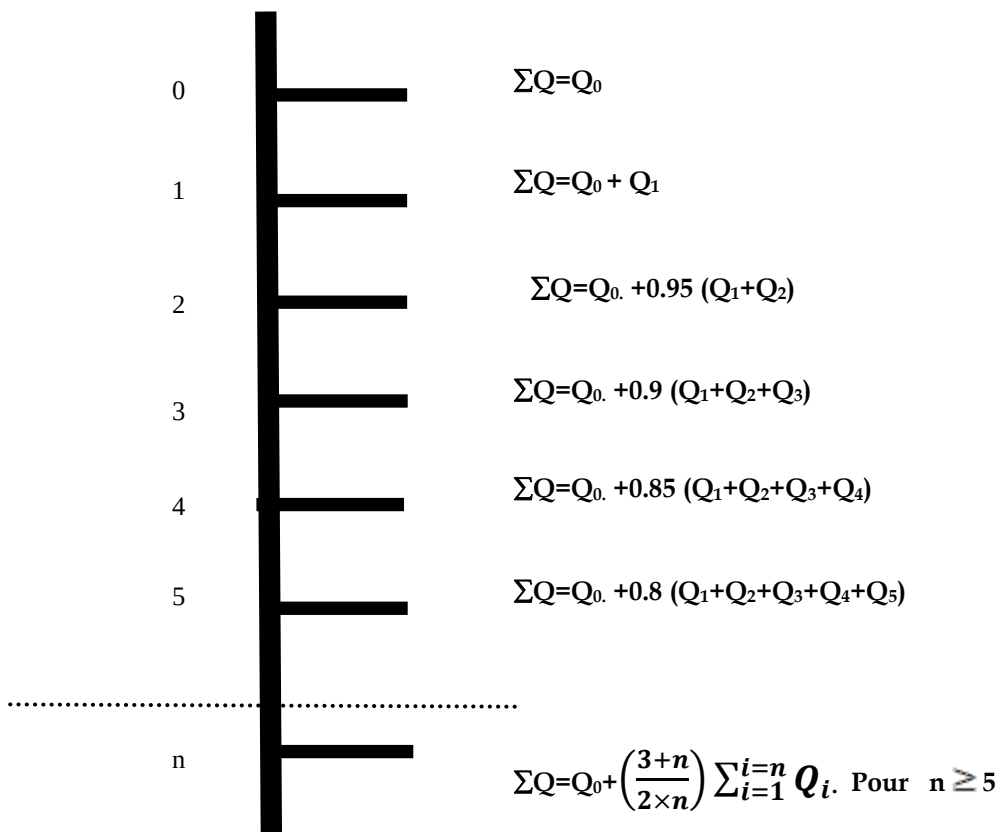


Figure II.7 : Loi de la dégression des surcharges.

Tableau II.7: Coefficients de dégression des Surcharges

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667	0.65	0.636

➤ On a 3 types de Poteau à calculer :

Pour le Pré dimensionnement des poteaux on va prendre des poteaux de même section pour chaque niveau.

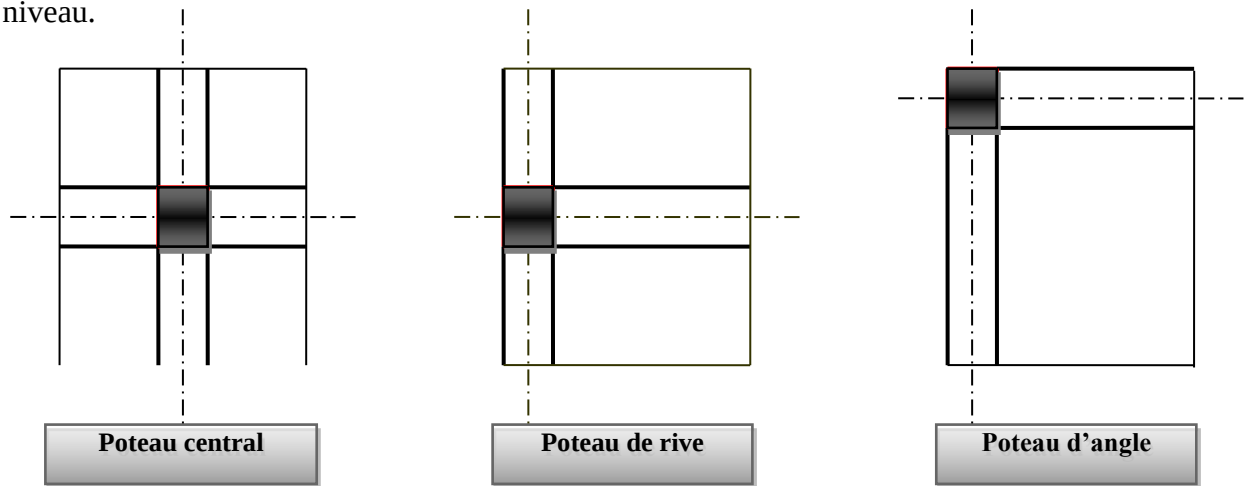


Figure II.8 : les types de Poteau à calculer.

❖ Exemple de calcul (Poteau central) :

➤ Surface d'influence revenant au poteau :

- S_Q = surface afférente (entre axes)

$$S_Q = (1,65 + 1,95) \times (1,65 + 1,85) = 12,6 \text{ m}^2$$

- S_G = surface afférente (entre nus)

$$S_G = (1,65 + 1,95 - 0,3) \times (1,65 + 1,65 - 0,3) = 10,65 \text{ m}^2$$

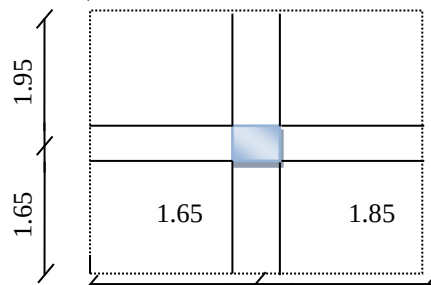


Figure II.9 : Surface afférente d'un poteau central (D4).

Remarque :

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, au fur et à mesure que leurs sections définitives seraient fixées. Dans un premier temps on prend une section minimale de **30 x 30 cm²** satisfaisant les exigences du **(RPA version 2024)** en **Zone VI**, pour calculer la descente de charges pour les trois types de poteaux.

✓ **Poteau 10^{ème} étage (terrasse inaccessible) :**

$$G_T = 6.20 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_T = 1.00 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Charges permanentes (G_0) :**

- | | |
|-----------------------------------|--|
| ▪ Poids du plancher terrasse | $10,65 \times 6.20 = 66.03 \text{ KN.}$ |
| ▪ Poids des poutres principales: | $0.3 \times 0.35 \times 25 \times 3,60 = 9,45 \text{ KN.}$ |
| ▪ Poids des poutres Secondaires : | $0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3,075 = 6,92 \text{ KN.}$ |
| ▪ Poids des poteaux : | $0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$ |

$$G_0 = 89,28 \text{ KN.}$$

➤ **Charges d'exploitation (Q_0) :**

$$Q_0 = S_Q \times 1$$

$$Q_0 = 12,6 \times 1 = 12,6 \text{ KN.}$$

$$Q_0 = 12,6 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1,35G_0 + 1,5Q_0$$

$$N_{u10} = 1,35 \times (89.28) + 1,5 \times (12,6) = 139,42 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0,064 N_{u10}$$

$$B_r \geq 0,064 \times 139.42 \times 10 \text{ donc } B_r \geq 83.65 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 11,54 \text{ cm}$$

On adopte : **(30×30) cm²**.

✓ **Poteau 9^{ème} étage (étage courant):**

$$G_E = 5.20 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_E = 1.50 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Charges permanentes (G_1) :**

- | | |
|-------------------------------------|--|
| ▪ Poids du plancher étage courant : | $10,65 \times 5.20 = 55.38 \text{ KN.}$ |
| ▪ Poids des poutres principales: | $0.3 \times 0.35 \times 25 \times 3,60 = 9,45 \text{ KN.}$ |
| ▪ Poids des poutres Secondaires : | $0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3,075 = 6,92 \text{ KN.}$ |
| ▪ Poids des poteaux : | $0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$ |

$$G_1 = 78,63 \text{ KN.}$$

➤ Charges d'exploitation (Q1)

$$Q_1 = S_Q \times Q_E$$

$$Q_1 = 12,6 \times 1,5 = 18,9 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1,35(G_0 + G_1) + 1,5(Q_0 + Q_1)$$

$$N_{u9} = 1,35 \times (89,28 + 78,63) + 1,5 \times (12,83 + 18,9) = 274,27 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0,064 N_{u10}$$

$$B_r \geq 0,064 \times 274,27 \times 10 \text{ donc } B_r \geq 83,65 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 14,77 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

Pour les autres niveaux, on suit les mêmes démarches qui ci –dessus (tableau. II.8)

Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poteaux centraux.

Niveau	Q cumulé	G cumulé	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	Section adoptée (cm ²)
10 ^{ème} terrasse	12,6	89,29	139,442	1394,41	89,24	11,44	35x35
9 ^{ème} étage	18,9	167,92	255,042	2550,42	163,22	14,77	35x35
8 ^{ème} étage	48,51	246,55	405,608	4056,0	259,58	18,11	35x35
7 ^{ème} étage	63,63	325,18	534,438	5344,3	342,04	20,49	35x35
6 ^{ème} étage	83,16	403,81	669,884	6698,83	428,72	22,70	35x35
5 ^{ème} étage	108,99	482,44	814,779	8147,7	521,45	24,83	35x35
4 ^{ème} étage	148,68	561,07	980,465	9804,6	627,49	27,04	35x35
3 ^{ème} étage	177,62	639,7	1130,03	11300,2	723,21	28,89	40x40
2 ^{ème} étage	212,86	718,33	1289,04	12890,4	824,98	30,72	40x40
1 ^{ème} étage	262,13	796,96	1469,1	14691,0	940,22	32,66	45x45
RDC	300,47	875,59	1632,75	16327,5	1044,96	34,32	50x50

Pour les autres niveaux, on suit les mêmes démarches qui ci –dessus et les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des poteaux de rives.

Niveau	Q cumulé	G cumulé	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	Section adoptée (cm ²)
10 ^{ème} terrasse	3,705	46,191	67,9154	679,154	43,4658	8,59286	35x35
9 ^{ème} étage	18,9	88,691	148,083	1480,83	94,773	11,7351	35x35
8 ^{ème} étage	39,615	167,321	285,306	2853,06	182,596	15,5128	35x35
7 ^{ème} étage	54,735	209,821	365,361	3653,61	233,831	17,2915	35x35
6 ^{ème} étage	83,16	252,321	465,373	4653,73	297,839	19,258	35x35
5 ^{ème} étage	100,095	330,951	596,926	5969,26	382,033	21,5457	40x40
4 ^{ème} étage	69,855	373,451	608,941	6089,41	389,722	21,7414	40x40
3 ^{ème} étage	98,28	415,951	708,954	7089,54	453,73	23,3009	45x45
2 ^{ème} étage	115,215	458,451	791,731	7917,31	506,708	24,5102	45x45
1 ^{ème} étage	84,975	537,081	852,522	8525,22	545,614	25,3584	50x50
RDC	113,4	579,581	952,534	9525,34	609,622	26,6905	50x50

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm en Zone II (SBA).} \\ \bullet \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \bullet \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

On va prendre le cas du poteau **(30 x 30) cm²** c'est la section minimale dans notre cas

$$\bullet \min(30 \times 30) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\bullet \frac{h_e}{20} = \left\{ \frac{3.06 - 0.40}{20} = 13.30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV} \right.$$

Les poteaux ont une section carrée (b_1, h_1) d'où on aura :

$$\bullet \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \implies \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc ces conditions sont vérifiées pour les autres niveaux vus que la section du poteau **(30x30) cm²** est la plus défavorable.

➤ **Vérification au flambement :**

Il faut vérifier que : $\lambda < 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_f = 0.7l_0 \\ i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} \end{cases}$$

λ : L'élanement du poteau

l_f : Longueur du flambement.

l_0 : Hauteur d'étage (hauteur libre).

$i_{\min}$: Rayon de giration.

$I_{\min}$: Moment d'inertie de la section transversal dans le plan de flambement.

A : Section de poteaux.

Tableau II.10: La vérification au flambement.

Section du poteau (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	I_{min} (m ⁴)	S (m ²)	i_{min} (m)	λ	$\lambda < 50$
(35 × 35)	3,06	2,142	$6,75 \times 10^{-4}$	0,09	0,0866	24,73	CV
(40 × 40)	3,06	2,142	$12,25 \times 10^{-4}$	0,1225	0,1010	21,20	CV
(45 × 45)	3,06	2,142	$21,33 \times 10^{-4}$	0,16	0,1155	18,55	CV
(50 × 50)	3,06	2,142	$34,17 \times 10^{-4}$	0,2025	0,1299	16,49	CV

II.3.4 Pré dimensionnement des voiles :

a) Les voiles de contreventement :

Vérification selon le RPA :

Elément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA2024 suivantes :

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

$$\text{bw} \geq \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15\text{cm} \right) = \max \left(\frac{306-35}{20} ; 15\text{cm} \right) = \max (16\text{cm} ; 15\text{cm})$$

$$L_w \geq \max \left(\frac{3,23}{3} ; 4 \times 0,20 ; 1\text{m} \right) = 1,07 \text{ m} \quad \text{donc bw} = 20\text{cm}$$

Conclusion :

Le Prédimensionnement des éléments structuraux nous permet d'avoir une idée générale sur les dimensions provisoires qui seront affectées aux éléments structuraux du modèle tridimensionnel au vue d'étudier la réponse de notre structure afin d'arrêter un dimensionnement final pour ces éléments.

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS

1. Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont des surfaces horizontales qui séparent les étages d'un bâtiment. Ils assurent deux fonctions principales : une fonction structurelle, en supportant leur propre poids ainsi que les charges d'exploitation et en les transmettant aux éléments porteurs verticaux, et une fonction de confort, en garantissant une bonne isolation thermique et acoustique, tout en assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.

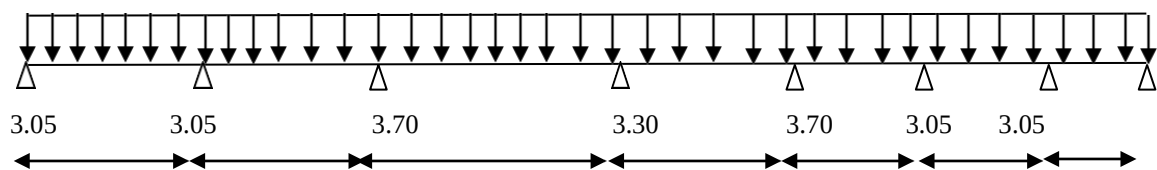
Dans ce projet, on distingue six types de poutrelles (solives) utilisées pour la réalisation des planchers.

1.1 Types de poutrelles

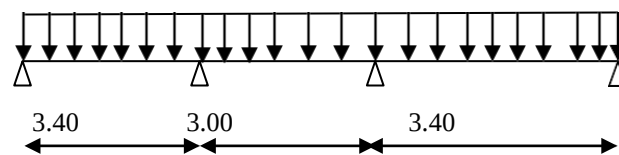
Dans ce projet, il existe 6 types de solives .

Etage courant

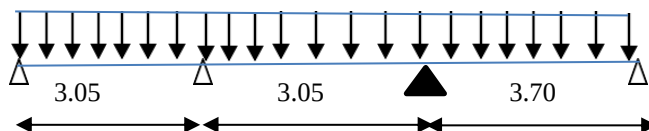
Type 1



Type 2



Type 3



Type 4

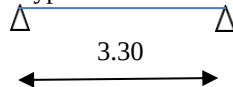


Figure III.1. Différents types de poutrelles

1.2 Choix de la méthode de calcul

Pour la détermination des différentes sollicitations des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

Méthode forfaitaire, si les conditions (a, b, c, et d) cités ci-après sont vérifiées.

a) $q \leq 2 \text{ G}$; $Q \leq 5 \text{ kN}$, charges localisées $\leq (2 \text{ kN}, 0,25.Q)$

b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées

c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

d) La fissuration est considérée comme peu nuisible

- **Méthode de Caquot**, si l'une des conditions (1, 2, 3, et 4) n'est pas vérifiée.
- **Méthode de Caquot minoré**, si la condition « a » est vérifiée et une ou plus des autres conditions n'est pas vérifiée.

1.3 Application de la méthode forfaitaire

Dans notre projet, les 4 conditions (1, 2, 3 et 4) sont vérifiées et par conséquent la méthode forfaitaire est applicable et les résultats pour les 6 types de poutrelles pour le plancher étage courant, étage de bureau et celui de la terrasse sont résumés dans le Tableau 13.

Tableau III. 1. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle

Types de poutrelle Etage		Moments en appuis [kN.m]		Moments en travées [kN.m]		Efforts tranchants [kN]	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	Etage courant	-6.34	-4.59	9.23	6.67	19.72	14.26
2	Etage courant	-6.70	-4.84	8.48	6.13	18.12	13.11
3	Terrasse	0	0	10.48	7.65	21	15.32
4	Terrasse	-3.11	-2.3	13.44	9.80	16.29	11.8

1.1 Ferrailage de la poutrelle

Les moments les plus défavorable utilisés pour le ferrailage des solives sont regroupées dans le Tableau 14. La section de ferrailage de la solive est celle schématisée sur la Figure15

Tableau III.2. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage

	Moments en appuis [kN.m]	Moment en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-6.70	13.44	21.00
ELS	-4.84	9.8	15.32

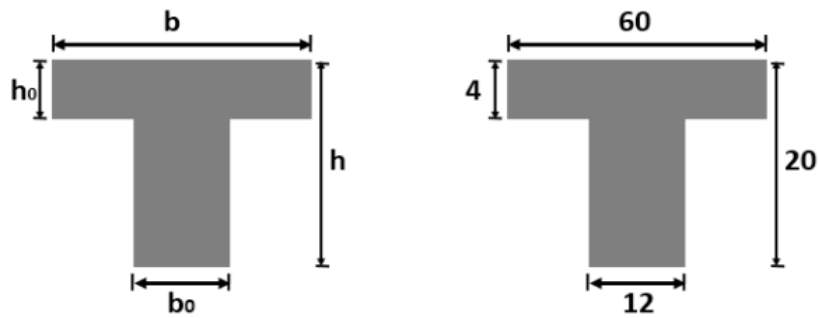


Figure III.2. Section transversale de ferrailage de la poutrelle

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le Tableau 15 suivant :

Tableau III.2. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles

Armatures	Longitudinale	Transversale
En appui	2 HA 12	2 Ø 6
En travée	3HA 12	2 Ø 6

1.5 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle

Etat limite ultime (ELU) : $M_{t_{max}}^u = 13.44 \text{ kN.m}$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 54,528 \text{ kN.m}$$

Avec

M_T : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$M_{t_{max}}^u = 13.44 \text{ kN.m} < M_T = 54,528 \text{ kN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

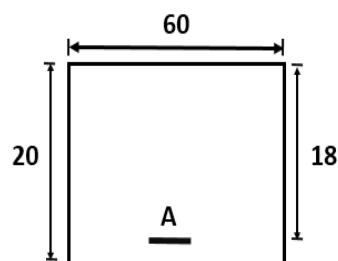


Figure III.3. Section de ferrailage

Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13440}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,0487$$

$$\mu = 0,0487 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0625$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,975$$

Détermination des armatures

$$A_{cal} = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13440}{348 \times 0,975 \times 18} = 2,2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité [BAEL 91]

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2,20 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$3HA12 \rightarrow A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS) : $M_{t\max}^s = 9,8 \text{ kN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A'

Acier FeE500 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Calcul des armatures transversales

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{\max}^u = 21,00 \text{ kN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$T_{\max}^u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$$

$$T_{\max}^u = 21,00 \text{ kN} < 129,76 \text{ kN}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_1 = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,14}{400} \left[19840 + \frac{-12850}{0,9 \times 18} \right] \cdot 10^{-2} = 0,54 \text{ cm}^2$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales.

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL 91].}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{21000}{12 \times 18 \times 100} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,2 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc, les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

Diamètre des armatures transversales [BAEL 91]

Section et écartement des armatures transversales A_t

Diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L \min} \right) = \min(0,57 ; 1,2 ; 1,2) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{avec : } \begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc,

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \text{ [BAEL 91]}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12 \times \sin 90} = 27,90 \text{ cm} \text{ [BAEL 91]}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2}) = 16,20 \text{ cm}$$

On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$

1.6 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations et le ferrailage sera effectué en treillis soudé et les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- Si : $L_n \leq 50 \text{ cm}$ $A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$

- Si : $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$ $A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e}$ (L_n en cm)

Avec :

L_n : Distance entre axe des poutrelles ($L_n=60 \text{ cm}$).

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P) et A_2 : Diamètre (A.R).

$A_2 = \frac{A_1}{2}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

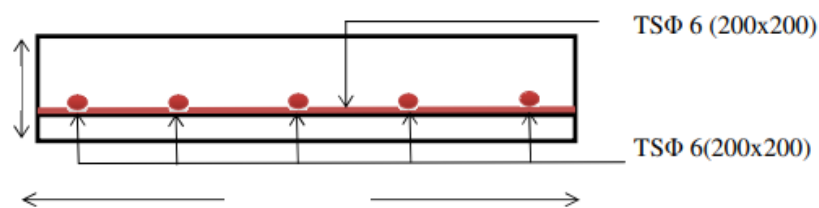
$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$ Choix : 5T6 $A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$

Armatures parallèles aux poutrelles

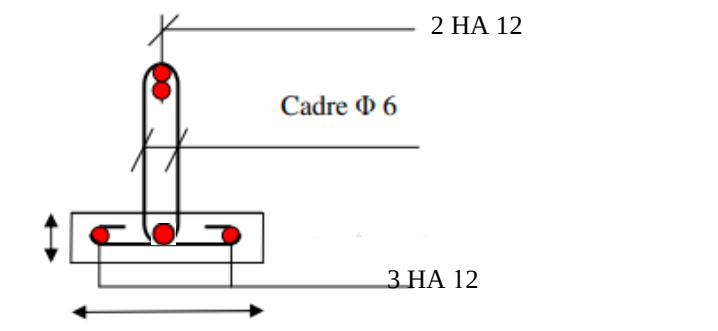
$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,30 \text{ cm}^2$

$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$ Choix : 5T6 $A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$.

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, espacées de 20 cm dans les deux sens (Figure 17).



FigureIII.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression



FigureIII.5. Ferrailage de la poutrelle

2. Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur leur contour) ou des murs en maçonnerie (dalles articulées sur leur contour).

2.1 Méthode de calcul

La méthode de calcul dépend de la valeur $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Pour $\rho < 0,4$; Les dalles portent dans un seul sens.

Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; Les dalles portent selon les deux directions.

Suivant notre étude sur le programme SOCOTEC, on suit les étapes suivantes :

2.1. 1 Dimension de la dalle :

The screenshot shows the 'Dimensions' and 'Matériau' sections of the SOCOTEC software. In the 'Dimensions' section, the length (Longueur (// X) : a) is 3.8 m, the width (Largeur (// Y) : b) is 4.15 m, and the thickness (Epaisseur : ep) is 0.15 m. In the 'Matériau' section, the Young's modulus (Module d'Young : E) is 21 000 MPa, the Poisson's ratio (Coefficient Poisson : μ) is 0.25, and the concrete strength (Contrainte d'am. en traction) is 348 MPa. The 'Calcul ferrillage à l'ELS' option is selected, and the 'ELU' option is also visible.

FigureIII.6. Etape 1

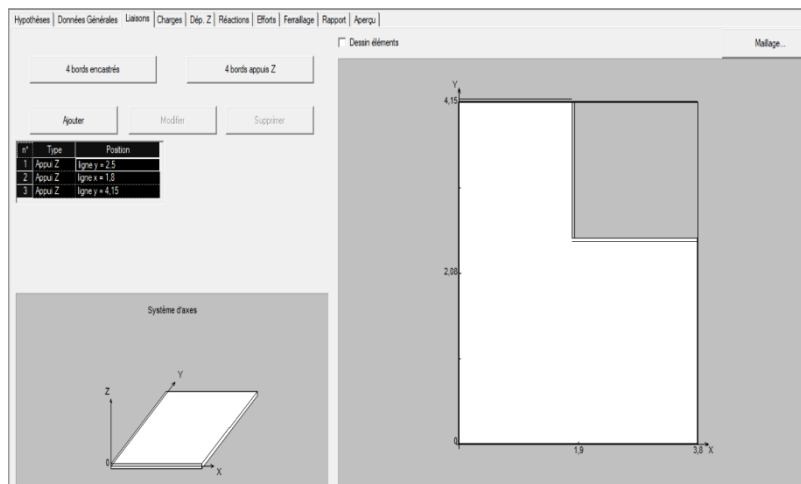
Dimension de l'ouverture :

The screenshot shows the 'Ouvertures' section of the SOCOTEC software. It includes buttons for 'Ajouter' and 'Supprimer'. A table lists the dimensions of the openings:

n°	x1	y1	Lx	Ly
1	1.80	2.50	2.00	1.65

FigureIII.7. Etape 2

Les données de la liaison :



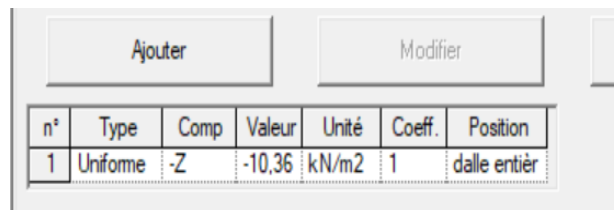
FigureIII.8. Etape 3

Introduction des charges :

$$G = 1.35 \cdot g + 1.5 \cdot q$$

$$G = (1.35 \times 6.01) + (1.5 \times 1.5)$$

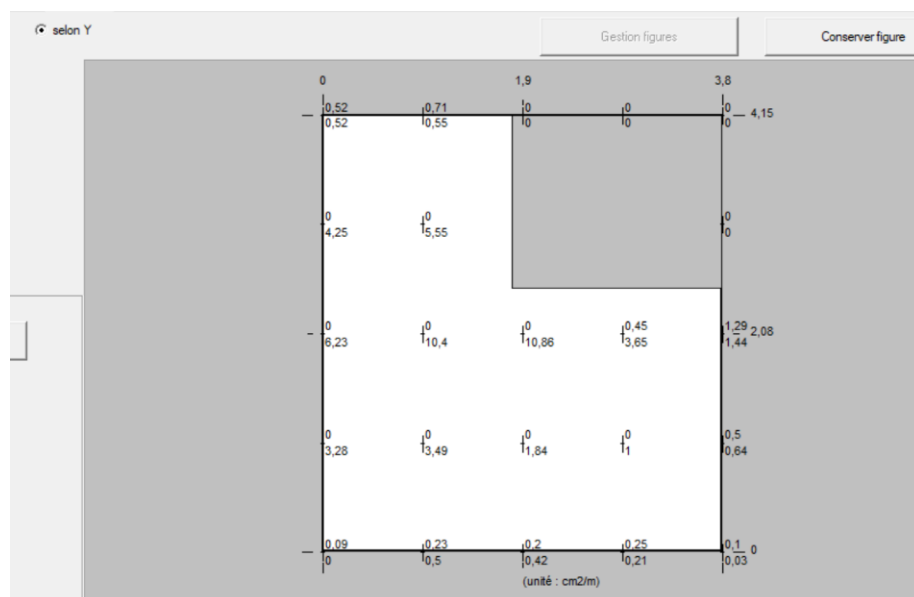
$$G = 10.36 \text{ kN/m}^2$$



FigureIII.9. Etape 4

Les Résultats :

On a trouvé un ferrailage de la dalle suivant Y comme suite dans la figure suivante :



FigureIII.10. Etape 5

Suivant (Y) :**En appuis :**

$A_{cal}=0,78 \text{ cm}^2$ (suivant la figure)

Choix des armatures

4T8 $\rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

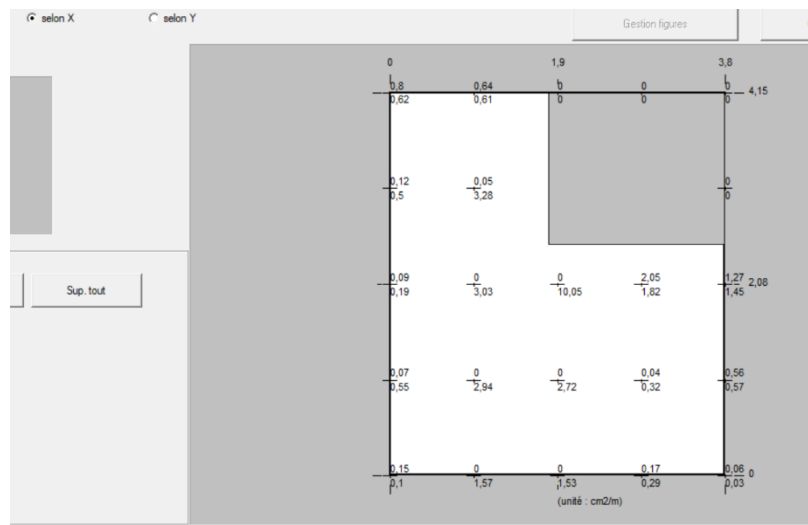
En travée :

$A_{cal}=10,86 \text{ cm}^2$

Choix des armatures

10T12 $\rightarrow A_t = 11,31 \text{ cm}^2$

On a trouvé un ferrailage de la dalle suivant X comme suite dans la figure suivante :



Figur III.11. Etape 6

Suivant (X) :**En appuis :**

$A_{cal}=1,45 \text{ cm}^2$ (suivant la figure)

Choix des armatures

4T8 $\rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

En travée :

$A_{cal}=10,05 \text{ cm}^2$

Choix des armatures

10T12 $\rightarrow A_t = 11,31 \text{ cm}^2$

Chapitre IV : Calcul des Eléments Secondaires

IV-1) Étude de la dalle d'ascenseur :

a) Les charges appliquées sur la dalle sont :

➤ **Charge permanente :**

g_1 = poids propre de la dalle = $0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

g_2 = poids de la cabine + machinerie

+ contrepoids

- $g_2 = 16.3 \text{ KN/m}^2$

➤ **Charge d'exploitation :** $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

Soit : $G = g_1 + g_2 = 20.05 \text{ KN/m}^2$

- $P_u = (1.35G + 1.5Q).1 = 34.56 \text{ KN/m}^2$
- $P_{ser} = G + Q = 25.05 \text{ KN/m}^2$

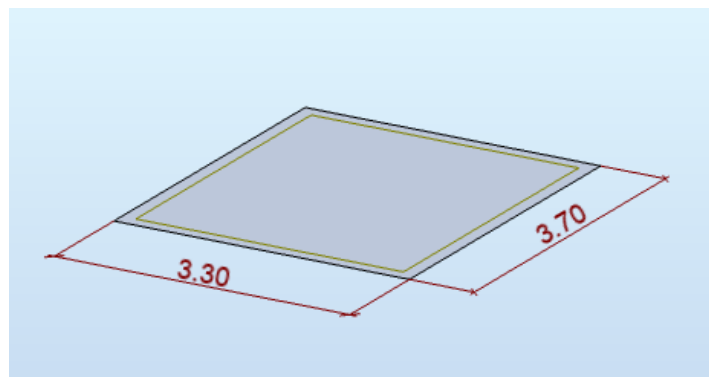


Figure IV. 1. la dalle d'ascenseur

VI-2 : Schéma d la Dalle

$$L_y = 3.30 \text{ m}$$

$$L_x = 3.7 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.7}{3.3} = 1.12 > 0.4 \Rightarrow$$

La dalle est portante dans deux directions.

$$\alpha = 0.82, \nu = 0 \Rightarrow$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1+2,4(1.12)^3)} = 0,028$$

$$\mu_y = \alpha^3 [1.9 - 0,9\alpha] = 1.25$$

➤ **Les moments isostatiques pour une largeur unitaire :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x . P_u . l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 3.58 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 5.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments dans la dalle :**

- En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 0.85(3.58) = 3.04 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.85(5.59) = 2.795 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -1.59 \text{ KN.m}$$

b) Le ferrailage :

➤ En travée :

❖ Sens Lx :

$$M_{tx} = 3.04 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{34.56}{25.05} = 1.38$$

Pour **FeE400** et $f_{c28} < 30 \text{ MPa}$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot \gamma + 49 f_{c28} - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.04}{1x(0.13)^2 x 14.2x10^3} = 0.006 < 0.290 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées}$$

$\mu_{bu} < 0.292 \Rightarrow$ formule simplifiée

$$Z = d(1 - 0.6 \mu_{bu})$$

$$Z = 0.13(1 - 0.6 \times 0.029) = 0.128 \text{ m}$$

- Section d'armature : $A_{tx} = \frac{M_{tu}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{3.04x10^{-3} x 10^4}{0.130x348} = 0.671 \text{ cm}^2$

➤ Vérification de la contrainte de compression :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2(0.029)} = 0.029$$

$$\alpha_u = 1.25 \cdot \beta_u = 1.25 \times 0.029 = 0.036$$

$$\gamma = \frac{Pu}{P_{se}} = 1.38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.021 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

La condition de la contrainte n'est pas nécessaire $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

❖ Sens Ly :

$$M_{ty} = 2.795 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.795}{1 \times (0.130)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,011 < 0.292 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.130(1 - 0.6(0.011)) = 0.99m$$

• **Section d'armature :**

$$A_{ty} = \frac{M_{tu}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{2.795 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.99 \times 348} = 0.1cm^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.019$$

$$\alpha_u = 1.25 \cdot \beta_u = 0.024$$

$$\gamma = \frac{Pu}{P_{se}} = 1.38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.024 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

La condition de la contrainte n'est pas nécessaire $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

• **L'espacement:**

$$S_{tx} \leq \min(3h; 33cm) = (45; 33) = 33cm$$

$$S_{tx} = 15cm < 33cm \dots\dots\text{condition vérifié}$$

$$S_{ty} \leq \min(4h; 45) = \min(60; 45) = 45cm$$

$$S_{ty} = 15cm < 45cm \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

• **En appui :**

$$M_a = 1.59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.59}{1 \times (0.130)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,006$$

$$\rightarrow \mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow \mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.130(1 - 0.6(0.006)) = 0.127 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{1.59 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.130 \times 348} = 0.35cm^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.017$$

$$\alpha_u = 1,25, \beta_u = 1,25 \times 0,017 = 0,021$$

$$\gamma = \frac{Pu}{Pse} = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,021 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

La vérification de la contrainte n'est pas nécessaire $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = 0,34$$

$$T_x = P_u \cdot \frac{l_x}{2} = 34,56 \cdot \frac{3,7}{2} = 36,93 \text{ KN}$$

$$T_y = P_u \cdot \frac{l_y}{2} = 34,56 \cdot \frac{3,3}{2} = 57,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{57,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,130} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ lim}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \tau_{u \text{ lim}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

• Section minimale d'armatures :

$$\text{FeE500} \rightarrow A_{y \text{ min}} = 8h = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \text{ min}} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y \text{ min}} = \frac{3 - 0,82}{2} (1,2) = 1,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{ARPA} = 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 100 \times 15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

Tableau VI-1) : Ferrailage de la Dalle Pleine

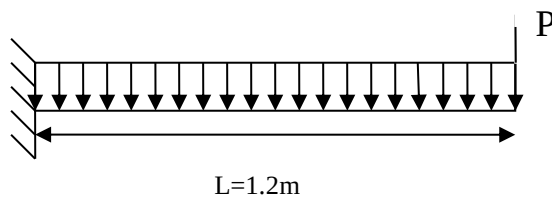
Sens	Position	Moments (KN m)	As (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A RPA (cm ² /ml)	Choix	Esp (cm)
Lx	Appuis	3.04	0.671	1.31	7.5	8T12	20
	Travée	2.795	1.54				20
Ly	Appuis	3.04	1	1.2		8T12	20
	Travée	1.59	0.35				20

IV-3) Etude des parties en saillies :**1-Pour l'étage courant :**

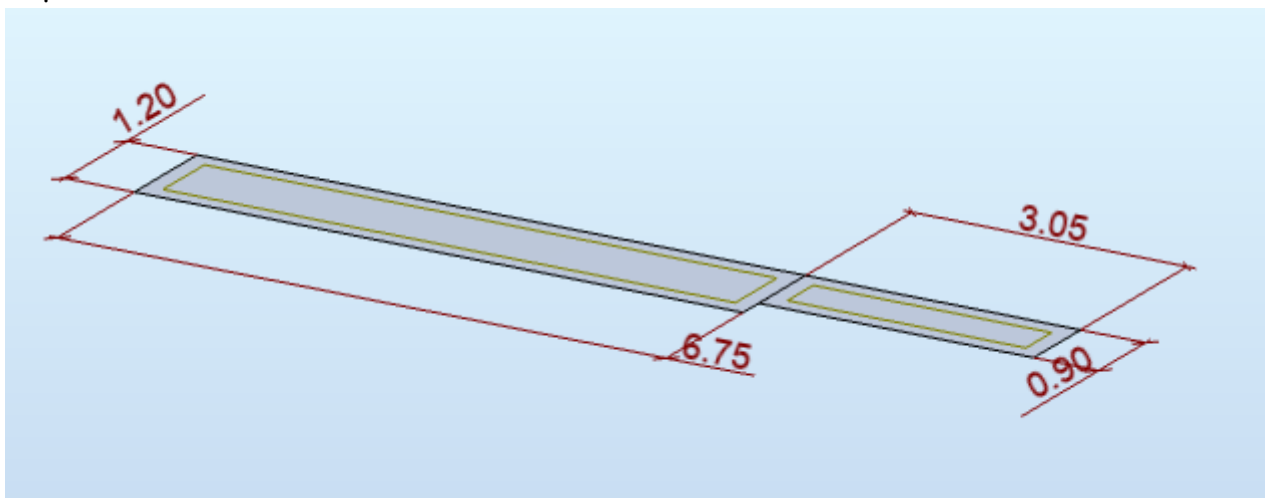
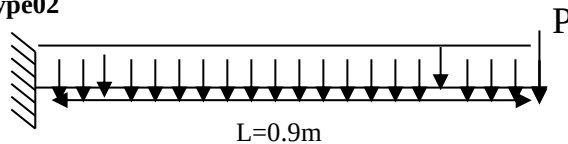
Les parties en saillie seront étudiées comme des consoles soumises à leurs poids propre **G**, à la surcharge d'exploitation **Q** et au poids propre de mur **p**.

Types d'éléments en saillies :

- **Type 01**



- **Type02**



FigureIV.2 : Types de balcons

➤ **Exemple de calcul:**

Type 01 :

➤ **Décente des charges**

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{L'ELU: } P_u = [1,35G + 1,5Q] \times 1 = 12,47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{L'ELS: } P_s = [G + Q] \times 1 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

➤ Charge concentrée p:

- La hauteur du garde-corps : $h=1,20\text{ m}$
- Poids propre de la brique creuse $e=10\text{cm}$ $0,9\text{ KN/m}^2$
- Enduit en ciment ($e=1.5\text{cm}$) $0,36\text{ KN/m}^2$

D'où $P = (0,9+0,36) \times 1 \times 1.2 = 1,52\text{ KN/ml}$

➤ Calcul des sollicitations :

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} + (1,35 \times P \times l) \Rightarrow M_u = \frac{12,47 \times 1^2}{2} + (1,35 \times 1,52 \times 1.2)$$

$$M_u = 11.44\text{KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{p_{ser} l^2}{2} + (Pl) \Rightarrow M_{ser} = \frac{8.85 \times 1^2}{2} + (1,52 \times 1.2)$$

$$M_{ser} = 8.19\text{KN.m}$$

➤ Calcul du ferrailage :

$$d = 0,15 - 0,025 = 0,125\text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.44 \times 10^{-3}}{1 \times (0,125)^2 \times 14,2} = 0,05$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.44}{8.19} = 1,39$$

Pour un acier **FeE400**, nous avons :

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 f_{C28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0,295$$

$$\mu_{bu} = 0,06 < \mu_{lu} = 0,295 \Rightarrow A' = 0$$

On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0,6 \times \mu_{bu}) = 0,125(1 - 0,6 \times 0,06) = 0,122\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{11.44 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,122 \times 348} = 2.68\text{cm}^2 / \text{ml}$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1,2 \times 0,125 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 2,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,93}{4} = 0,73 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u < \tau_{\lim} = [0,07(f_{c28} / \gamma_b)] = 1,16 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = P_u l + 1,35 P = (12,47 \times 1,2) + (1,35 \times 1,52) = 17,01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17,01 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,125} = 0,113 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,113 \text{ MPa} < \tau_{\lim} = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- On suit le même procédé pour les autres types

Tableau VI-2 : Ferrailage des Eléments en Saillies du Plancher Etage Courant

Type	L (m)	Charge (KN/m ²)		Pu=1,35 G+1,5Q	Charge concentrée (KN)	A calculée (Cm ² /ml)	Amin (Cm ² /ml)	Choix des barres		Espacement (cm)	
		G	Q					A long	A répa	A long	A répa
1	1.2	5.35	3,5	12.47	1.52	2.68	1.51	3T12	T10	15	15
2	0.9	5,35	3,5	12,47	1.52	1.6	1.51	3T10	T10	15	15

C-) Pour le plancher terrasse :

- Le poids propre de l'acrotère:

$$P = G \times \text{surfaces}$$

$$G_1 = 25 \times 0,07 = 1,75 \text{ KN/ml}$$

-Enduit en ciment (e=2cm) :

$$G_2 = 20 \times 0,02 \times 1,57 = 0,63 \text{ KN/ml}$$

$$W_p = G_1 + G_2 = 1,75 + 0,63 = 2,38 \text{ KN/ml}$$

➤ **Exemple de calcul:**

➤ **Décence des charges :**

- $G = 6.17 \text{ KN /m}$
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$\text{L'ELU: } P_u = [1,35G + 1,5Q] \times 1 = 9.82 \text{ KN/ml}$$

$$\text{L'ELS: } P_s = [G + Q] \times 1 = 7.17 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charge concentrée p:**

La hauteur De l'acrotère : $h = 0.60 \text{ m}$

Le poids propre de l'acrotère:

$$P = G \times \text{surfaces}$$

$$G_1 = 25 \times 0,07 = 1,75 \text{ KN/ml}$$

Enduit en ciment (e=2cm) :

$$G_2 = 0.63 \text{ KN/ml}$$

$$p = G_1 + G_2 = 2,38 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} + (1,35 \times P \times l) \Rightarrow M_u = \frac{9.82 \times 1,2^2}{2} + (1,35 \times 2.38 \times 1,2)$$

$$M_u = 19,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} l^2}{2} + (Pl) \Rightarrow M_{ser} = \frac{7.17 \times 1,2^2}{2} + (2,38 \times 1,2)$$

$$M_{ser} = 8.02 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

$$d = 0,15 - 0,025 = 0,125 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.92 \times 10^{-3}}{1 \times (0,125)^2 \times 14,2} = 0,049$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10.92}{8.02} = 1.36$$

Pour un acier **FeE400**, nous avons :

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0,643$$

$$\mu_{bu} = 0,064 < \mu_{lu} = 0,285 \Rightarrow A' = 0$$

On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0,6 \times \mu_{bu}) = 0,125(1 - 0,6 \times 0,049) = 0,121m$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{10,92 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,121 \times 348} = 2,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,125 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 2,59 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,51 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,59}{4} = 0,64 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u < \tau_{\lim} = [0,07(f_{c28} / \gamma_b)] = 1,16 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = P_u l + 1,35 P = (9,82 \times 1,2) + (1,35 \times 2,38) = 15 \text{ KN}$$

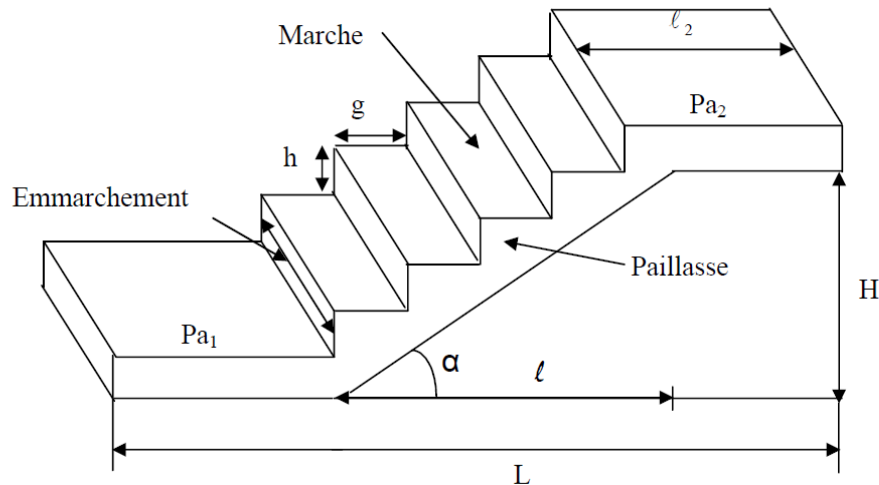
$$\tau_u = \frac{15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,125} = 0,12 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \tau_{\lim} = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

- On suit le même procédé pour les autres types

Tableau VI-3 : Ferrailage des Eléments en Saillies du Plancher Terrasse

Type	L (m)	Charge (KN/m ²)		Pu=1,35 G+1,5Q (KN/ml)	Charge concentré (KN)	A calculée (Cm ² /ml)	Amin (Cm ² /ml)	A adopté (Cm ² /ml)		Espacement (cm)	
		G	Q					A long	A répa	A long	A répa
2	1.2	6.17	1	9.82	2.38	1.02	1.51	3T8	T8	15	15

IV-4): Etude des escaliers

FigureIV.3. : Les Eléments d'Escalier

1)- Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de monter d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier à deux volées; il est constitué de 2 paillasse, palier de repos et palier d'arrivée.

2)-Terminologie :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et du palier.

H : hauteur d'une volée.

L : longueur de la paillasse projetée.

ℓ₂ : largeur de palier.

L : La longueur linéaire totale.

3)-Pré dimensionnement des escaliers :

❖ Escalier d'étage courant :

Pour assurer le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet de pré dimensionner convenablement les escaliers.

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

D'après les formules de **BLONDEL** :

$$g = \frac{L}{n-1}, \quad h = \frac{H}{n}, \quad 60 \leq g + 2h \leq 65\text{cm}$$

Avec :

- g (le giron) = 30 cm

- H (hauteurs de demi étage) = 153 cm.
- h (hauteur de contre marche).

$$\Rightarrow n = \frac{L}{g} + 1 = \frac{240}{30} + 1 = 9$$

On a donc : **8 marches et 9 contres marches.**

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

L'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = 0.54 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 29,53^\circ$$

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l_v}{30} \leq e_v \leq \frac{l_v}{20} \quad (l_v : \text{longueur de volé}).$$

$$l_v = \frac{240}{\cos \alpha} = 275 \text{ cm}$$

$$\frac{275}{30} \leq e_v \leq \frac{275}{20} \Rightarrow 9,16 \leq e_v \leq 13,75 \quad \text{On prend : } e_v = 15 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la paillasse :

$$10 < e_p < 20 \quad \text{on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

- h = 17 cm , g = 30 cm
- $\tan \alpha = 17/30 = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$

- Epaisseur du volée : e = 15 cm

Epaisseur du palier : e = 15 cm

4)- Descente des charges sollicitant l'escalier :

4-1) Volée :

1. Marche en B.A (25x 0.17/2)	2.50 KN/m ²
2. Paillasse en B.A (25x0.15/cos α)	4.52 KN/m ²
3. Carrelage horizontale	0.40 KN/m ²
4. Carrelage verticale	0.20 KN/m ²
5. Enduit de pose en ciment sous volée	0.22 KN/m ²
6. Mortier de pose	0.20 KN/m ²

$$G_v = 8.51 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

4-2) Palier :

1. Dalle pleine en B.A e = 15 cm.....	3,75KN/m ²
2. Carrelage (2cm)	0.40 KN/m ²
3. Mortier de pose	0.40 KN/m ²
4. Enduit en ciment	0.27 KN/m ²

$$G_p = 4.80 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_p = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

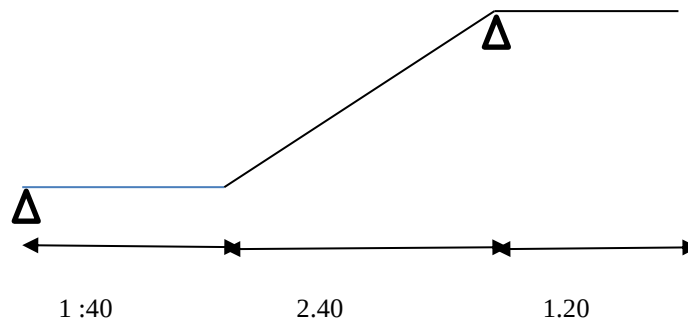


Figure IV. 3. : Schéma Statique d'un escalier

❖ Calcul d'escalier :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Volée: } G_v = 8,51 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} P_{uv} = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 15,25 \text{ KN/m}^2 \\ P_{serv} = G_v + Q_v = 11,01 \text{ KN/m}^2 \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} G_p = 4,8 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} P_{up} = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 10,23 \text{ KN/m}^2 \\ P_{serp} = G_p + Q_p = 7,3 \text{ KN/m}^2 \end{array}$$

Volée 1	Tmax [kN]	Mmax (appui) [kN.m]	Mmax (travée) [kN.m]
ELU	18.3	-6.23	4.75
ELS	13.2	-4.42	3.54

Tableau IV.4.: Les efforts agissent sur le Volée (1 et 2 et 3) à L'ELS

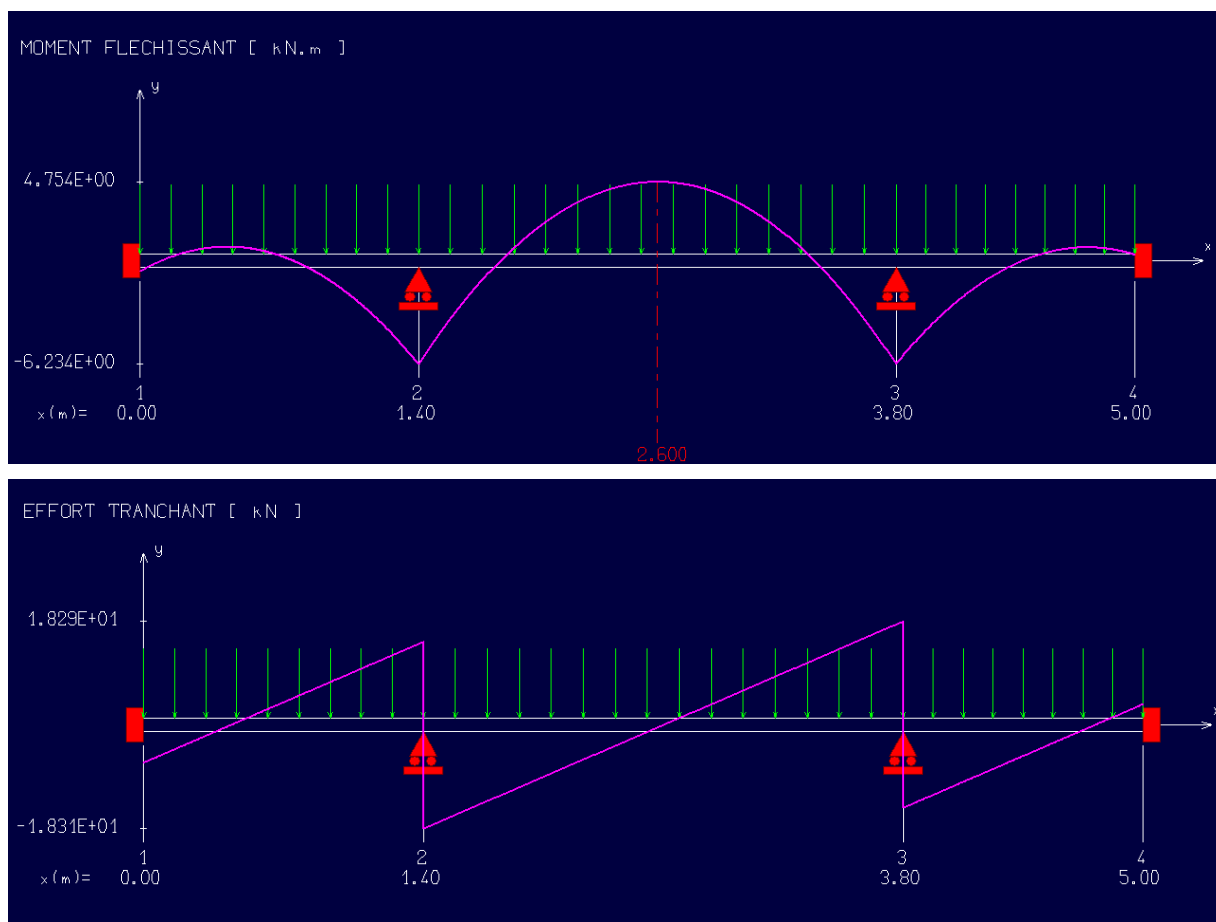
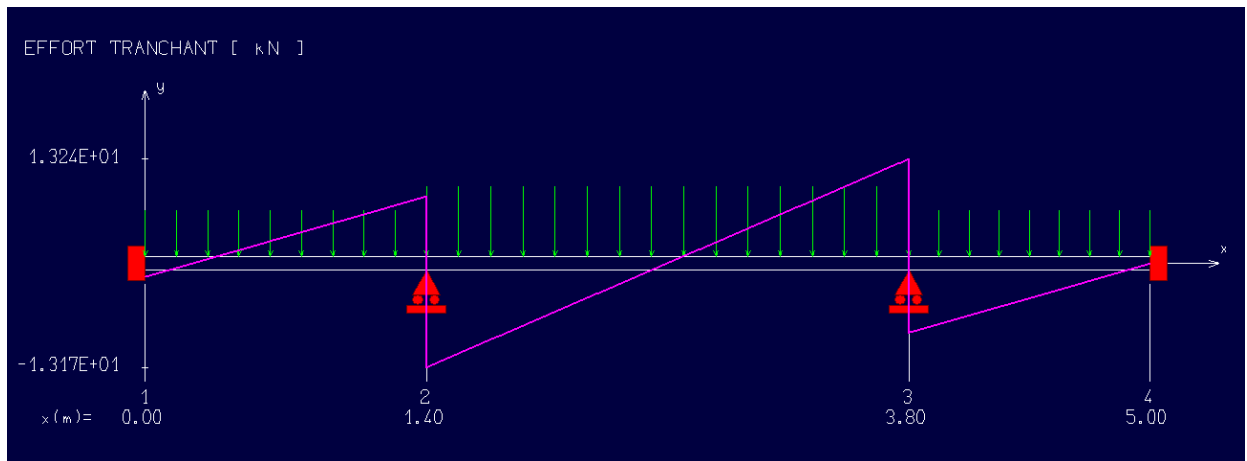


Figure IV.4. Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC étage courant en ELU





➤ Figure IV.5. Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC étage courant

Ferrailage

➤ En Appuis:

$$M_a = 6.23 \text{ KN.m.}$$

Calcul d'une section rectangulaire $(100 \times 15) \text{ cm}^2$ à la flexion.

$$\gamma = \frac{15,25}{11,01} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.23 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_{lu}$$

$$\mu_{bu} = 0,030 < 0,292 \quad \blacklozenge \longrightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

$$A = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad \text{Avec : } Z_b = d[1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}]$$

$$\Rightarrow Z_b = 0,135 \times [1 - (0,6 \times 0,030)] = 0,133 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A = \frac{6.2 \times 10}{0,133 \times 348} = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

On a donc :

(On adoptera $A = 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

$$7T8 = 3.52 \text{ cm}^2$$

• Les armatures de répartitions A_r

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1,70}{4} = 0,43 \text{ cm}^2$$

➤ **En Travée :**

$$M_t = 4.75 \text{ KN.m.}$$

Calcul d'une section rectangulaire $(100 \times 15) \text{ cm}^2$ à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{4.75 \times 10^{-3}}{(0,135)^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_{lu}.$$

$$\mu_{bu} = 0,018 < 0,292 \longrightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad \text{Avec :} \quad Z_b = d[1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}]$$

$$\Rightarrow Z_b = 0,135[1 - (0,6 \times 0,087)] = 0,128 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{4.75 \times 10}{0,128 \times 348} = 1.06 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

On a donc

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow (\text{On adoptera } A_t)$$

$$7\text{T}10 = 5.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Les armatures de répartitions A_r**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,03}{4} = 1,26 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_{\max} = R_B = 66,90 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{18.3 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,135 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \begin{cases} \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,15 \times 25}{1,15} = 3,26 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,26 \text{ MPa.}$$

On a donc : $\tau_u = 0,135 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Vérification des contraintes**

- **En appuis** Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

Avec

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,030)} \right)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,040$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44. \quad \left(\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6,23}{4,42} = 1,40 \right).$$

On a donc : $\alpha = 0,040 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée**

Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

Avec

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,087)} \right)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,056$$

On a donc

$$\alpha = 0,056 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

VI-5) Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire en béton armé qui entoure les planchers terrasses. Il a pour but de garantir la sécurité des personnes contre les chutes et de prévenir l'écoulement de l'eau sur la façade. De plus, il est également utilisé comme point d'ancrage pour le matériel de maintenance des bâtiments.

Le calcul pour une bande linéaire de 1 mètre sera effectué en utilisant la méthode de flexion composée dans la section d'encastrement (Figure 1).

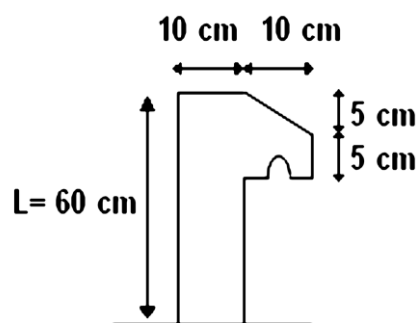


Figure IV.6.: Coupe transversale de l'acrotère

Étant exposé aux intempéries, l'acrotère est vulnérable à la fissuration, ce qui peut avoir des conséquences préjudiciables. Par conséquent, le calcul sera effectué à la fois selon les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS).

2.1 Évaluation des sollicitations de calcul

L'acrotère est sollicité par un effort normal dû à son poids propre et une surcharge d'exploitation dont le détail est sur le Tableau 1.

Tableau IV.5.: Charges d'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (kN/ml)	G (kN/ml)	Q (kN/ml)
0,065	0,065 x 25=1,625	0,015x 1,47 x 18 = 0,4	1.8	1

Selon le RPA 2024, les éléments non-structuraux doivent être dimensionnés en fonction des forces horizontales, tel que décrit dans la formule ci-dessous :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + 3.h_z / H).W_p$$

- F_p : Force horizontale due au séisme.
- A : Coefficient d'accélération zonal.
- C_p : Facteur de force horizontale, qui varie entre 0,3 et 0,8 selon le tableau 6.1 du RPA 2024.
- W_p : Poids de l'élément considéré.
- $F_{pK} = (0.25 \times 1 \times 1.20) \times 0.8 \times (1 + 3 \times 0.6 / 22.02) \times 1.8 = 0.467 \text{ kN}$

Centre de pression :

- $x_c = 0,0616 \text{ m}$
- $y_c = 0,327 \text{ m}$

L'acrotère se calcule comme une console soumise à la flexion composée et dont le schéma statique est illustré sur la Figure 2 et le calcul des éléments de réduction (moments de flexion, effort normal et effort tranchant en ELU et en ELS) dans le Tableau 18.

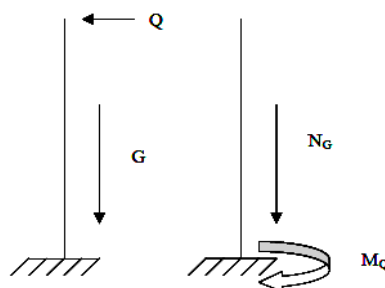


Figure IV.7.: Schéma statique de l'acrotère

Tableau IV.6.: Sollicitations de calcul de l'acrotère

	M (kN.m)	N(kN)	T (kN)
ELU	0,9	2,86	1,5
ELS	0,6	2,125	1

2.2 Ferrailage de l'acrotère

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $c = 8 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,86} = 0,314 \text{ m} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M_1 qui est égal à $M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,812 \text{ kN.m}$

$$\text{ELU : } \mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{900}{100 \cdot 5^2 \cdot 14,20} = 0,0254 < 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{28.60}{348} = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,875 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 2,875 \text{ cm}^2.$$

- Choix des armatures (Figure 2)

$$A_s = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

- Choix d'armatures

$$A_r = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement de } S_t = (60 - 2,5)/3 = 19 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

ELS : Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}} \text{ et } \sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{n_t \cdot f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 2,125 \text{ kN.}$$

$$e = \frac{0,60}{2,125} = 0,28 \text{ m donc, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section (SPC).}$$

$$c = -e - h/2 = -0,28 - 0,1/2 = -0,33 \text{ m}$$

$$p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d - c) = -3265,34 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d - c)^2 = 71864,064 \text{ cm}^3$$

y_2 est la racine de l'équation $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$, la solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 et après itération on trouve :

$$Y_{2,1} = a \cos(\varphi/3) = 43,17 \text{ cm}$$

$$Y_{2,2} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 79,86 \text{ cm}$$

$$Y_{2,3} = a \cos(\varphi/3 + 120) = 36,67 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } a = 2\sqrt{-p/3} = 79,95$$

La solution qui convient est $y_2 = 43,17 \text{ cm}$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 43,17 - 40,56 = 2,62 \text{ cm} < h = 10 \text{ cm}$$

Alors, la position de l'axe neutre est $y_1 = 2,62 \text{ cm}$

Calcul du moment statique de la section

$$S^* = \frac{by_{SER}^2}{2} + 15A_s(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1.94^3}{3} + 15 \times 1.41 \times (9 - 1.16)^2 = 42,72 \text{ cm}^3$$

- Contrainte du béton

$$\sigma_c = K. y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S^*} = \frac{1687}{100 \times 42.72} = 0.39$$

$$\sigma_c = 0,39 \times 2,62 = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 1,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa Condition vérifiée.}$$

- Contrainte de l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 37.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement $T_u = 1 \text{ kN}$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 90} = 0,011 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

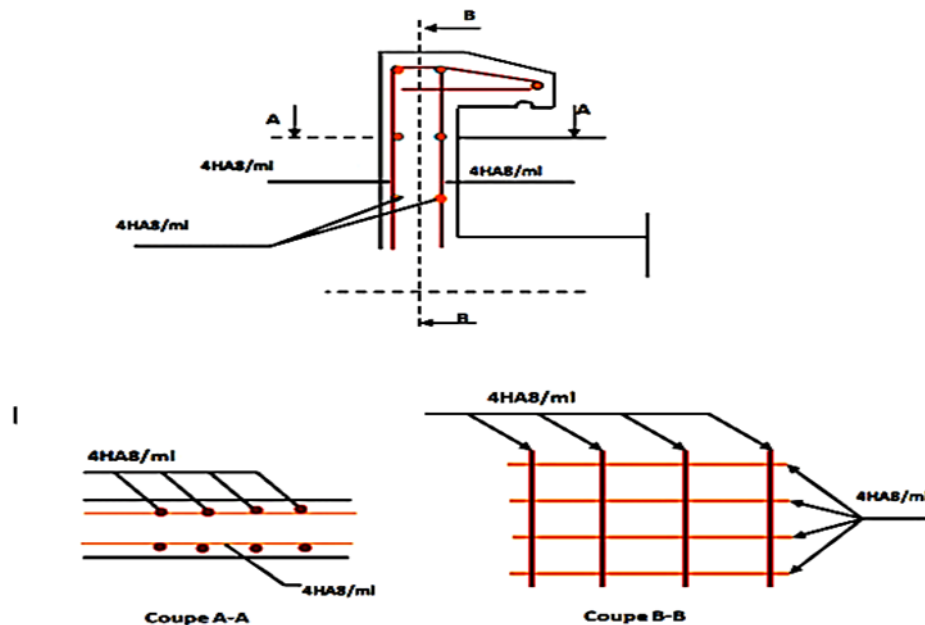


Figure IV.8. : Schéma de Ferrailage de L'acrotère.

4. Conclusion

Ce chapitre a présenté en détail le calcul des différents éléments secondaires constituant la structure du bâtiment. Il comprend une étude approfondie avec le ferrailage des planchers à corps creux et des dalles pleines. De plus, l'étude et le ferrailage du balcon, de l'acrotère ainsi que des trois types d'escaliers assurant la circulation verticale ont été examinés minutieusement dans ce chapitre.

CHAPITRE V : ETUDE SEISMIQUE

V.1.1 Introduction :

Dans cette partie, une étude sismique de la structure est présentée conformément aux exigences du RPA 2024. Les vérifications réglementaires portent notamment sur la détermination et la validation de la période fondamentale de vibration, le contrôle de la stabilité globale au renversement, l'évaluation des effets du second ordre (effet $P-\Delta$), ainsi que les autres critères de sécurité et de performance imposés par le règlement. Les résultats obtenus permettront de vérifier la conformité de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques de calcul.

V.1.2 Méthode de calculs :

L'analyse sismique implique l'évaluation des forces générées par un événement sismique sur notre structure actuelle.

Dans ce contexte, diverses approches ont été suggérées pour évaluer les efforts internes générés au sein de l'organisation. On peut déterminer ces efforts sismiques en utilisant trois approches différentes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

V.2.1 La méthode équivalente :

Dans cette méthode, on remplace les charges dynamiques dues au mouvement du sol (qui varient dans le temps) par des forces statiques équivalentes, représentant l'effet de ces charges sur la structure pendant un séisme. Cette approche est utilisée lorsque la réponse dynamique de la structure n'est pas très complexe, ou lorsque les bâtiments sont relativement simples et de faible hauteur.

V.2.2 La méthode dynamique modale :

la méthode dynamique modale spectrale est une approche avancée et précise pour analyser la réponse d'une structure sous l'action des tremblements de terre, en tenant compte de ses modes propres de vibration. Elle est particulièrement utile pour les structures complexes ou de grande hauteur, où les effets dynamiques jouent un rôle crucial.

V.2.3 La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme :

L'analyse dynamique par accélérogramme est une méthode avancée et très réaliste pour évaluer la réponse d'une structure sous l'effet des tremblements de terre. Elle permet d'utiliser des données sismiques réelles, offrant ainsi une simulation précise des forces en jeu. Cependant, elle peut être complexe et exigeante en termes de données et de calculs. Elle est particulièrement utile pour des structures sensibles, complexes ou pour des études spécifiques basées sur des tremblements de terre réels.

V.3. Choix de méthode :

Dans notre situation, l'utilisation de la méthode statique équivalente n'est pas autorisée car les critères pour son application (article 4.1.2.RPA) ne sont pas entièrement satisfaits.

Ainsi, on doit recourir à la méthode dynamique modale spectrale en se basant sur le spectre de réponse établi dans le RPA V 2024.

Dans le but de vérifier l'échelle de la force sismique, un calcul sera réalisé en utilisant la méthode statique équivalente.

Pour mener à bien notre recherche et compte tenu des caractéristiques de la construction, nous utiliserons le logiciel « ROBOT ».

V.4. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :**✓ Les hypothèses de calcul :**

Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers (approche par concentration de masse).

Les planchers sont infiniment rigides comparativement aux éléments porteurs (Les poteaux et voiles).

✓ Définitions du spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA V2024 (article 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) \left\{ \begin{array}{ll} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{QF}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{QF}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{QF}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{QF}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T \leq 4S. \end{array} \right.$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂, T₃ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

T : Périodes fondamentale de la structure.

Q : Facteur de qualité.

S : coefficient de site .

I : coefficient d'importance.

$\frac{Sad}{g}$: Accélération spectrale.

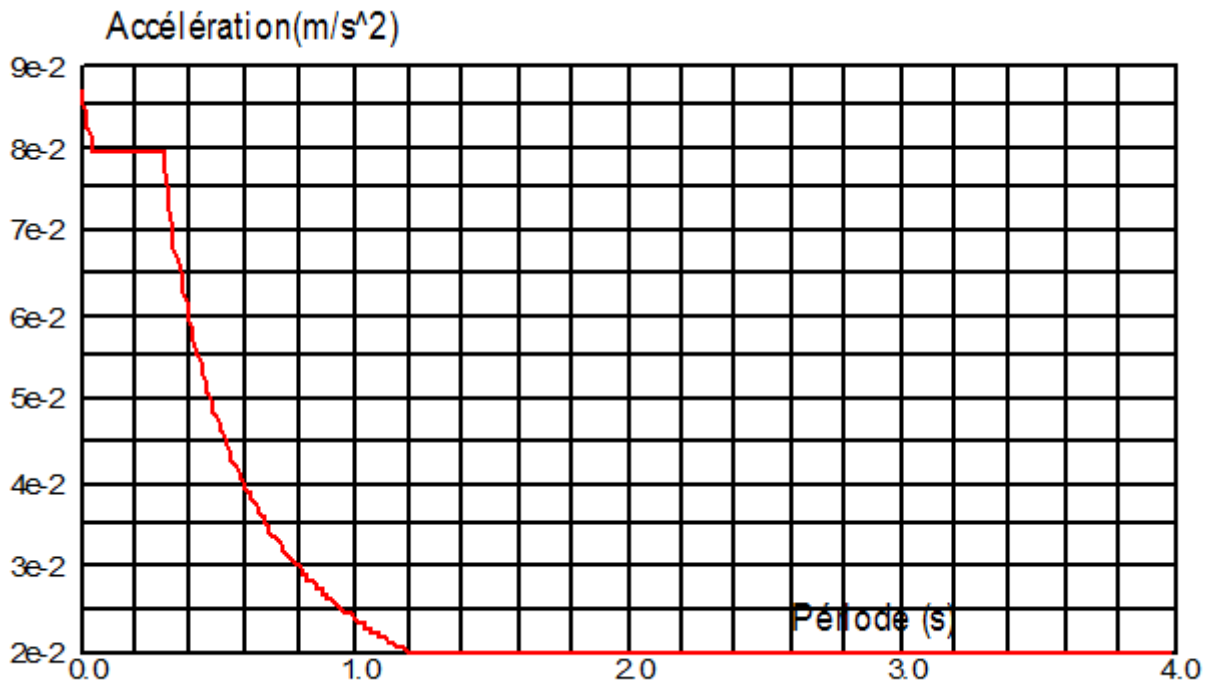


Figure. V. 1. Spectre de réponse.

V.5 Classification du site :

Selon le RPAV2024 (tableau 3.4) les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Dans l'absence du rapport géotechnique, on suppose que le sol est un **sol ferme** (Catégorie S2).

$$T_1 = 0,05 S \quad ; \quad T_2 = 0,3 S \quad ; \quad T_3 = 1,20 S \quad ; \quad S = 1,3$$

V.6 Coefficient d'accélération de la zone :

Selon le RPA V2024 (tableau 3.2) Le coefficient d'accélération « **A** » est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas le bâtiment situé à **Mostaganem**

Zone sismique : (Moyenne sismicité IV).

$A = 0,2 \Rightarrow$ Groupe d'usage : 2 ouvrage courants ou d'importance moyenne

(Hauteur total = 33.66 m < 48 m).

V.7 Coefficient de correction d'amortissement :

Selon le RPA V2024 formule (4.3) Le facteur d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

Avec :

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (Tableau 3.5.RPA).

$\xi = 10\%$ présence des voiles en béton armé et des murs en maçonnerie.

$$\rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76.$$

V.8 Coefficient de comportement global de la structure :

Le bâtiment est contreventé par un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé $R = 4,5$ (Tableau 3.17RPA V2024).

V.9 Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4 RPA) :

$$Q = 1 + \sum_1^i pq$$

Avec :

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, sa valeur est donnée au tableau (3.18 RPA).

Tableau. V.1. le critère de qualité q

	Critère	Pq	
		Sens-X	Sens-Y
(b)	1. Régularité en plan	0	0
	2. Régularité en élévation	0	0
	3. Redondance en plan	0	0

$$\rightarrow Q = 1 + \sum_1^i pq = 1 + 0 = 1$$

V.10 Nombre de modes pris en compte :

Selon le RPAV 2024 :

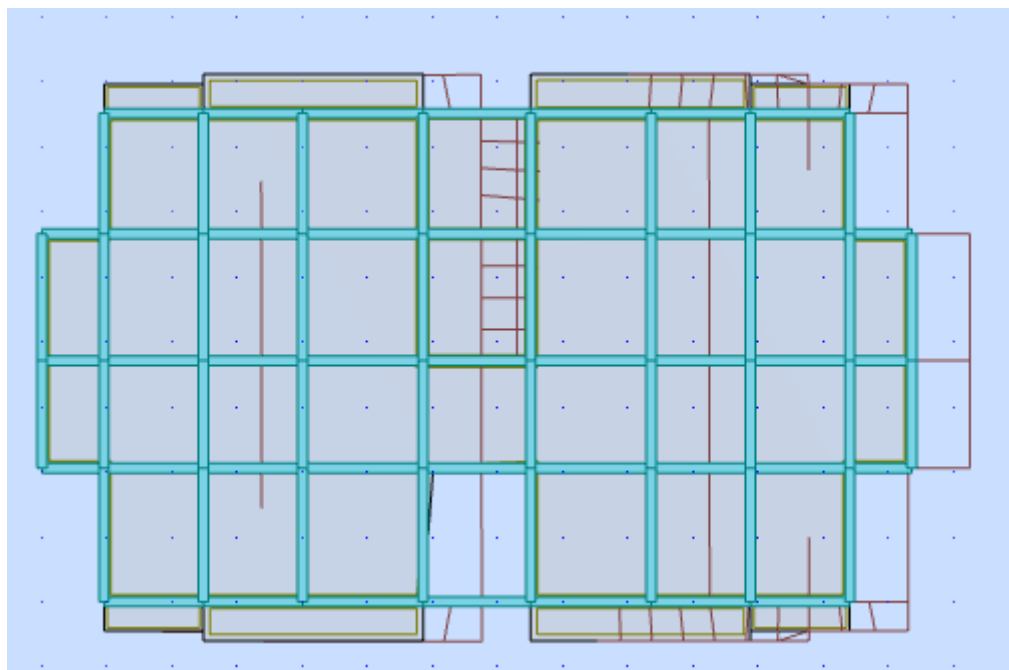
Dans le cas des structures modélisées par des plans dans deux directions perpendiculaires, le nombre de modes vibratoires à conserver pour chacune des deux orientations d'excitation doit être déterminé de manière à ce que :

- L'ensemble des masses modales effectives pour les modes sélectionnés doit représenter au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Ou encore, tous les modes qui possèdent une masse modale effective dépassant 5% de la masse totale de la structure doivent être pris en compte pour déterminer la réponse complète de la structure.

Il faut retenir au moins trois modes dans chaque direction envisagée

Tableau. V.2. Les modes propres

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,43	0,70	67,53	0,00	0,00	67,53	0,00	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
3/ 2	3,03	0,33	67,54	68,68	0,00	0,01	68,67	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
3/ 3	4,17	0,24	67,56	68,68	0,00	0,02	0,00	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
3/ 4	5,00	0,20	83,92	68,69	0,00	16,35	0,01	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
3/ 5	10,46	0,10	89,41	71,26	0,00	5,49	2,57	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
3/ 6	10,52	0,10	90,27	87,29	0,00	0,86	16,03	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
3/ 7	13,71	0,07	90,27	87,29	0,00	0,00	0,00	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
3/ 8	16,97	0,06	93,52	87,29	0,00	3,25	0,00	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
3/ 9	20,91	0,05	93,52	92,68	0,00	0,00	5,39	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
3/ 10	23,77	0,04	95,32	92,68	0,00	1,80	0,00	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
4/ 1	1,43	0,70	67,53	0,00	0,00	67,53	0,00	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
4/ 2	3,03	0,33	67,54	68,68	0,00	0,01	68,67	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
4/ 3	4,17	0,24	67,56	68,68	0,00	0,02	0,00	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
4/ 4	5,00	0,20	83,92	68,69	0,00	16,35	0,01	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
4/ 5	10,46	0,10	89,41	71,26	0,00	5,49	2,57	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
4/ 6	10,52	0,10	90,27	87,29	0,00	0,86	16,03	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
4/ 7	13,71	0,07	90,27	87,29	0,00	0,00	0,00	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
4/ 8	16,97	0,06	93,52	87,29	0,00	3,25	0,00	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
4/ 9	20,91	0,05	93,52	92,68	0,00	0,00	5,39	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81
4/ 10	23,77	0,04	95,32	92,68	0,00	1,80	0,00	0,00	5299746,67	5299746,67	201588,81



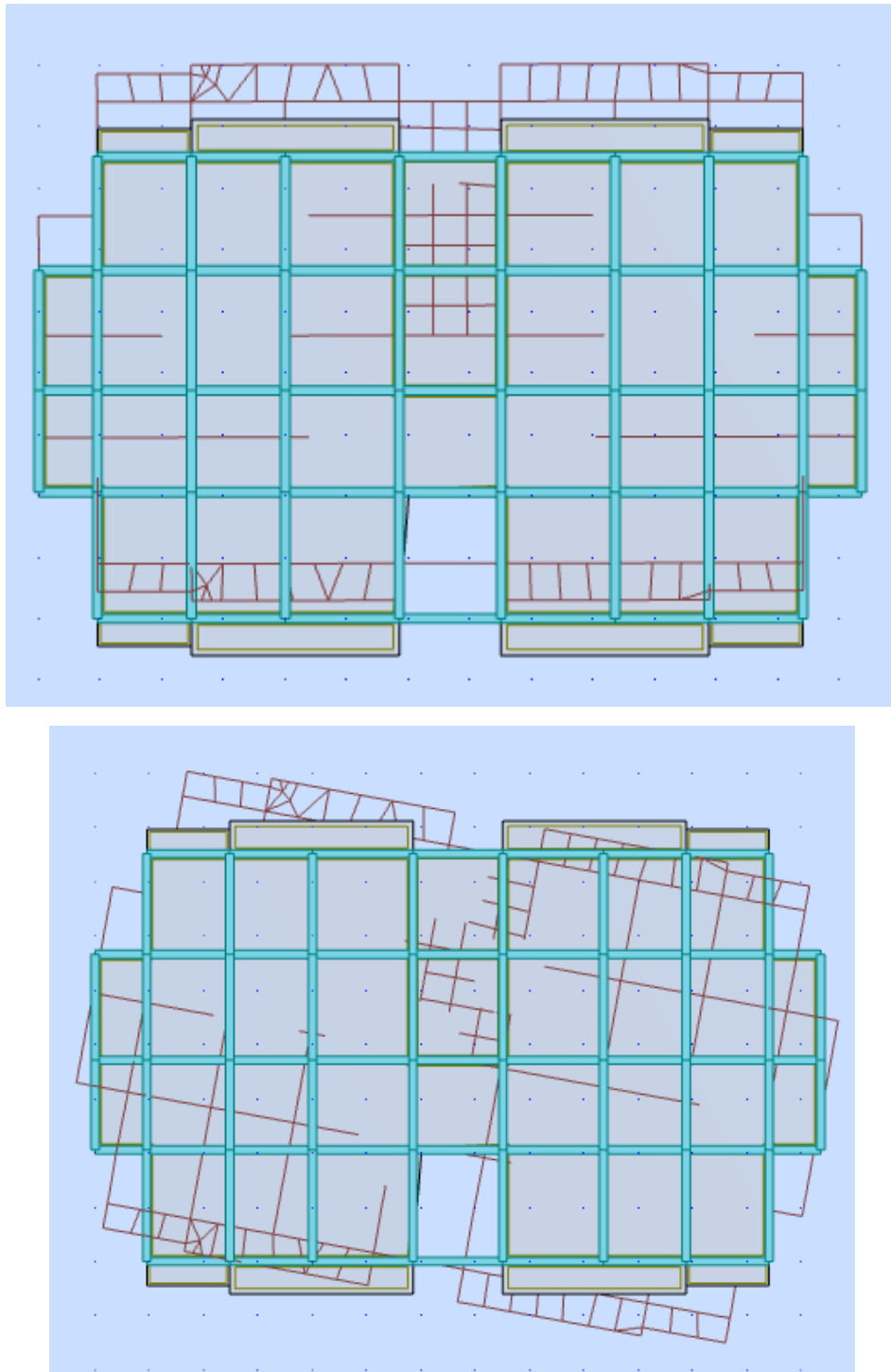


Figure. V.2. Les trois modes propres.

V.11 Poids total de la structure (W) :

Égal à la somme des poids, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \quad (\text{Formule 4.5 RPA})$$

$$\sum_i^n W_i$$

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

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels de la structure.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

Ψ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le (tableau 4.5 RPA).

Dans notre cas on a un bâtiment d'habitation et commerces donc **$\Psi = 0.2$**

W : le poids total de la structure, il est tiré d'une manière automatique du logiciel ROBOT.

Tableau. V.3. Le poids total de la structure.

Story	mass (kg)
RDC	287732,81
Etage 1	287732,81
Etage 2	287732,81
Etage 3	287732,81
Etage 4	252523,61
Etage 5	252523,61
Etage 6	224356,25
Etage 7	224356,25
Etage 8	224356,25
Etage 9	224356,25
Etage 10	223650,45

V.12 Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'intensité effective de la force sismique totale **V** , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales sous forme d'effort tranchant maximum selon la formule :

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

Avec : **λ** : coefficient de correction

$\left\{ \begin{array}{l} 0,85 : \text{si } T_0 \leq 2.T_2 \quad \text{et si le bâtiment a plus de 2 niveaux.} \\ 1 : \text{autrement.} \end{array} \right.$

W : le poids total de la structure

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

V.13 Estimation de la période fondamentale de la structure T :

D'après (l'article 4.2.4 du RPA V2024) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formule empirique (formule 4.2).

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

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

$$h_N = 33,66 \text{ m}$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le (tableau 4.6 RPA).

Dans notre cas on a une structure contreventée partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, donc $C_T = 0,075$

$$T_{\text{empirique}} = 0,075 \times 33,66^{0,75} = 1,04 \text{ S.}$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = A.I.S. \left[2,5 \frac{QF}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T_0} \right] = 0,20 \times 1 \times 1,3 \times \left[2,5 \times \frac{1,2}{4,5} \right] \cdot \left[\frac{0,3}{1,04} \right] = 0,049$$

$$S_{ad} = 0,049 \times 9,81 = 0,244$$

Calcul de la force sismique totale :

✓ Sens x :

$$V_x = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W_x = 0,85 \times 0,049 \times 52997,52 = 2207,34 \text{ KN.}$$

✓ Sens y :

$$V_y = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W_y = 0,85 \times 0,049 \times 52997,52 = 2207,34 \text{ KN.}$$

La résultante des forces sismiques de calcul :

D'après (l'article 4.3.5 RPA V2024) :

La résultante des forces sismiques à la base **V_{dyn}** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V_{st}** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dyn} < 0,80$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport : $(0,8 \cdot \frac{V}{V_t})$.

➤ Sens x :

$$V_{dyx} < 0,8 \cdot V_{stx} \rightarrow 1818 < 0,8 \times 2929,74 = 2343,79 \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

➤ Sens y :

$$V_{dyy} < 0,8 \cdot V_{sty} \rightarrow 3455 < 0,8 \times 2929,74 = 2343,79 \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

V.16. Caractéristiques géométrique et massiques de la structure

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (poteaux, poutres, plancher, voiles, ...etc).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_{CM} = \frac{\sum(M_i.X_i)}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_{CM} = \frac{\sum(M_i.Y_i)}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément (i).

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité (CDG) de l'élément (i) par rapport au repère global.

Les coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion) sont données par :

$$X_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{t=k} (R_{jt} . X_i)}{R_{jt}} \quad \text{et} \quad Y_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{t=k} (R_{jl} . Y_i)}{R_{jl}}$$

Avec :

R_{jt}, R_{jl}: rigidité relative de niveau (j) transversal et longitudinal respectivement.

L'excentricité théorique dans les deux sens est donnée par :

$$ex = X_{CM} - X_{CR}$$

$$ey = Y_{CM} - Y_{CR}$$

En analysant la structure par ROBOT nous avons les coordonnées suivantes :

Tableau.V.4. Excentricité de la structure.

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	RDC	1A68 77A123 125A		26,70	17,40	1,34	0,87
2	Etage 1	69A76 141A258 143		26,70	17,40	1,34	0,87
3	Etage 2	259A387 1441A144		26,70	17,40	1,34	0,87
4	Etage 3	388A516 1449A145		26,70	17,40	1,34	0,87
5	Etage 4	517A645 1457A146		26,70	17,40	1,34	0,87
6	Etage 5	646A774 1465A147		26,70	17,40	1,34	0,87
7	Etage 6	775A903 1473A148		26,70	17,40	1,34	0,87
8	Etage 7	904A1032 1481A14		26,70	17,40	1,34	0,87
9	Etage 8	1033A1161 1489A1		26,70	17,40	1,34	0,87
10	Etage 9	1162A1290 1497A1		26,70	17,40	1,34	0,87
11	Etage 10	1291A1413 1505A1		26,70	17,40	1,34	0,87

➤ L'excentricité accidentelle :

Dans le présent cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) 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 suivant chaque direction.

Pour cette excentricité ROBOT peut la prendre en compte en lui introduisant les 5% comme excentricité dans la définition du chargement sismique.

V.17 Vérification de renversement

Selon RPA 2024, cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.

Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation.

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3.

Tableau. V.5 vérification aux reversement sens x

		DIRECTION X				
ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	1663,97	3,06	52997,5	13,03	180,999	690557,6856
2	1604,82	6,12			739,786	
3	1483,94	9,18			1310,08	
4	1341,23	12,24			1744,32	
5	1198,72	15,3			1802,65	
6	1080,9	18,36			1684,53	
7	989,15	21,42			1727,95	
8	908,48	24,48			2551,31	
9	804,26	27,54			4741,56	
10	632,09	30,6			9034,34	
11	336,85	33,66			11338,4	
				SOMME	36855,9	<u>OK</u>

Tableau. V.6. vérification aux reversement sens x

		DIRECTION Y				
ETAGE	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	3182,5	3,06	52997,5	7,5	164,781	397481,4
2	3128,65	6,12			743,886	
3	3007,1	9,18			1585,48	
4	2834,39	12,24			2517,4	
5	2628,72	15,3			3542,26	
6	2397,2	18,36			4894,04	
7	2130,64	21,42			6465,63	
8	1828,79	24,48			8786,85	
9	1469,85	27,54			12178,5	
10	1027,64	30,6			16875,9	
11	476,14	33,66			16026,9	
				SOMME	73781,6	<u>OK</u>

V.18 Justification vis-à-vis l'effet P-Δ:

D'après le (RPA 2024) :

Les effets du 2^{ème} ordre au (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux .

Avec :

Pk : poids total de la structure et des charges des exploitations associées au-dessus du niveau "k".

Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δk : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

hk : hauteur de l'étage "k".

Les résultats obtenus sont présents dans les tableaux suivants :

Tableau. V. 7 vérification de l'effet P-delta sens x

Etage	P(KN)	Δ (cm)	V(KN)	h(m)	θ	Verification
1	-139363	0,165	3075,75	3,06	0,02443	OK
2	-124931	0,34125	2966,19	3,06	0,04697	OK
3	-111328	0,4425	2742,81	3,06	0,0587	OK
4	-97725	0,5025	2479,32	3,06	0,06473	OK
5	-84301	0,54375	2216,32	3,06	0,06759	OK
6	-71389	0,5625	1999,46	3,06	0,06563	OK
7	-58620	0,57375	1831,12	3,06	0,06002	OK
8	-46260	0,5625	1683,75	3,06	0,0505	OK
9	-33900	0,54	1493,37	3,06	0,04006	OK
10	-21540	0,51	1178,02	3,06	0,03047	OK
11	-9180,1	0,47625	637,74	3,06	0,0224	OK

Tableau. V.8. Vérification de l'effet P-delta sens y

Etage	P(KN)	Δ (cm)	V(KN)	h(m)	θ	Verification
1	-139363	0,05625	3509,2	3,06	0,0073	OK
2	-124931	0,09375	3449,89	3,06	0,01109	OK
3	-111328	0,11625	3316,39	3,06	0,01275	OK
4	-97725	0,1275	3126,78	3,06	0,01302	OK
5	-84301	0,13875	2901,05	3,06	0,01318	OK
6	-71389	0,14625	2646,88	3,06	0,01289	OK
7	-58620	0,15	2354,35	3,06	0,01221	OK
8	-46260	0,14625	2023,07	3,06	0,01093	OK
9	-33900	0,1425	1629,3	3,06	0,00969	OK
10	-21540	0,135	1144,48	3,06	0,0083	OK
11	-9180,1	0,12375	540,36	3,06	0,00687	OK

Conclusion

Au vu des résultats obtenus lors de l'analyse sismique conformément aux dispositions du RPA 2024, la structure présente un comportement satisfaisant vis-à-vis des sollicitations sismiques de calcul. Les vérifications relatives à la période fondamentale, à la stabilité au renversement, aux déplacements latéraux ainsi qu'aux effets du second ordre (P- Δ) sont conformes aux exigences réglementaires.

Chapitre VI :
Ferraillage des éléments de
contreventement

VI.1) Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau. VI.1. Situation durable ou accidentelle.

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	500	348
Situation accidentelle	1.2	1	25	18.48	500	400

a. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

▪ Selon BAEL 91 :

-E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

▪ Selon le R.P.A 2024 : Situation accidentelle

$G + \psi \cdot Q + E1$

$G + \psi \cdot Q + E2$

$E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y$

$E2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y$

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

1^{ere}) $N^{\max}, M^{\text{corr}}$

2^{eme}) $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

3^{eme}) $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

b. Recommandation du RPA 2024:

❖ **Les armatures longitudinales :** doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 1\% \times b \times h \text{ En (zone IV).}$$

- Leur pourcentage maximal :

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \times b \times h & \text{en zone courante.} \\ 8\% \times b \times h & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm (pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de : 60ϕ en (zone IV).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 15 cm en (zone IV, V et VI).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

❖ **Les armatures transversales :** sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} 2,5 \rightarrow \text{Si l'élancement géométrique } \lambda_g \text{ dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5.} \\ 3,75 \rightarrow \text{Dans le cas contraire.} \end{cases}$$

t: L'espacement des armatures transversales.

- La valeur maximum de cet espacement dans la (zone IV, V et VI) est fixée comme suit :

$$\begin{cases} t \leq \min(b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI dans la zone nodale.} \\ t' \leq \min(b_1/2; h_1/2; 10\phi_l) \text{ dans la zone courante.} \end{cases}$$

Avec :

ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

- La quantité minimale des armatures transversales :

$$A_t = \begin{cases} 0,3\% \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad (1) \\ 0,8\% \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \leq 3 \quad (2) \\ \text{interpoler entre (1) et (2)} & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

λ_g : l'élancement géométrique du poteau qui est égale :

$$\lambda_g = \left[\left(\frac{l_f}{a} \right) \text{ ou } \left(\frac{l_f}{b} \right) \right]$$

a et **b** : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

l_f : longueur de flambement du poteau.

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

c. Les résultats obtenus :

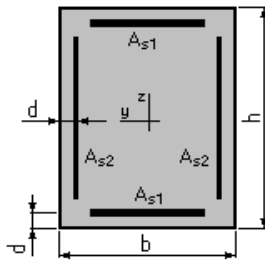
Le plan de repérage est représentée dans la figure VI.1 et les efforts (M, N) obtenus avec le logiciel ROBOT sont récapitulées dans les tableaux suivants :

				N	My	Mz
50x50		ELU	N compression	1635,4	35,32	65,47
			My max	1913,99	-47,75	-77,15
			Mz max	1736,89	35,67	-81
		ACC	N compression	1112,98	46,03	90,31
			My max	1295,9	-62,94	-106,32
			Mz max	1178,93	47,12	-111,18
		ELS	N compression	1197,92	25,73	48,04
			My max	1401,08	-34,83	-56,6
			Mz max	1271,84	26,03	-59,39
45x45		ELU	N compression	1091,37	46,36	67,22
			My max	1324,74	-64,85	-78,02
			Mz max	1159,54	46,98	-82,44
		ACC	N compression	741,68	60,48	92,72
			My max	895,42	-85,65	-107,56
			Mz max	849	32	105

		ELS	N compression	799,28	33,78	49,32
			My max	969,52	-47,32	-57,24
			Mz max	848,92	34,28	-60,45
40x40		ELU	N compression	446,86	36,52	45,08
			My max	580,03	-62	-51,09
			Mz max	676,52	34,31	57,97
		ACC	N compression	303,16	47,72	62
			My max	391,38	-82,21	-70,56
			Mz max	458,3	45,35	79,57
		ELS	N compression	327,19	26,61	33,08
			My max	424,41	-45,26	-37,49
			Mz max	495,26	25,04	-41,45
35x35		ELU	N compression	92,88	48,16	41,2
			My max	141,72	-86,1	-42,51
			Mz max	280,14	-38,39	-57,64
		ACC	N compression	61,3	62,98	57,2
			My max	94,34	-114,3	-59,13
			Mz max	189	-50,74	-79,09
		ELS	N compression	67,86	35,1	30,26
			My max	103,52	-62,87	-31,23
			Mz max	204,98	28,05	-42,27

Exemple de calcul :**Calcul de Section en Flexion Déviée Composée****1. Hypothèses:**Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 50,0$ (cm)
 $h = 50,0$ (cm)
 $d = 3,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	1197,92	25,73	48,04
2.	ELA	1401,08	-34,83	-56,60
3.	ELS	1271,84	26,03	-59,39

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 2,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 1,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 4,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 125,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,32$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,16$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 1197,92 (kN)** **$M_y = 25,73$ (kN*m)** **$M_z = 48,04$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 0,0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,00$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Cas N° 2: Type ELA **N = 1401,08 (kN)** **$M_y = -34,83$ (kN*m)** **$M_z = -56,60$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 0,0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,00$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Cas N° 3: Type ELS **N = 1271,84 (kN)** **$M_y = 26,03$ (kN*m)** **$M_z = -59,39$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,72
 Position de l'axe neutre: $y = 74,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 32,3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 119,3$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{smin} > \frac{0,23b df_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 4,434 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

Vérification du poteau à l'effort tranchant.

On prend l'effort tranchant maximum et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{\max} = 92.18 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{92.18 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,495} = 0,333 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau < \bar{\tau}_{bu} \\ \tau < \bar{\tau} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

Calcul des armatures transversales :

Selon RPA24 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \rho_a V_u / h_1 f_e$$

Condition d'espacement :

En zone nodale : $t' \leq 10 = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $t \leq \min(b_1/2, h_1/2, 10\phi_L) = 15 \text{ cm}$

On opte un espacement de 10 cm en zone nodale et 15cm en zone courante :

zone courante :

$$\lambda_g = \frac{Lf}{i} = \frac{0,55 \times 3,06}{0,007} = 24,04 > 5$$

Donc: $\rho_a = 2,5$

$$A_t = \frac{\rho_a V_s t}{h t f_c} = \frac{2,5 \times 92.18 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,55 \times 400} = 0,157 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$ (2cadre de HA8)

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t b$ en % est donnée comme suit :

Par interpolation :

$$\lambda_g = \frac{0,55 \times 3.06}{0,55} = 3.06 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} > 0,3\% \quad \text{RPA24.}$$

$$2,01 / 15 \times 55 = 0,001 < 0,003 \quad \text{non vérifiée}$$

On prend $A_t = 6\phi 10 = 4.71 \text{ cm}^2$.

$$4.71 / 15 \times 55 = 0,39 > 0.36$$

Les cadres doivent être fermées par des crochés à 135° .

Ayant une longueur de $10\phi_t = 10 \text{ cm}$.

Zone nodale :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{0,55 \times 3.06}{0,202} = 24.04 > 5$$

Donc: $\rho_a = 2,5$

$$A_t = \frac{\rho_a V_s t}{h t f_c} = \frac{2,5 \times 92.18 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,55 \times 400} = 0,157 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (2 cadre de HA8).

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t b$ en % est donnée comme suit :

Par interpolation :

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 4,08}{0,7} = 4,08 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} > 0,3\% \quad \text{RPA24}$$

$$2,01 / 10 \times 70 = 0,00287 < 0,003 \quad \text{non vérifiée.}$$

RPA: on prend $A_t = 6\phi 10 = 4,71 \text{ cm}^2$.

$$4,71 / 10 \times 55 = 0,8 > 0.3$$

Les cadres doivent être fermées par des crochés à 135° .

Ayant une longueur de $10\phi_t = 10 \text{ cm}$.

Résultats du ferraillage pour les autres zones :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. VI.3. La section des poteaux en cm^2

Section [cm^2]	$A_{\text{scalé}}$ Cm^2	A_{RPA} Cm^2
35x35	8.4	9.8
40x40	3.3	12.8
45x45	3.6	16.2
50x50	4.4	24.2

Tableau. VI.4. Les armatures longitudinales et transversales des poteaux.

Section (cm)	Barres (longitudinale)	Barres (transversale)	St (z.courante)cm	St (z.nodale)cm
35x35	8HA14	4HA8	15	10
40x40	8HA14	4HA8	15	10
45x45	10HA 16	6HA10	15	10
50x50	8HA20	6HA10	15	10

Remarque : Les sections adoptées sont les sections minimales exigées par le RPA2024, parce que elles sont supérieures à celles calculées.

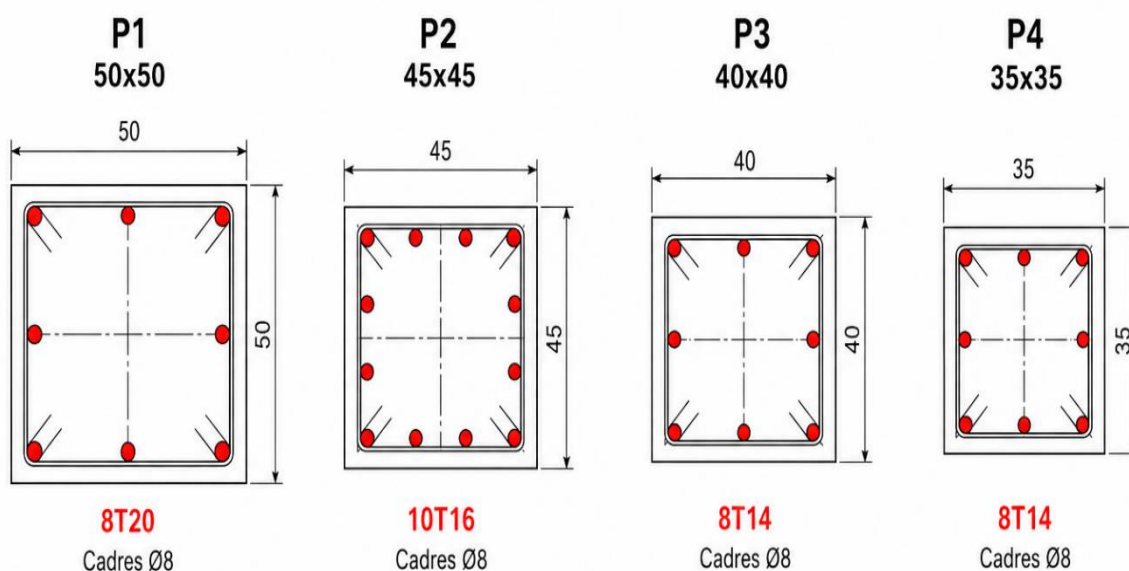


Figure. VI.1. Croquis du ferrailage des poteaux.

VII.2) Ferrailage des poutres :**1. Introduction :**

Les poutres seront ferrillées en flexion simple. Le ferrailage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations (Tableau. VI.1).

2. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons ELU, ELS et ACC.

3. Recommandation du RPA 24 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :
50 ϕ en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferriller les poutres les plus sollicitées. Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres seront ferrillées en travée pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

4. Présentation des résultats :

Nous avons pris les valeurs des efforts interne maximales dans les différents niveaux selon ELU, ACC, ELS.

Tableau. VI.5. Effort interne dans les différents niveaux selon ELU, ACC, ELS

Combinassions	Moment et efforts	Poutres Principales (kN.m)	Poutres Secondaires (kN.m)
		30x35	30x30
ELU	Moment en travée M	93,62	103,76
	Moment en appui M	-190,34	-100,63
	Effort Tranchent Tu	263,28	136,48
ACC	Moment en travée M	126,37	139,31
	Moment en appui M	-265,95	-135,5
	Effort Tranchent Tu	354,94	184,14
ELS	Moment en travée M	78,8	95,21
	Moment en appui M	-194,09	-95,35
	Effort Tranchent Tu	51,85	129,97

5. Résultats du ferrailage d'une poutre :

Exemple de ferrailage :

a. Ferrailage longitudinal :

Calcul de Section en Flexion Simple

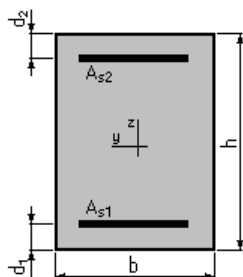
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0 \text{ (cm)}$
 $h = 35,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	93,62	-190,34
Etat Limite de Service	78,80	-194,09
Etat Limite Ultime (Accidentel)	126,37	-265,95

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 21,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 23,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 1,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 4,63 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 93,62$ (kN*m) $M_{\min} = -190,34$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,22 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 29,4$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,53$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 270,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 78,80$ (kN*m) $M_{\min} = -194,09$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 13,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 27,4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15,0$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 298,3$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 175,8$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 400,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 126,37$ (kN*m) $M_{\min} = -265,95$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,01 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 29,3$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,64$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 291,0$ (MPa)

Vérifications nécessaires pour les poutres :**La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > 0.23.b.d.f_{t28}/f_e ; f_e = 500 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \cdot 30 \cdot 35 \cdot 2.1 / 500 = 1.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1.26 \text{ cm}^2. \text{ (Condition vérifiée)}$$

Pourcentage d'acier exigé par RPA 2024 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\%.b.h.$

$$A_{\min} > 0.5\% \cdot 30 \cdot 35 = 5.25 \text{ cm}^2.$$

Condition non vérifiée ; alors la section d'aciers à retenir est :

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2.$$

b. Armatures transversales :

$$V_u^{\max} = 263,28 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^{\max} = 0.26328 / (0.3 \times 0.36) = 2.4 \text{ MPA.}$$

$$\overline{\tau} = \min (0.13f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ MPA} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_u^{\max} < \overline{\tau} \text{ (vérifiée).}$$

Dispositions constructives :

Espacement : $S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}).$

$$d = 36 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc: } S_t \leq 31.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Section minimale des armatures transversales BAEL ART.1.2.2 :

$$S_t \leq A_t \cdot f_e / (0.4 \times b_0)$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.4 \times b_0 \times S_t / f_e.$$

$$A_t = 0.4 \times 30 \times 0.25 / 500 = 0.75 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit 1 cadre T8 + un étrier T8} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

Verification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**1. Appui de rive :****a. Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq V_u \cdot \gamma_s / f_e.$$

$$21.4 \cdot 10^{-4} \geq 0.26328 \cdot 1.15 / 500 = 7.5 \cdot 10^{-4} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

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

a

$$a = l_a - 2 \text{ cm}$$

l_a = longueur d'ancrage.

On choisit un crochet droit.

$$l_a = l_s - 31,13 \cdot \varphi_l$$

φ_l : Armatures longitudinales.

l_s : Longueur de scellement droit.

$$l_s = 35 \cdot \varphi_l \quad (f_{eE400}, \psi_s = 1,5)$$

$$l_a = (35 - 31,13) \cdot 1,6 = 6,192 \text{ cm}$$

$$L_{a,\min} = r + 0,5 \varphi_l$$

$$r = 5,5 \cdot \varphi_l$$

$$l_{a,\min} = 6 \cdot 1,6 = 9,6 \text{ cm}$$

$$A = 9,6 - 2 = 7,6 \text{ cm}$$

La longueur d'appui «a» doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{3,75 \cdot V_u}{b \cdot f_e} \leq a \leq 0,9 \cdot d$$

$$0,0078 \text{ cm} \leq a = 7,6 \text{ cm} \leq 31,5 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

$$V_u = 0,263 \text{ MN} \leq 0,267 \cdot 0,076 \cdot 0,325 = 0,156 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

2. Appui intermédiaire:

Puisque on a :

$$V_u + (M_u / 0,9 \cdot d) = 6,63 \geq 0,0 \quad (V_u \geq 0 ; M_u \geq 0)$$

On doit vérifier :

$$A_{sl} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

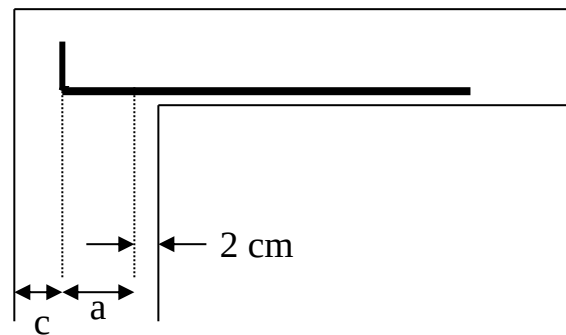
$$A_{sl} \geq 1,26 \text{ cm}^2. \text{ La condition est vérifiée.}$$

1. Résultats du ferrailage d'un chéneau :**Calcul de Section en Flexion Simple****1. Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

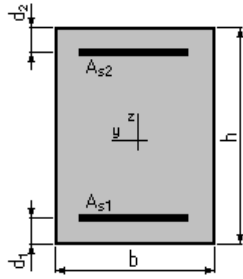
Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques



* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	103,76	-100,63
Etat Limite de Service	95,21	-95,35
Etat Limite Ultime (Accidentel)	139,31	-135,50

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 13,9 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 1,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 3,50 \text{ (}\%)$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12 \text{ (}\%)$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 103,76 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -100,63 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,17 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 24,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,53 \text{ (}\%)$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (}\%)$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 210,4 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 95,21 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -95,35 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,18

Position de l'axe neutre: $y = 11,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 23,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 289,0 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 137,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 500,0 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\max} = 139,31 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -135,50 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 24,8$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,59$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 220,0$ (MPa)

Tableau VI.6. Ferrailage des poutres.

Eléments	Niveau	As calculée (cm ²)	As adoptée
Poutre principale	en travée M	23.4	3HA20+3HA25
	en appui M	21,4	3HA20+3HA25
Poutre secondaire	en travée M	13.9	3HA20+2HA16
	en appui M	14,5	3HA20+2HA16

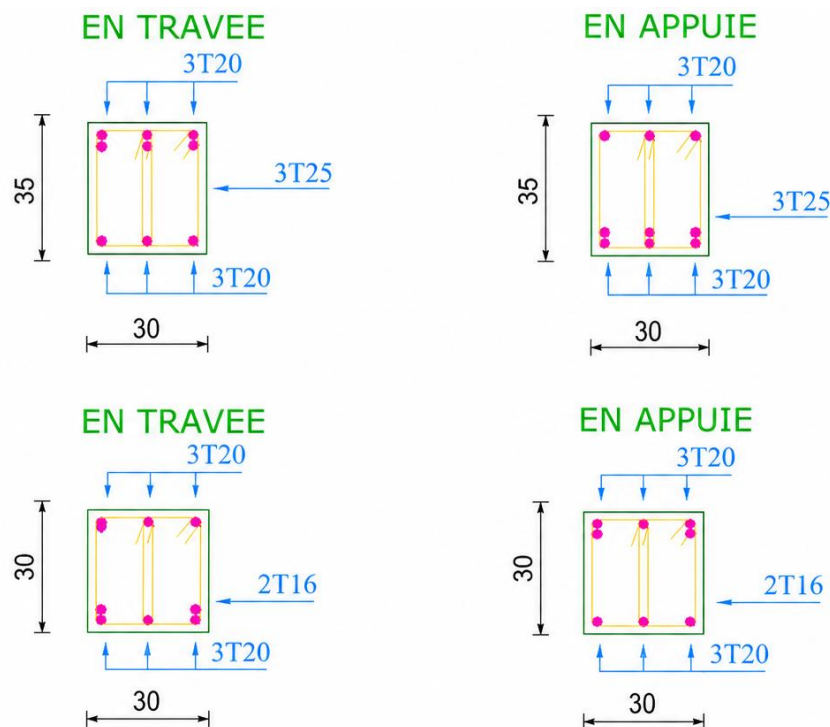


Figure.VI.2. Croquis du ferrailage des poutres principales (30x35) et des poutres secondaires (30x30)

VII.3) Ferrailage des voiles :

1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 2024.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

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

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

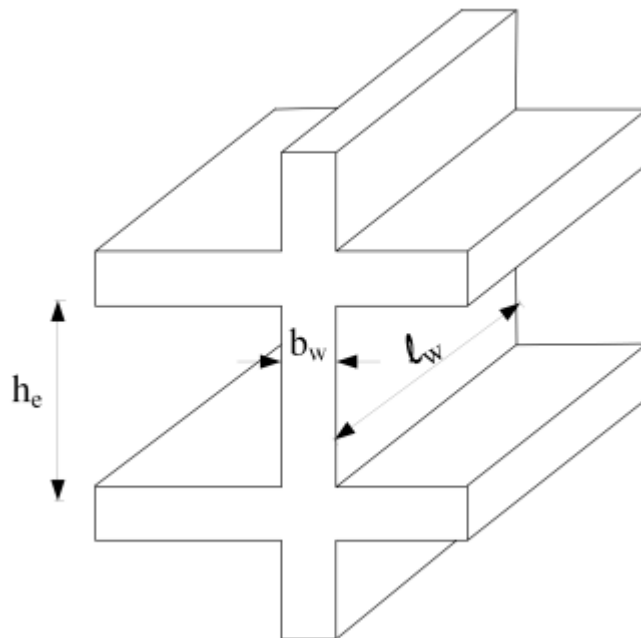


Figure.VI.3. Les dimensions des voiles

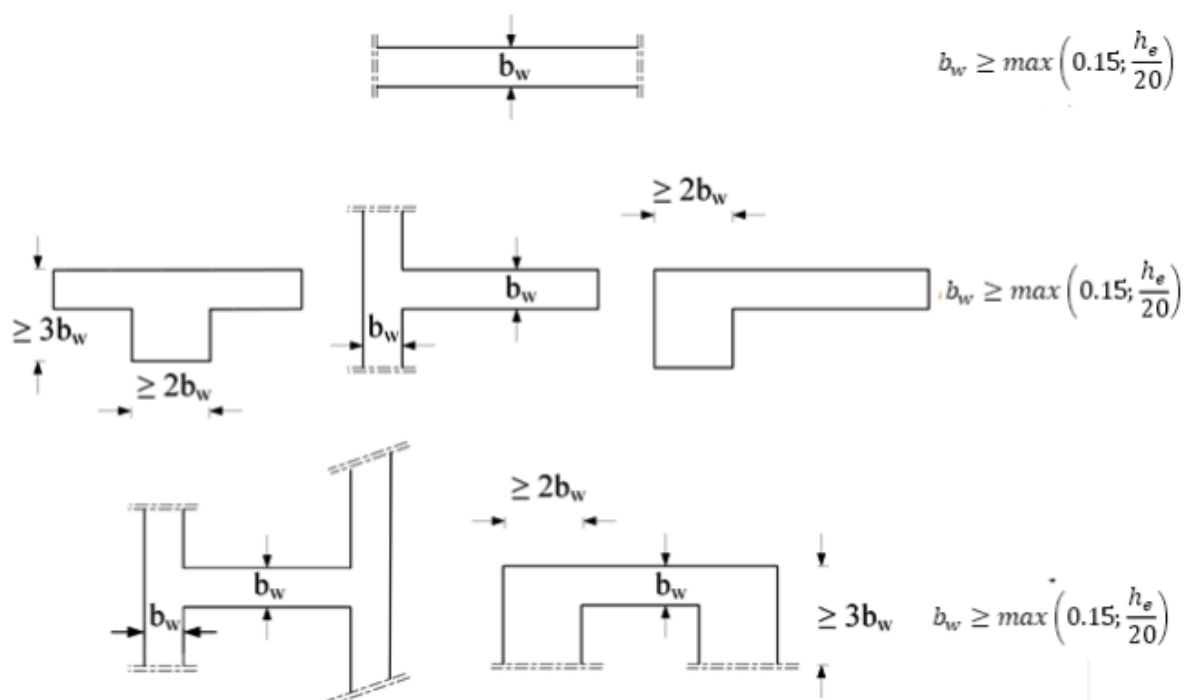


Figure VI.4. Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

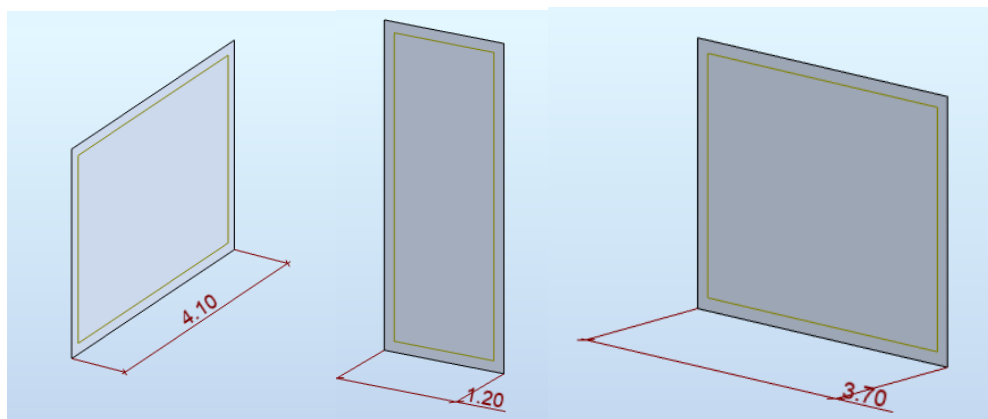


Figure VI.5. Les 3 types des voiles.

Ferrailage des voiles**VI-3-2) Les combinaisons de calcul :**

D'après RPA 2024, les trumeaux seront calculés en flexion composée (effort normal de compression (N) et un moment de flexion (M)) tirées à partir du fichier résultat de ROBOT sous les combinaisons de calcul suivantes :

ELU et ELS ainsi que les situations accidentelles :

Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey

Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey

Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey

Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey

Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey

Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey

Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey

Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey

VI-3-3) Pré dimensionnement :

$A \geq h_e / 20$ Avec

A : épaisseur du voile

h_e : hauteur d'étage

R D C et Étage *courant*

h_e = 3.06 m

→ en adoptée **e=15cm (Type01)**

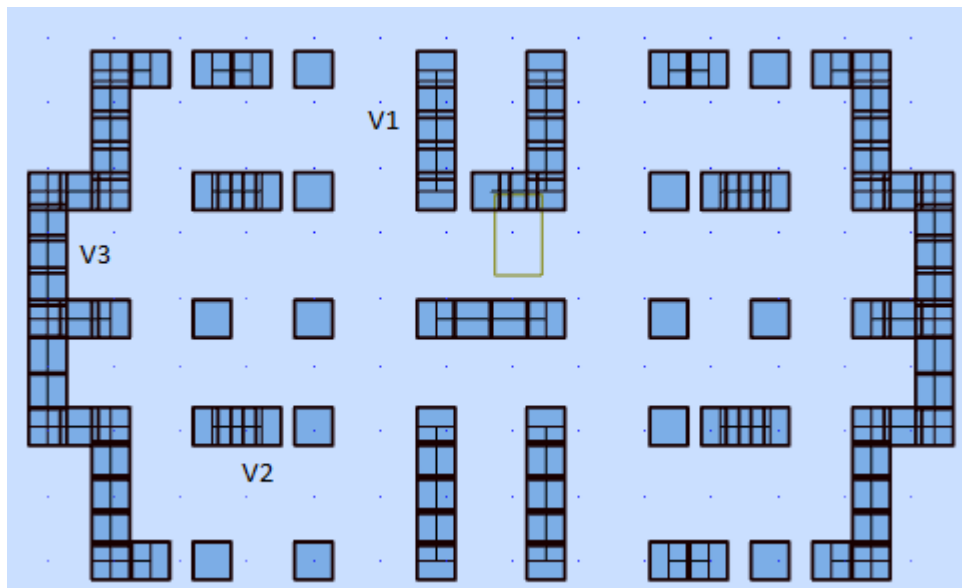


Figure. VI.6. Plan de repérage des voiles.

❖ Exemple de calcul

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 niveau de la base RDC

Détermination des sollicitations

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Plan 1-2 :} \\ N_{\max} = 14667,27 \text{ KN.m} \\ M_{33 \text{ corre}} = 162,61 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$e_a = \text{Max}(2\text{cm} ; L/250) = 2\text{cm}$$

Excentricité additionnelle = 2 cm

- Excentricité du 1^{er} ordre a l'ELU :

$$e_1 = (M / N) + e_a = (162.61 / 14667.27) + 0.02 = 0.031 \text{ m}$$

- Sollicitation ultime corrigée pour le flambement

a- Sollicitation ultimes corrigées par le flambement :**Elancement géométrique :**

$$l_f = 0.8l_0 \Rightarrow l_f = 0.8 \times 3.06 = 2.45\text{m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.14}{3} = 0.816\text{m}$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0.039}{3} = 0.26$$

$$\frac{l_f}{h} < \max(15, 0.65) \rightarrow CV$$

Calcul en **flexion composée** en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{257.64}{257.64 + 21.13} \Rightarrow \alpha = 0.92$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow e_2 = 0.00171\text{m} \quad \text{telque : } \phi = 2$$

Avec ϕ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge

Considérée, il est pris généralement égal à 2

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 14667,2 \times 0,0327 = 429.61 \text{ KN.m} \\ e_0 = e_1 + e_2 = (0,031 + 0,0017) = 0,0327\text{m} \end{array} \right.$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} M_{ua} = M_{uc} + N.e_a = 429.61 + 14667,27 \times 1.24 = 3450.82 \text{ KN.m} \\ e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,0327 + \left(2.75 - \frac{3.06}{2}\right) = 1.25 \text{ m} \end{cases}$$

- **Ferraillage**

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0,55$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3450.82 \times 10^{-3}}{0.15 \times (2.7)^2 \times 14,2} = 0.22$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section partiellement comprimé.

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = 21.30$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 7.14$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 2.42 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{3450.82 \times 10^{-3} \times 10^4}{2.42 \times 348} = 40.9 \text{ cm}^2$$

Armature en flexion composée:

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' \\ A = 40.9 - \frac{14667,2}{100 \times 348} = 40.47 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI-3-4) Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

D'après B.A.E.L 91 (chap. 7 Art 3-1) la section A_t des armatures est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ct} \cdot k}{0.8 \cdot f_{ct} \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage, donc on prend $k=0$.

D'autre part le RPA 2024 prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

❖ Exemple d'application

Voiles V1 : Niveau RDC panneau 1926

$$\tau_u = T_{cal} / b_0 d$$

$$\tau_u = 595,30 / (0,15 \times 0,9 \times 3,06) = 1,44$$

$$\bar{\tau} = 0,2 f_{ct28} = 5 \text{ MPa} > \tau_u = 1,52 \text{ MPa} \Rightarrow$$

-Pas de reprise de bétonnage.

$$-\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \cdot f_e}$$

$$S_t \leq \min (1,5a, 30\text{cm}), \text{ selon (RPA2024)}.$$

$$\text{Soit: } S_t = 15\text{cm}.$$

$$A_t \geq (0,15 \times 0,15 \times 1,44) / (0,8 \times 400) \Rightarrow A_t \geq 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t \text{ min (RPA 2024)} = 0,15\% \times 0,15 \times 3 = 6,75 \text{ cm}^2$$

Soit : **8T12**

Tableau.VI.7. Ferrailage de voile.

	Choix	Adopté (cm ²)	Espacement (cm)
Voile	2x10 HA 16	40,47	10 cm

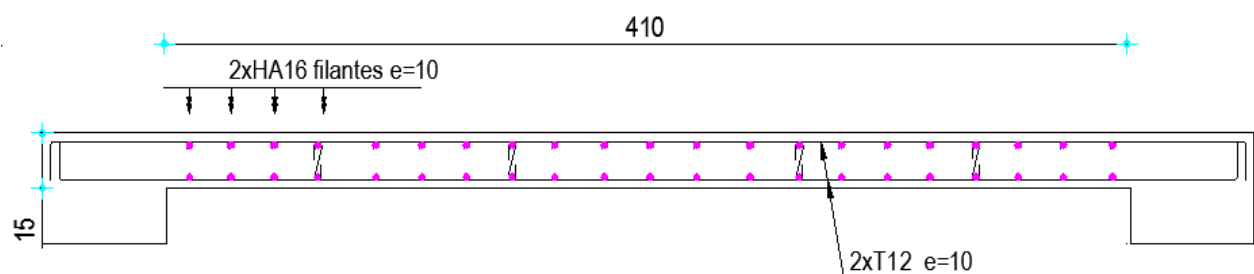


Figure. VI.7. Croquis de ferrailage des voiles.

CHAPITRE VII. ETUDE DES FONDATIONS

VII.1) Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VII.2) ETUDE DES FONDATIONS :**a. Introduction :**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

- Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.
- Le choix du type de fondation dépend de :
 - Type d'ouvrage à construire.
 - La nature et l'homogénéité du bon sol.
 - La capacité portante du terrain de fondation.
 - La raison économique.
 - La facilité de réalisation.

VII.2.1.Choix du type de fondations :**❖ Predimensionnement du radier :**

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

a- Epaisseur du radier :

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :
Condition forfaitaire :

$$h_r \geq L_{\max} / 10$$

Avec : $L_{\max}$ la distance maximale entre deux files successives ($L_{\max} = 4.10\text{m}$)

$$\text{D'où : } h_r \geq 41 \text{ cm}$$

Condition de la longueur élastique :

$$L_e = [4EI / Kb]^{1/4} \geq 2 L_{\max} / \pi$$

Avec :

Le : Longueur élastique .

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives (L_{max} = 4.10 m).

E : Module d'élasticité du béton E = 3.21 x 10⁶ t/m².

b : Largeur du radier .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. Pour un sol moyen (K = 4000t/m³) .

$$\text{d'ou : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}}{E\pi^4}}$$

$$h_r \geq 55.81 \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : h_r = 70 cm

VII.2.2.Vérification du radier :

Vérification de l'effet sous pression

$$P > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

P : Poids du bâtiment.

S : Surface du radier

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³ .

$$1.5 \times S \times \gamma \times Z = 1.5 \times 26.7 \times 15 \times 10 \times 3.36 = 20185,2 \text{ KN}$$

$$313635,56 > 20185,2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.3.Vérification des contraintes

Les contraintes calculées sous le radier doivent rester inférieures à la contrainte admissible du sol qu'on va majorer avec un coefficient de 1.5.

$$\sigma_{sol} = 3 \text{ MPa}$$

$$1.5 \sigma_{sol} = 4.5 \text{ kN/m}^2$$

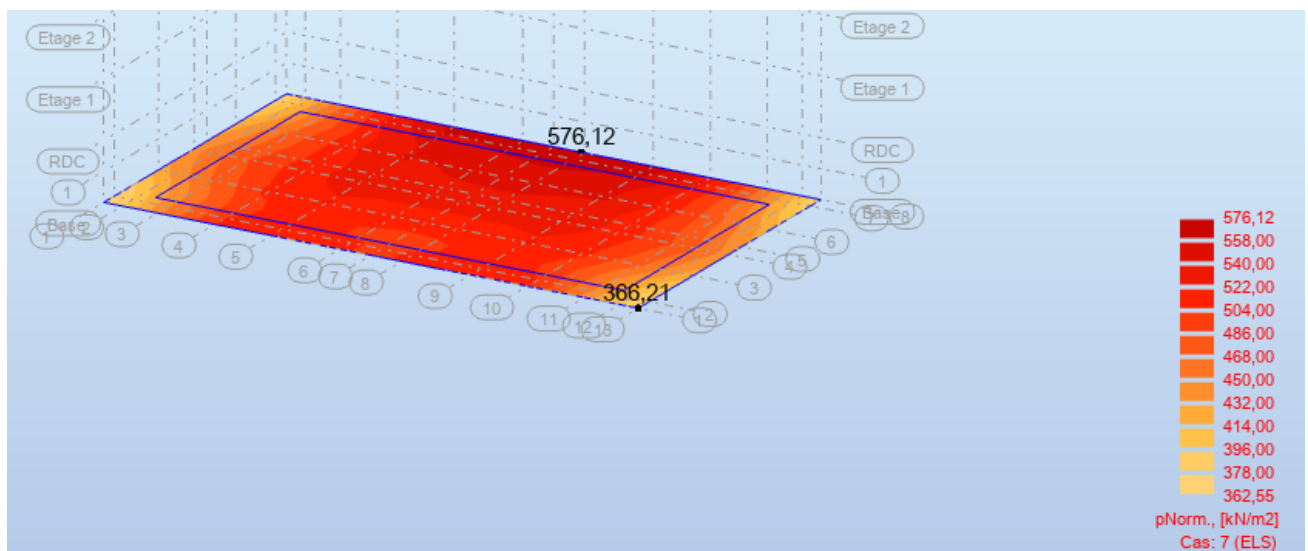


Figure.V.II.1. Cartographie des contraintes au niveau du radier.

Vérification au non poinçonnement :

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h_r f_{c28}$$

Avec :

h_r : Epaisseur du radier.

μ_c : Périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2 (a + b + 2 h_r)$$

$$\mu_c = 2 (0.55 + 0.55 + 2 \times 0.7) = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 0.045 \times 5 \times 25 = 5.93 \text{ MN}$$

$$N_u = 0.27008 \text{ MN} < N_u$$

La condition étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

VII.3.Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges .

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

a. Méthode De Calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

-Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y . M_x$

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficient en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75 . M_x$; $M_{ty} = 0.75 . M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5 . M_x$; $M_{ay} = 0.5 . M_y$)

b. Evaluation des charges et surcharges :

Les valeurs des charges ultimes.

ELU

$$N_u = 9869,37 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rod}} = 24.66 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = 24.66 \text{ KN} / m^2$$

ELS

$$q_{ser} = \frac{G + Q}{S_{radier}} = \frac{7232.24}{400.05} = 180.25 \text{ KN} / m^2$$

c. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera pour le poteau N°17 :

1) Détermination des efforts :

Les efforts à L'ELU $\nu = 0$

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	Sens x-x				Sens y-y			
			μ_x	M_x kNm	M_{tx} kN.m	M_a kNm	μ_y	M_y kNm	M_{ty} kNm	M_a kNm
3.7	4.1	0.902	0.050	16.87	12.65	8.435	0.712	17.55	13.16	8.775

Les efforts à L'ELS $\nu = 0.2$

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	Sens x-x				Sens y-y			
			μ_x	M_x kNm	M_{tx} kNm	M_a kNm	μ_y	M_y kNm	M_{ty} kNm	M_a kNm
3.7	4.1	0.902	0.055	135.73	101.8	51.14	0.751	135.3	101.52	50.85

2) Calcul des armatures :

❖ Les vérifications :

a. Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens la condition de non fragilité est la suivante :

Sens y-y

$$A_y \geq A_y^{\min} \quad \text{tel que } A_y^{\min} = \rho_0(y) = 8 \cdot \text{épaisseur}$$

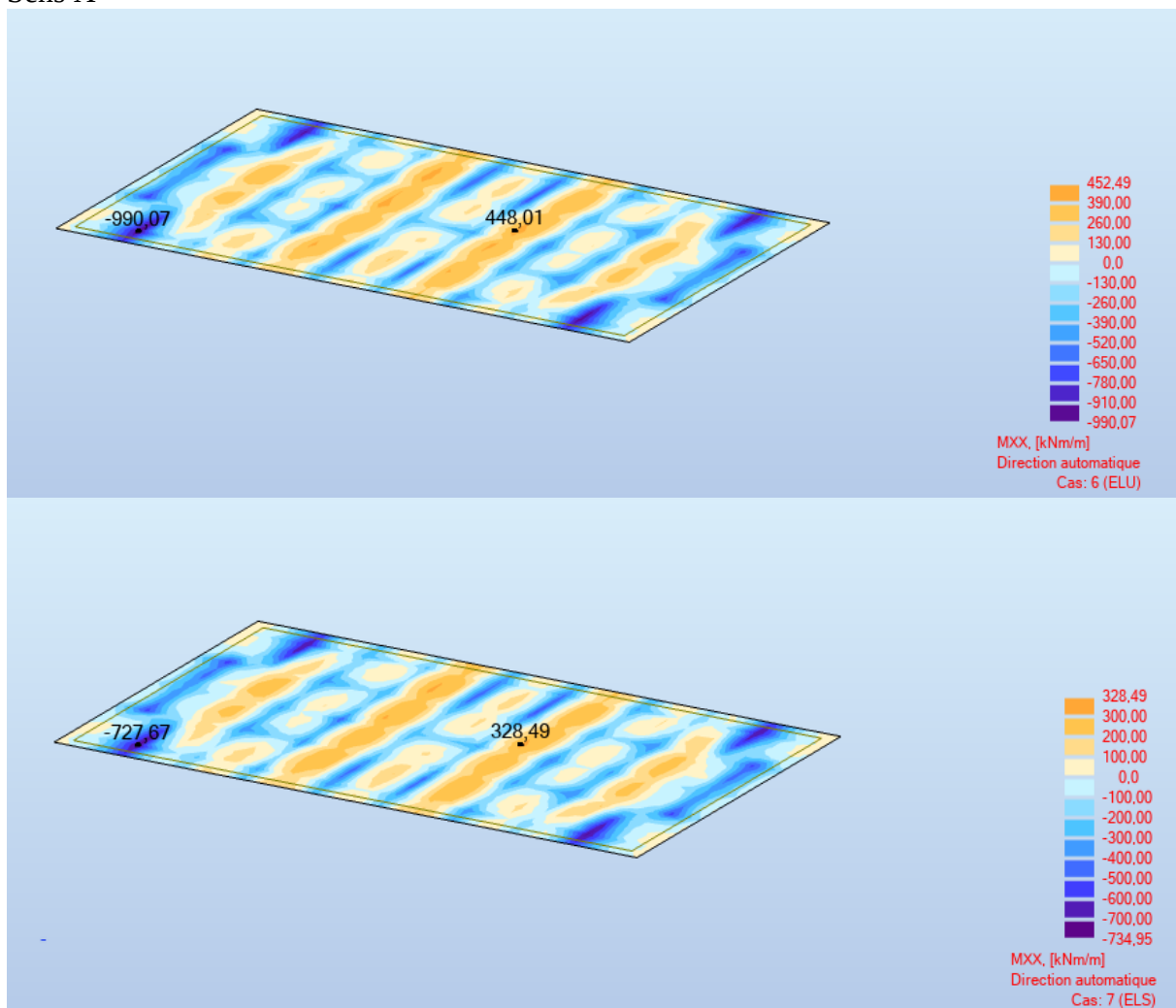
pour $F_e = 400$

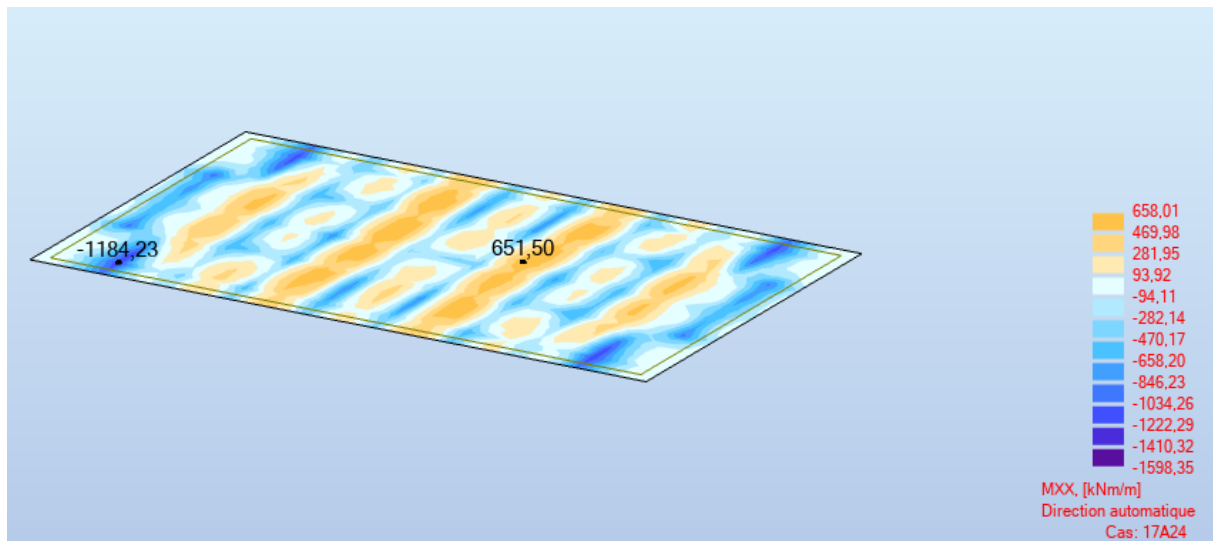
Sens x-x

$$A_x \geq A_x^{\min} \quad \text{tel que } A_x^{\min} = \rho_0(y) \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

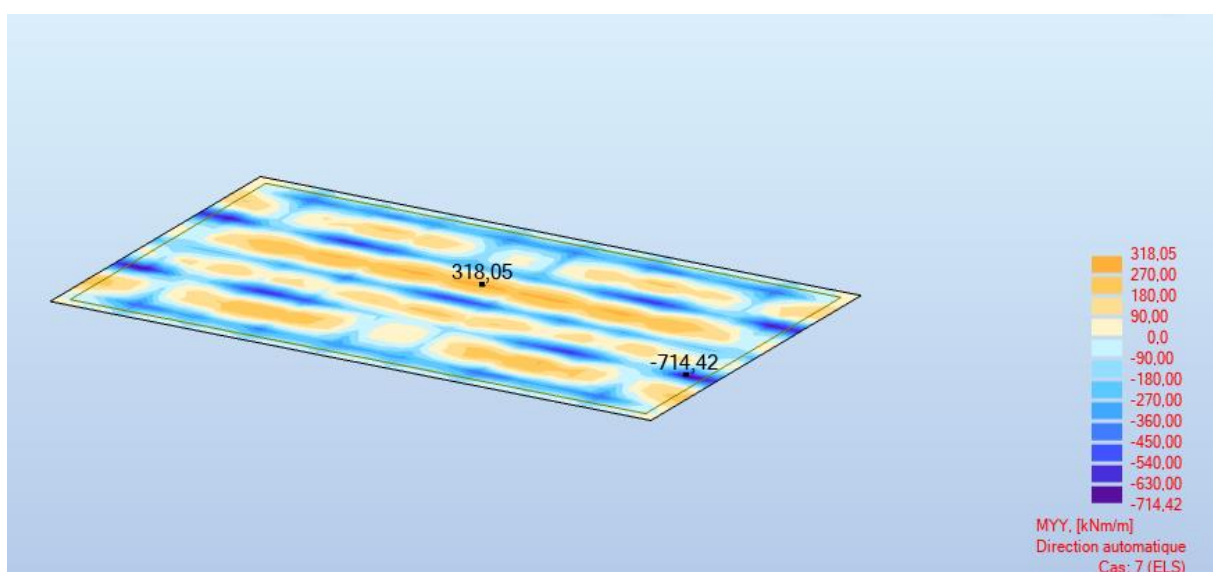
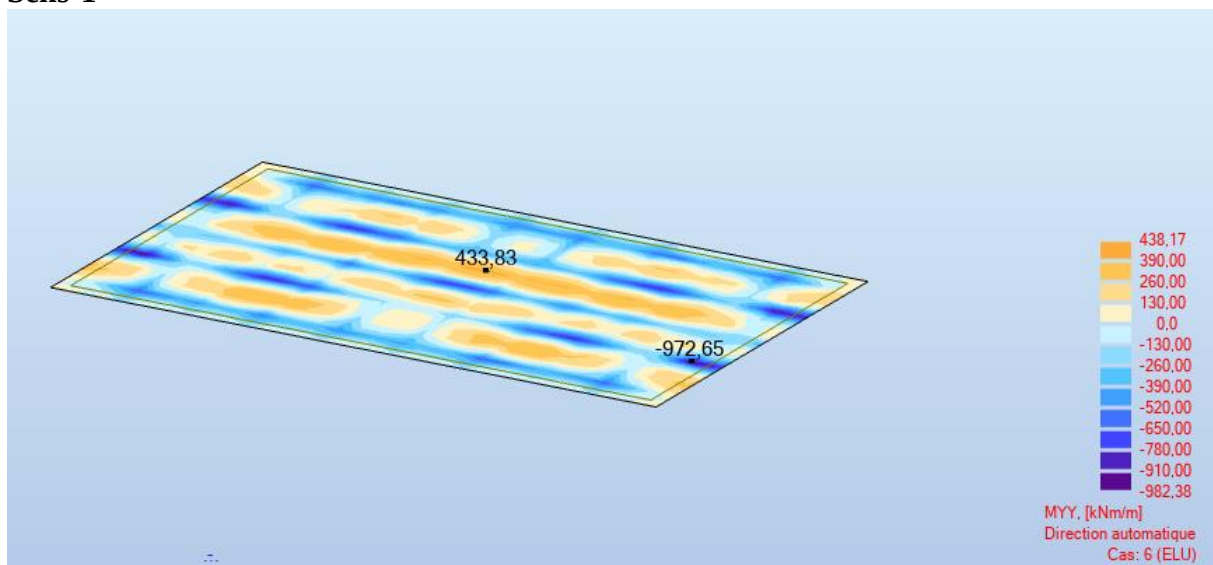
D'après les tableaux qui précèdent, on remarque que la condition est vérifiée.

Sens X





Sens Y



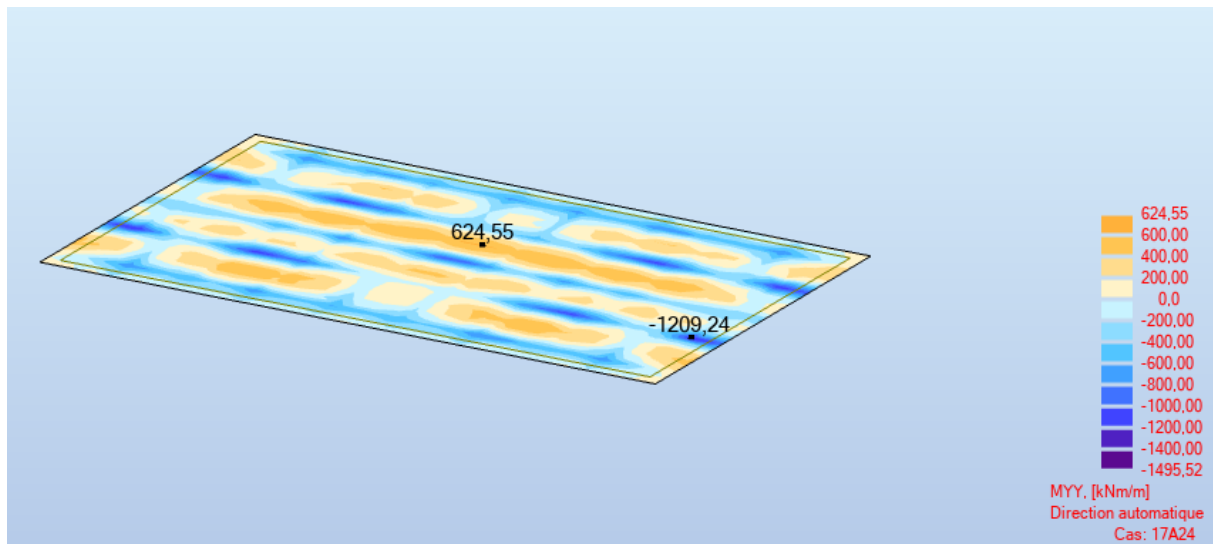


Figure. VII.2. Les moments obtenus au niveau du radier dans le sens xx et yy

Tableau VII.1. Les différentes sollicitations sur le radier.

Direction	Niveau	Combinaison		
		ELU (kN)	ELS (kN)	ACC (kN)
x	Appui	-727.67	-990	-1184.28
	Travée	328.49	448.01	651.50
y	Appui	-972.65	-714.42	-1209.24
	Travée	433.83	318.05	624.55

Calcul des armatures dans les sens xx

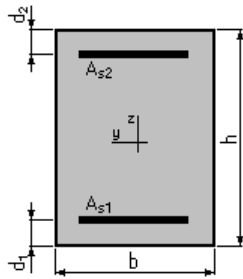
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	328,49	-727,67
Etat Limite de Service	448,01	-990,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	651,50	-1184,28

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 26,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 49,7 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 7,3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,17 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 328,49 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -727,67 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 10,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 60,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,94 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 203,7 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 448,01 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -990,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,17

Position de l'axe neutre: $y = 22,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 57,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 343,0 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 139,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 400,0 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\max} = 651,50 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -1184,28 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 10,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 60,9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,85$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 187,1$ (MPa)

Calcul des armatures dans le sens yy Calcul de Section en Flexion Simple

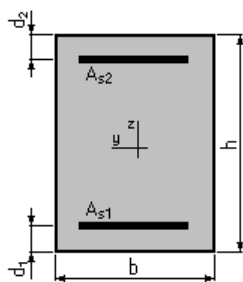
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 70,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	433,83	-972,65
Etat Limite de Service	318,05	-714,42
Etat Limite Ultime (Accidentel)	624,55	-1209,24

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 50,8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 7,3$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,17$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 433,83$ (kN*m) $M_{min} = -972,65$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 10,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 60,7$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,00$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 215,1$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 318,05$ (kN*m) $M_{\min} = -714,42$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,65
 Position de l'axe neutre: $y = 22,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 57,5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 242,6$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 101,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 624,55$ (kN*m) $M_{\min} = -1209,24$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 10,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 60,8$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,90$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 197,5$ (MPa)

Tableau. VII. 2. Le ferrailage de radier.

Direction	Niveau	As inférieure (cm ²)	As supérieure (cm ²)	As adopté
xx	Appui	26.2	0	HA20 Filante
	travée	0	49.7	HA20 Filante HA20 Renforcement
yy	Appui	0	50.8	HA20 Filante HA20 Renforcement
	travée	25.1	0	HA20 Filante

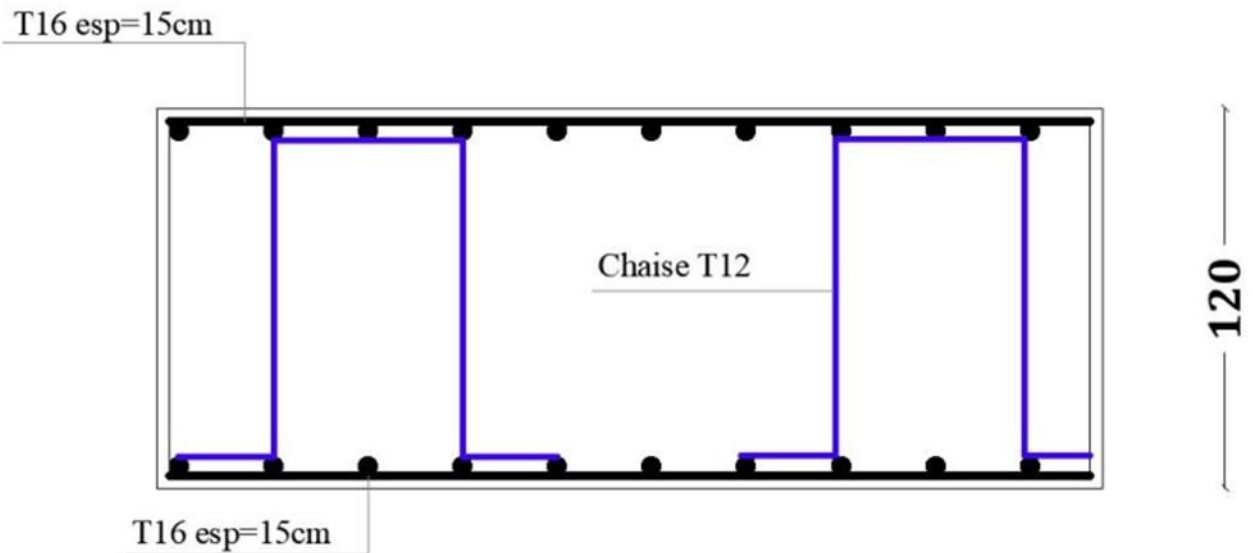


Figure. VII.3. Le ferrailage de radier.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé au prédimensionnement du radier en tenant compte des charges transmises par la structure et des caractéristiques du sol. Nous avons également déterminé et adopté le ferrailage nécessaire, aussi bien pour les nappes supérieures que pour les nappes inférieures, afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage. Les résultats obtenus permettent de garantir un comportement satisfaisant du radier vis-à-vis des sollicitations appliquées, tout en respectant les exigences réglementaires en vigueur.

CONCLUSION GENERALE

L'étude menée dans le cadre de ce projet de fin d'études a constitué une expérience enrichissante qui nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire. Elle nous a offert l'opportunité de suivre l'ensemble du processus de conception et de dimensionnement d'un bâtiment en béton armé, depuis les premières phases d'analyse jusqu'à l'établissement des plans d'exécution.

L'objectif principal de ce travail était d'évaluer le comportement d'un bâtiment à usage d'habitation de type R+10 implanté dans la ville de Mostaganem, en tenant compte des exigences de sécurité, de stabilité et de résistance imposées par les réglementations en vigueur. Pour atteindre cet objectif, une démarche méthodique a été adoptée, reposant sur l'utilisation d'outils numériques performants tels que Robot Structural Analysis, RDM6 et Robot Expert. Ces logiciels ont permis de modéliser la structure, d'analyser son comportement sous différentes sollicitations et d'optimiser le dimensionnement de ses éléments constitutifs.

Dans un premier temps, une étude préliminaire du projet a permis de définir les caractéristiques géométriques et fonctionnelles de l'ouvrage. Les différents éléments structuraux ont ensuite été prédimensionnés conformément aux règles de calcul applicables. Une attention particulière a été portée à l'évaluation de la réponse sismique du bâtiment, compte tenu de la situation géographique du projet et du niveau d'aléa sismique de la région. L'analyse dynamique réalisée selon les prescriptions du RPA 2024 a permis de vérifier la conformité de la structure vis-à-vis des exigences parasismiques et de s'assurer de son comportement satisfaisant face aux actions sismiques.

Par ailleurs, l'étude des éléments secondaires et non structuraux a mis en évidence leur influence sur la performance globale de l'ouvrage. Les vérifications effectuées ont permis de garantir la cohérence entre les différents composants de la construction et d'assurer un niveau de sécurité adéquat. Les phases finales du projet ont été consacrées au calcul détaillé du ferrailage des éléments porteurs ainsi qu'à l'étude des fondations, aboutissant à l'élaboration des documents techniques nécessaires à la réalisation de l'ouvrage.

Au-delà des résultats obtenus, ce projet nous a permis d'acquérir une meilleure maîtrise des méthodes modernes d'analyse et de calcul des structures. Il nous a également sensibilisés à l'importance de la réglementation parasismique dans la conception des bâtiments, particulièrement dans un pays comme l'Algérie où le risque sismique demeure une préoccupation majeure.

Enfin, cette expérience a confirmé l'intérêt de rapprocher davantage les travaux académiques des réalités du terrain. Une collaboration plus étroite entre les universités, les bureaux d'études, les

CONCLUSION GENERALE

entreprises de réalisation et les organismes techniques contribuerait à renforcer la qualité des projets de fin d'études et à préparer plus efficacement les futurs ingénieurs aux exigences du monde professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

- Cours du béton armé BAEL91, Jean- pierre MOUGIN, EYROLLES, 1992
- Pratiques du BAEL91, Jean PERCHAT et Jean ROUX, 3eme édition, 99.
- DTR B.C.2.48, Règles parasismiques algériennes « RPA 2024 »;
- D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;
- D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.
- D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles