

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REpubLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة

التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd– Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : (Génie Civil)

Spécialité : (Structure)

Par : (Cherifi Mohammed et Ghorzi Mohammed)

Sujet

ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT EN BETON ARME A USAGE
D'HABITATION EN « RDC+9 » SITUE A TLEMCEN

Soutenu publiquement, le 15 / 06 /2026 , devant le jury composé de :

M^r.Bedjaoui mohamed chakib MAA
Mme Aissaoui nassima MCB
Mme. Benahchilif Souad MCA
M^r. Ghennani Boubekur MAA

Université de Tlemcen Président
Université de Tlemcen Examinateur
Université de Tlemcen Encadreur
Université de Tlemcen Co-Encadreur

Année universitaire:2025/2026

LES REMERCIMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu de nous avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour accomplir ce travail.

Nous exprimons notre profonde gratitude à nos encadreurs, **Mme. BENAHCILIF SOUAD et M^r. GHENNANI BOUBEKEUR**, pour leur accompagnement précieux tout au long de l'élaboration de ce mémoire. Leurs orientations, leurs conseils avisés, leur disponibilité ainsi que la confiance qu'ils nous ont témoigné ont été d'une grande importance dans la réussite de ce projet.

Nous adressons également nos sincères remerciements à Mme MEDJAHED AMINA pour son aide précieuse, sa disponibilité et son soutien tout au long de la réalisation de ce travail.

Nos remerciements vont aussi aux membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner et d'évaluer ce mémoire.

Nous témoignons notre immense reconnaissance à nos parents pour leurs encouragements constants, leurs sacrifices et leur soutien indéfectible durant toutes nos années d'études.

Enfin, nous remercions chaleureusement nos chers amis de la promotion STRUCTURE 2025/2026, ainsi que toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail de fin d'études, fruit de plusieurs années d'efforts, de persévérance et de sacrifices, à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite académique et personnelle.

Avant tout, je l'adresse à mes très chers parents, à **ma mère** et **mon père**, qui ont toujours été une source inépuisable d'amour, de soutien et d'encouragement. Leur patience, leurs sacrifices et leurs prières m'ont donné la force et la volonté de poursuivre mes études et de surmonter toutes les difficultés rencontrées durant ce parcours. Que ce travail soit pour eux un témoignage de ma profonde reconnaissance et de mon immense gratitude.

À **ma sœur**, pour son affection, sa présence constante et son soutien moral qui m'ont accompagné tout au long de cette aventure universitaire.

À **toute ma famille**, pour leur confiance, leurs encouragements et leurs conseils précieux qui ont contribué à ma motivation et à ma réussite.

À **mes encadreurs** ainsi qu'à tous **mes enseignants**, qui m'ont transmis leur savoir, leurs conseils et leur expérience avec sérieux et dévouement. Je leur exprime mon profond respect et ma sincère reconnaissance pour leur accompagnement tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'études.

À **mes amis** et **collègues d'études**, avec qui j'ai partagé des moments inoubliables, des difficultés, mais aussi de belles expériences qui resteront gravées dans ma mémoire. Et à ma fiancée, qui a toujours été une source de motivation, de bonheur et de soutien moral. Enfin, je dédie ce travail à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce projet.

Que ce mémoire soit le reflet des efforts accomplis et le début d'un avenir professionnel prometteur.

Cherifi Mohammed

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail, fruit de plusieurs années d'efforts et de persévérance, à ceux qui occupent une place précieuse dans mon cœur.

À **ma mère et mon cher père**, رحمه الله aucun mot ne saurait exprimer toute ma gratitude pour votre amour, vos sacrifices, votre patience et vos encouragements permanents. Vous avez toujours été ma source de force et de motivation. Que Dieu vous protège et vous accorde santé et bonheur.

À mes frères et sœurs, pour leur soutien moral, leur affection et leur présence dans les moments difficiles.

À toute ma famille, qui m'a toujours encouragé à poursuivre mes études et à donner le meilleur de moi-même.

À mes amis et collègues, pour les moments de partage, l'entraide et les souvenirs inoubliables vécus durant ce parcours universitaire.

À mes enseignants et à toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Enfin, je dédie ce travail à tous ceux qui croient en la valeur du savoir et de la réussite.

Ghorzi Mohammed

Résumé

Ce projet présente une analyse technique d'une structure en béton armé destiné à l'habitation, doté d'un rez-de-chaussée plus neuf étages, ainsi qu'une terrasse inaccessible.

La situation de ce projet est à Chetouane, Wilaya de Tlemcen, qui est définie comme une zone sismique III conformément à la Réglementation Parasismique Algérienne RPA version 2024.

Tous les composants de la structure sont calculés et vérifiés conformément aux normes de construction actuelles RPA version 2024 et BAEL91 modifié 99, assurant ainsi la sécurité et la stabilité de l'édifice.

Le programme de calcul structural SAP2000 a été utilisé pour effectuer la modélisation et l'analyse sismique. Par la suite, nous avons entrepris le ferrailage des divers composants résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondation) à l'aide d'une analyse approfondie.

Mots clés :

Béton armé, Modélisation, Bâtiment, RPA2024, BAEL91, SAP2000, Etude dynamique, Dimensionnement.

Abstract:

This project provides a technical analysis of a reinforced concrete residential building with a ground floor plus nine stories, as well as an inaccessible roof terrace.

The building is located in Chetouane, Tlemcen Province, which is classified as seismic zone III according to the Algerian Seismic Regulations (RPA) version 2024.

All structural components were calculated and verified in accordance with current construction standards (RPA version 2024 and BAEL91 modified 99), thus ensuring the building's safety and stability.

We used the SAP2000 structural analysis software to perform the seismic modeling and analysis. Subsequently, we carried out the reinforcement design of the various structural components (columns, beams, walls, and foundations) using a thorough analysis.

Keywords:

Reinforced concrete, Modeling, Building, RPAV2024, BAEL91, SAP2000. Dynamic study, dimensioning.

ملخص:

يقدم هذا المشروع تحليلًا فنيًا لمبنى سكني من الخرسانة المسلحة، يتألف من طابق أرضي وتسعة طوابق علوية، بالإضافة إلى سطح غير قابل للوصول.

يقع المبنى في منطقة شتوان، بولاية تلمسان، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية الثالثة وفقًا للوائح الزلزالية الجزائرية لعام 2024 RPA).

المعدلة 99)، مما BAEI91 و RPA 2024 تم حساب جميع العناصر الإنشائية والتحقق منها وفقًا لمعايير البناء الحالية (يضمن سلامة المبنى واستقراره.

لتحليل المنشآت لإجراء النمذجة والتحليل الزلزالي. بعد ذلك، قمنا بتصميم تسليح مختلف SAP2000 استخدمنا برنامج العناصر الإنشائية (الأعمدة، والجسور، والجدران، والأساسات) باستخدام تحليل دقيق.

الكلمات المفتاحية :

، الدراسة الديناميكية، التصميم. SAP2000، BAEI91، RPA 2024: الخرسانة المسلحة، النمذجة، المباني،

Liste des matières

Introduction générale :

ChapitreI : Présentation de L'ouvrage et caractéristiques des matériaux

1Introduction :	2
2 Présentation de l'ouvrage :	2
3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	2
4 Données sismiques de l'ouvrage :	3
5 Conception de la structure :	3
6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	4

6.1. Le béton :	4
6.1.1. La résistance du béton :	4
6.1.2. Module de déformation longitudinale du béton :	4
6.1.3. Coefficient de poisson :	4
6.1.4. Contrainte admissible de cisaillement :	5
6.1.5. Déformation et contraintes de calcul :	5
6.2.Acier :	6

7 Hypothèses de calcul :	7
8 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :	7
9 Règlements et normes utilisés :	7
10Conclusion :	8

ChapitreII: Descente des charges et prédimensionnement des éléments

1 Prédimensionnement des éléments :	9
1.1. Plancher :	9
1.2. Les poutres.....	10
1.3. Les poteaux :	11
1.4. Voile :	14
2 Descente des charges :	15
3 Conclusion	18

ChapitreIII:Etude des éléments secondaires

1 Introduction.....	19
2 Etudes des poutrelles	19
3 Balcon	30
4 L'acrotère	35
5 Escaliers	39
6 Conclusion :	55

ChapitreIV : Etude dynamique

1 Introduction.....	56
2 Objectifs de l'étude dynamique	56

3	Modélisation de la structure.....	56
4	Méthode de calcul.....	57
5	La méthode statique équivalente Force sismique totale V :	57
6	Les forces sismiques de chaque niveau :.....	63
7	Vérification du coefficient de comportement R	64
8	Vérification de la résultante des forces sismiques	65
9	Justification de la sécurité.....	66
10	Vérification des déplacements.....	69
11	Conclusion :	72
Chapitre V : Etude des éléments structuraux		
1	Introduction :.....	71
2	Les poteaux.....	71
3	Poutres :	80
4	Les voiles :	89
5	Conclusion :	92
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure		
1	Introduction.....	93
2	Type des fondations.....	93
3	Choix de type de la fondation.....	93
4	Semelle filante.....	93
4.1	Vérification de chvauchement entre semelle filante	
5	Radier général.....	94
5.1	Prédimensionnement du radier.....	94
5.2	Vérification au poinçonnement.....	95
5.3	Vérification au renversement.....	95
5.4	Calcule de poit propre du radier.....	96
5.5	Véréfication de la contrainte de sol.....	96
5.6	Les sollicitations du radier.....	99
5.7	Calcule de ferrailage de la dalle.....	99
5.8	Calcule de ferrailage de la nervure.....	104
5.9	Les sollicitations de la nervure.....	104
6	Conclusion :	108
Chapitre VII: Etude managériale		
1	Introduction :.....	Error! Bookmark not defined.
2	Le management de projet :	Error! Bookmark not defined.
3	Projet :	Error! Bookmark not defined.
4	Identification des ressources :	Error! Bookmark not defined.
5	Etude économique :	Error! Bookmark not defined.
6	Conclusion:.....	119
Conclusion générale :		120

Références bibliographie :.....	121
Annexe « A » : Les plans architecturaux.....	123
Annexe « B » : Les plans de génie civil.....	128

Liste des tableaux

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
Tableau I.2. Les hypothèses de calcul	7
Tableau II.3. Récapitulation du prédimensionnement des poteaux.....	14
Tableau II. 4. La descente de charge d'un plancher corps creux	16
Tableau II.5. La descente de charge d'un plancher corps creux inaccessible.....	16
Tableau II. 6. La descente de charge d'un mur double parois	17
Tableau II. 7. La descente de charge d'une dalle pleine.....	17
Tableau II. 8. La descente de charge du palier.....	18
Tableau II. 9. La descente de charge de la paillasse	18
TableauIII. 10.Types de poutrelles	19
TableauIII. 11. Evaluation des charges de poutrelles	20
TableauIII. 12. Récapitulation des sollicitations des poutrelles de RDC + étage courant.....	23
TableauIII. 13. Récapitulation des sollicitations des poutrelles de terrasse inaccessible	24
TableauIII. 14. Récapitulation de ferrailage de RDC +étage courante en appui	27
TableauIII. 15. Récapitulation de ferrailage de RDC+étage courante en travée	27
TableauIII. 16. Récapitulation de ferrailage de terrasse inaccessible courante en appui	27
TableauIII. 17. Récapitulation de ferrailage de terrasse inaccessible courante en travée	28
TableauIII. 18. Charges et surcharges supportées par le balcon.	31
TableauIII. 19. Charge de la maçonnerie.....	31
TableauIII. 20. Récapitulation du ferrailage de balcon (dalle pleine)	34
TableauIII. 21. Récapitulation des différents efforts internes des escaliers par SAP.....	46
TableauIV. 22. Valeurs du coefficient C [26]	58
TableauIV. 23. Périodes et participation modale par SAP 2000.....	58
TableauIV. 24. Valeur de la période T_0 pour le calcul de l'effort tranchant à la base V	59
TableauIV. 25. Coefficient d'accélération de zone	59
TableauIV. 26. Coefficient d'importance	60
TableauIV. 27. Valeur de T_1 et T_2 selon le site	60
TableauIV. 28. Valeurs des pondérations P_q	61
TableauIV. 29. Poids de chaque niveau.....	63
TableauIV. 30. Les forces sismiques des différents niveaux	64
TableauIV. 31. Effort tranchant globale à la base par SAP 2000.....	64
TableauIV. 32. Effort tranchant des voiles par SAP 2000.....	65
TableauIV. 33. les réactions à la base SAP 2000	65
TableauIV. 34. La verification de l'effort normal.....	68
TableauIV. 35. Récapitulation effort normal global de la structure et moment de renversement.	68
TableauIV. 36. Valeurs limites des déplacements inter-étages.....	69
TableauIV. 37. Vérification du déplacement inter-étage suivant X-X.....	70
TableauIV. 38. Vérification du déplacement inter-étage suivant Y-Y.....	70
TableauIV. 39. Vérification de l'effet P-Delta (Sens X-X) et (Sens Y-Y)	71
TableauV.40. Récapitulation des Sollicitations max des poteaux à l'ELU	72
TableauV.41. Récapitulation des calculs du ferrailage des poteaux utilisant N_{max} et M_{cor} ...	74
TableauV.42. Récapitulation des calculs du ferrailage des poteaux utilisant M_{max} et N_{cor} ...	74
TableauV.43. Récapitulation des calculs du ferrailage des poteaux utilisant N_{min} et M_{cor} ...	74
TableauV.44. Récapitulation des cas les plus défavorables du ferrailage des poteaux.....	75
TableauV.45. Ferrailage transversal des poteaux.....	76
TableauV.46. Longueur de recouvrement des poteaux	76
TableauV.47. La longueur de la zone nodale des poteaux	77
TableauV.48. Sollicitation des poteaux à ELS.....	77
TableauV.49. Vérification à ELS des poteaux.....	79
TableauV.50. Sollicitations des Poutres	81
TableauV 51. Sollicitations dans les voiles	90
TableauVI. 52. Les sollicitations du radier	99

TableauVI.53. Récapitulation du ferrailage de la dalle	103
TableauVI.54. Les sollicitations de la nervure.....	104
TableauVI .55. Récapitulation du ferrailage de la nervure	107
TableauVII. 56. Matériaux du projet	110
TableauVII. 57. Devis estimatif et quantitatif du projet	110

Liste des figures

Figure I.1. Plan de situation [1], [2]	2
Figure I.2. Plancher en corps creux [3].....	3
Figure I.3. Plancher dalle pleine [4]	3
Figure I.4. Diagramme déformation contrainte du béton à l'ELU [5]	5
Figure I.5. Diagramme déformation contrainte du béton à l'ELS [6]	6
Figure I.6. Diagramme contrainte-déformation de l'acier [7].....	6
Figure II.7. Coupe transversale d'un corps creux [8]	9
Figure II 8. Dalle pleine [9]	10
Figure II.9. Poutre principale	10
Figure II 10. Poutre secondaire	11
Figure II.11. Section de poteau le plus sollicité	12
Figure II. 12. Coupe de voile en élévation [10]	14
FigureII. 13. Plancher corps creux [11].....	15
FigureII. 14. Plancher terrasse inaccessible [12].....	16
Figure II. 15. Mur double parois [13].....	17
FigureIII. 16. Coupe transversale d'une poutrelle [14]	19
FigureIII. 17. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	22
FigureIII. 18. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	22
FigureIII. 19. Ancrage [15].....	29
FigureIII. 20. Ferrailage de poutrelle en appui [16]	29
FigureIII. 21. Ferrailage de poutrelle en travée [17]	30
Figure III. 22. Schéma statique du balcon [18],[19].....	30
FigureIII. 23. Schéma de ferrailage de balcon[20].....	34
FigureIII. 24. Coupe transversale de l'acrotère.....	35
FigureIII. 25. Section de calcul de ferrailage d'acrotère [21].....	37
FigureIII. 26. Ferrailage d'acrotère [22].....	39
FigureIII. 27. Vue en plan d'escalier [23], [24]	39
FigureIII. 28. Schéma statique des escaliers à ELU	41
FigureIII. 29. Diagramme du moment fléchissant à ELU	43
FigureIII. 30. Diagramme d'effort tranchant à ELU	43
FigureIII. 31. Diagramme du moment fléchissant à ELS	46
FigureIII. 32. Diagramme d'effort tranchant à ELS	46
FigureIII. 33. Schéma du ferrailage d'escaliers [25]	50
FigureIII. 34. Schéma de ferrailage de la poutre palière	55
FigureIV .35. Modélisation de la structure avec «SAP2000».....	56
FigureV. 36. Détaille de zone nodale [26].....	77
FigureV. 37. Schéma de ferrailage des poteaux.....	80
FigureV. 38. Schéma ferrailage des poutres principales	88
FigureV. 39. Schéma ferrailage des poutres secondaires	88
FigureV. 40. Dispositions du ferrailage longitudinal du voile.....	92
FigureVI. 41. Déplacement F11 en ELS donné par logiciel SAP 2000	97
FigureVI. 42. Moment M_{11} à ELU suivant L_x	98
FigureVI. 43. Moment M_{22} à ELU suivant L_y	98
FigureVI. 44. Ferrailage radier.....	104
FigureVI. 45. Dimension de la nervure.....	104
FigureVI. 46. Ferrailage de la nervure.....	107

Liste des Abréviations

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

RPA : Le Règlement Parasismique Algérien.

BAEL : Le règlement du Béton Armé aux Etats Limites.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

$\tau_{\bar{u}}$: Contrainte admissible de cisaillement.

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vt} : Déformations différées.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours

ν : Coefficient de poisson.

θ : Coefficient d'application

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

f_e : Limite élastique d'acier.

A_{st} : Section d'armature.

A_r : Armature de répartition.

ρ : Masse volumique.

S : Surface.

U : Périmètre de la section.

e : Excentricité

ep : Epaisseur.

he : Hauteur libre d'étage.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

i_x, i_y : Rayon de giration.

M₀ : Moment isostatique.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment en appuis.

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime.

M_s : Moment fléchissant à l'état limite service.

T : Effort tranchant, Période.

V : Effort tranchant à la base.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

N_u : Effort normal aux ELU.

N_s : Effort normal aux ELS.

μ : Moment ultime réduit.

α: Position relative de la fibre neutre.

z : Bras de levier.

d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d': Distance entre les armatures et la fibre neutre.

Br : Section réduite.

C. V : Condition vérifié.

C.N. V : Condition non vérifié.

C.N. F : Condition de non fragilité.

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

ξ% : Le pourcentage d'amortissement.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W_T : Poids total de la structure.

W_i : Poids sismique au niveau « i ».

C_t : Coefficient de période.

β : Coefficient de pondération.

η : Facteur de correction d'amortissement.

L_f : Longueur de flambement.

L_r : Longueur de recouvrement.

L : Longueur ou portée.

ϕ_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal.

Φ_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale.

S_t : Espacement.

λg : L'élancement géométrique.

Δ_k : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1.

$\bar{\Delta}_K$: Déplacement limite :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_{moy} : Contrainte moyenne.

h_d : Epaisseur de la dalle.

h_N : Epaisseur de la nervure

l_{lc} : hauteur libre d'étage.

Introduction générale

L'Algérie est exposée aux tremblements de terre en raison de sa localisation dans une région sismique caractérisée par la présence de nombreuses failles en activité. Au fil de son histoire, le pays a subi une multitude de séismes dévastateurs, entraînant des pertes considérables en vies humaines et en biens. En réponse à ces désastres, les responsables algériens ont dû mettre en place différentes actions dans le but d'accroître la résilience du pays face aux dangers sismiques.

Les ingénieurs civils jouent un rôle crucial dans la conception de structures résistantes aux tremblements de terre, tout en respectant les exigences techniques, de sécurité et architecturales. Leur objectif est d'assurer la protection des individus, l'intégrité de la structure et son intégration adéquate dans l'environnement construit.

Notre objectif consiste à l'étude technique d'un bâtiment en béton armé de type R+9 destiné à l'habitation, localisé à Chetouane, wilaya de Tlemcen. C'est une zone classée en sismicité de niveau III.

Cette étude est conduite en conformité avec les règles et lois actuelles, y compris la version 2024 du RPA, le BAEL et le Document Technique Règlementaire D.T.R. BC 2.2.

Le logiciel SAP 2000 a été utilisé pour l'analyse dynamique et la fondation. AUTO CAD a servi à élaborer les plans de ferrailage, Ces instruments informatiques ont une importance capitale dans l'analyse des études de construction.

Le travail est organisé de la manière suivante :

- Chapitre I : présente le projet et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Chapitre II : présente le prédimensionnement des différents éléments porteurs (les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles) et la descente des charges.
- Chapitre III : présente l'étude des éléments secondaires (poutrelle, acrotères, balcon escaliers, et l'ascenseur)
- Chapitre IV : présente l'étude dynamique à l'aide de logiciel SAP 2000
- Chapitre V : présente l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) conformément aux règlements algériens en vigueur (RPA 2024 et BAEL)
- Chapitre VI : présente l'étude de l'infrastructure
- Chapitre VII : présente l'étude managériale

Une conclusion générale achèvera notre travail.

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, en exposant ces éléments structuraux, le type de la structure, la géométrie et les propriétés des matériaux.

2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet étudié concerne un immeuble d'habitation collectif constitué d'un **rez-de-chaussée surmonté de neuf étages (R+9)**.

L'ouvrage est implanté dans la wilaya de Tlemcen, au niveau de la commune de Chetouane. Selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, cette zone est classée en **zone III**, correspondant à une région de moyenne sismicité.

Cette classification impose la prise en compte rigoureuse des effets sismiques dans la conception et le dimensionnement de la structure, afin de garantir la sécurité des occupants et la stabilité de l'ouvrage.

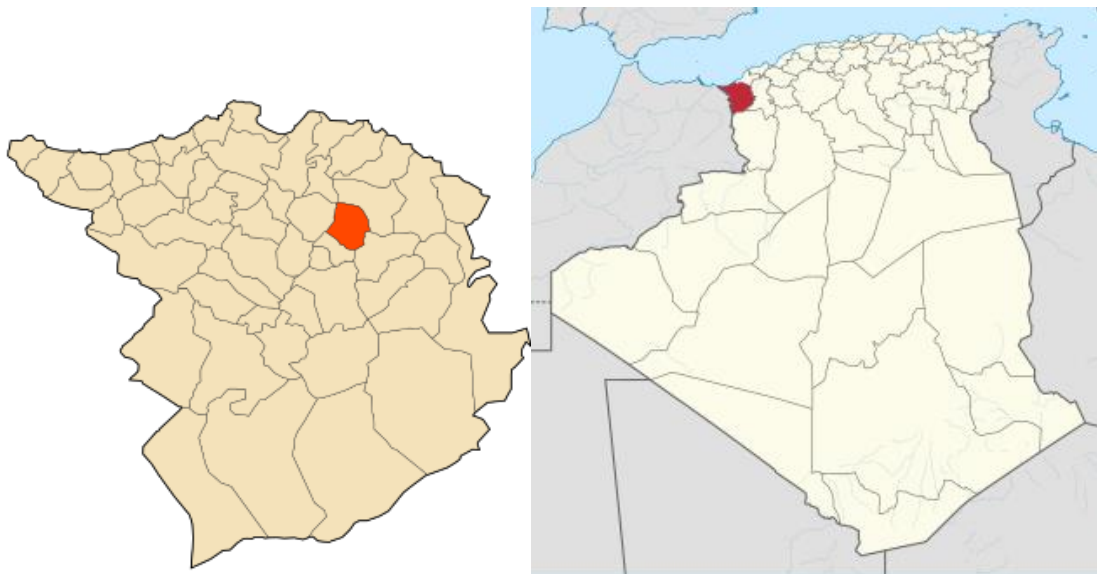


Figure I.1 Plan de situation [1], [2]

3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

La longueur du bâtiment	18,9m
La largeur du bâtiment	26,3m
Hauteur totale du bâtiment	30,6m
Hauteur de RDC	3,06m
Hauteur de l'étage courant	3,06m

4 Données sismiques de l'ouvrage :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 2024, comme zone de moyenne sismicité (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).

5 Conception de la structure :

La structure du bâtiment est conçue selon un système de contreventement par voiles en béton armé. Les voiles structuraux verticaux assurent la reprise des charges verticales ainsi que des actions horizontales dues au séisme et au vent.

Les planchers dans notre structure sont de type corps creux pour le RDC, les étages courants et pour la terrasse.



Figure I.2 : Plancher en corps creux [3]

Les éléments de remplissage de la structure sont réalisés en **briques creuses**, utilisées comme murs de façade en double cloison et murs intérieurs en cloisons légères.

Plancher dalle pleine : pour les balcons

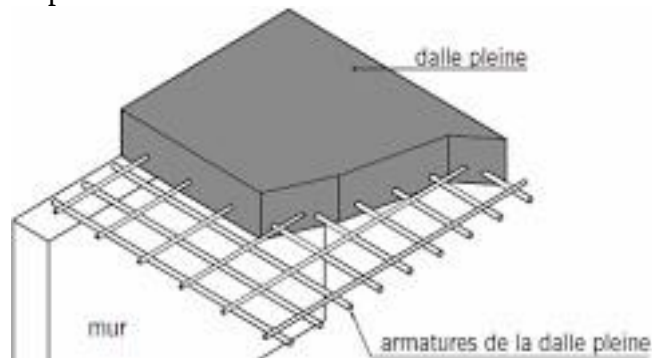


Figure I.3 : Plancher dalle pleine [4]

Les escaliers de notre projet sont schématisés en un seul type d'escalier constitué de deux volées avec un palier de repos.

La terrasse est inaccessible et l'étanchéité du plancher terrasse est assurée par une forme de pente et un système en multicouches.

Sur la terrasse le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

L'isolation thermique de notre structure est assurée par :

- L'âme d'air pour les murs extérieur.
- La couche de liège pour les plancher terrasse.

6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

6.1. Le béton :

6.1.1. La résistance du béton :

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa ; mais sa résistance à la traction est faible et elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

Pour un béton d'âge **J jours**, la résistance caractéristique à la compression est évaluée à l'aide des relations de calcul prévues par le **CBA 93 (Règles de Calcul du Béton Armé 1993)**.

- **Compression :**

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour $f_{c28} \geq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25$ MPa.

- **Traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est conventionnellement définie par la relation ci-dessous :

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

Pour notre cas : $f_{t28} = 2,1$ MPa

6.1.2. Module de déformation longitudinale du béton :

Module instantané : $E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$ Pour le calcul sous charges de courte durée (<24h).

Module différé : $E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$ Pour le calcul sous charge de longue durée (>24h)

6.1.3. Coefficient de poisson :

$\nu = 0$ béton fissuré à ELU

$\nu = 0,2$ béton non fissuré à ELS

6.1.4. Contrainte admissible de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \text{ fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec :

b : Largeur de la section.

d : Hauteur utile

($d=0.9h$)

6.1.5. Déformation et contraintes de calcul :

- Etat limite ultime en compression « ELU » :

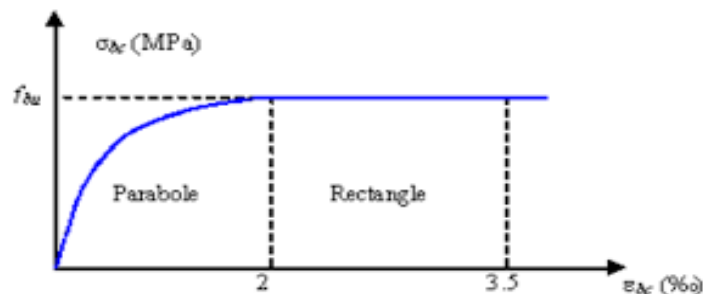


Figure I.4 : Diagramme déformation contrainte du béton à l'ELU [5]

Avec :

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

ϵ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

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

γ_b : Coefficient de sécurité ; {

1,5	<i>cas général</i>
1,15	<i>cas accidentel</i>

- Etat limite service de résistance « ELS » :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique

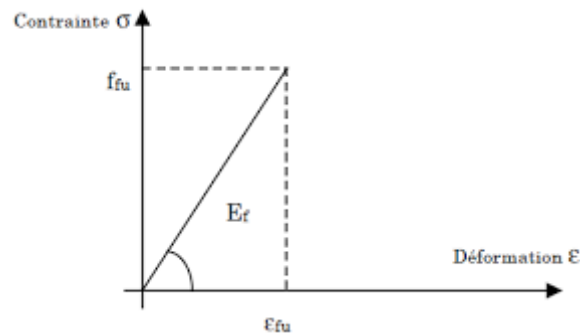


Figure I.5 : Diagramme déformation contrainte du béton à l'ELS [6]

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

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

6.2. Acier :

Les **armatures en acier** ont pour rôle principal de **reprendre les efforts de traction** dans les éléments en béton soumis à la flexion ou à la traction.

6.2.1. Le module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier, qui détermine sa rigidité, est pris égal à :

$$E_s = 210\,000 \text{ MPa}$$

6.2.2. Résistance caractéristique de l'acier :

On utilise les nuances d'acier suivantes :

- Les hautes adhérences (H.A) : FeE 400 MPa Pour les armatures longitudinales.
- Les ronds lisses (R.L) : FeE 235 MPa pour les armatures transversales.
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5 \text{ mm}$.

6.2.3. Les contraintes limites :

○ Etat limite ultime (ELU)

Les contraintes de calcul à l'ELU des armatures longitudinales et transversales sont calculées par :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1,00$ Pour la situations accidentelles

$\gamma_s = 1,15$ Pour la situations courantes

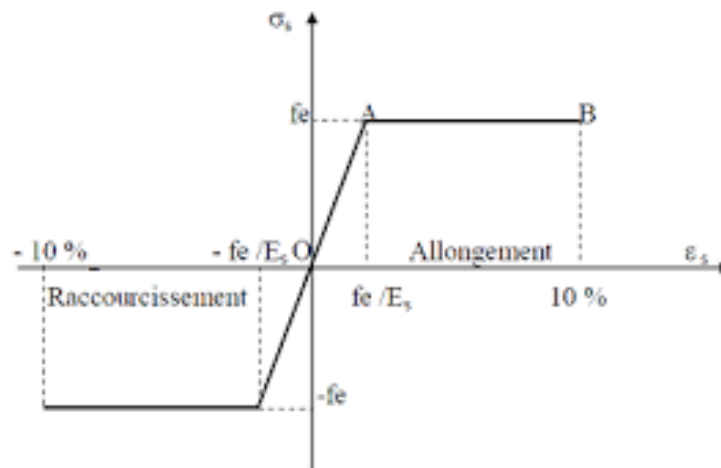


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier [7]

○ Etat limite service (ELS)

Les contraintes limites de l'acier sont données en fonction de la fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \eta f_{t28}\right) \quad \text{si la fissuration est préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \eta f_{t28}\right) \quad \text{si la fissuration est très préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration :

1,6 pour les H. A

1,0 pour les R. L

7 Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Les hypothèses de calcul

Limite d'élasticité des armatures longitudinales [HA]	$f_e = 400 \text{ Mpa}$
Limite d'élasticité des armatures transversales [RL]	$f_e = 235 \text{ Mpa}$
Contrainte limites de béton à la compression	$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$
La résistance à la compression du béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
La résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
Module d'élasticité longitudinal instantané	$E_{ij} = 32164,2$
Module d'élasticité longitudinal différé	$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$
coefficient de fissuration	$\eta = 1,6$
Contrainte à la Limite d'élasticité	$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$
Contrainte admissible d'acier	$\bar{\sigma}_{st} = 201,63$
Contrainte admissible du béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

8 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes:

- ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ELS : $G + Q$
- Combinaison sismique :
 $G + \Psi Q \pm E_1 \quad E_1 = E_x \pm 0,3E_y$
 $G + \Psi Q \pm E_2 \quad E_2 = 0,3E_x \pm E_y$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

9 Règlements et normes utilisés :

Notre projet est calculé en respectant les règlements suivants :

- RPA 2024 (Règlement Parasismiques Algérien) ;
- BAEL91 (Béton Armé aux Etats limites)
- Le CBA93 (Calcul Béton Armé)

- DTR BC.2.2 (Document Technique Règlementaire)

10 Conclusion :

Ce chapitre offre une vue d'ensemble du projet en présentant ses principales composantes, les paramètres de conception retenus ainsi que les caractéristiques des matériaux adoptés.

Il expose également les règlements techniques applicables pris en compte dans l'étude.

Chapitre II: Descente des charges et prédimensionnement des éléments

1 Prédimensionnement des éléments :

Le prédimensionnement a pour objectif de déterminer les dimensions initiales des différents éléments porteurs de la structure, conformément aux prescriptions du BAEL 91, du RPA 2024 et du CBA 93.

1.1. Plancher :

Dans notre projet, nous avons adopté un seul type de plancher : le plancher à corps creux, choisi pour ses avantages économiques, sa légèreté et sa bonne performance structurelle.

D'après le BAEL 91 l'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition suivante :

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

L : La plus grande portée dans le sens des poutrelles entre nus des appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L=3,75\text{m}$$

$$h_t \geq \frac{3.75}{22,5} = 0.16\text{m}$$

Dans notre cas on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$h_t = 21\text{cm}$, donc soit un plancher (16+5)

Avec :

16cm : Pour le corps creux.

5cm : Pour la dalle de compression.

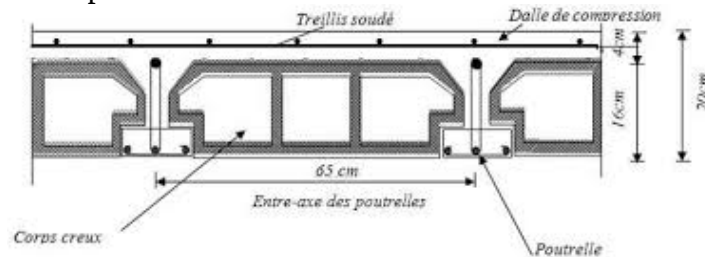


Figure II.7: Coupe transversale d'un corps creux [8]

Dalle pleine

D'après les règles de 'BAEL 91 modifier 99' :

$$\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \quad \text{dalle porte dans un seul sens}$$

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \quad \text{dalle porte dans les deux sens}$$

L_x : Grand côté du panneau de la dalle

L_y : Petit côté du panneau de la dalle

L'épaisseur donnée aux dalles résulte des conditions suivantes :

- Condition de la flèche :

$$h > \frac{L_x}{30} \quad \text{dalle porte dans un seul sens}$$

$$h > \frac{L_x}{40} \quad \text{dalle porte dans un les deux sens}$$

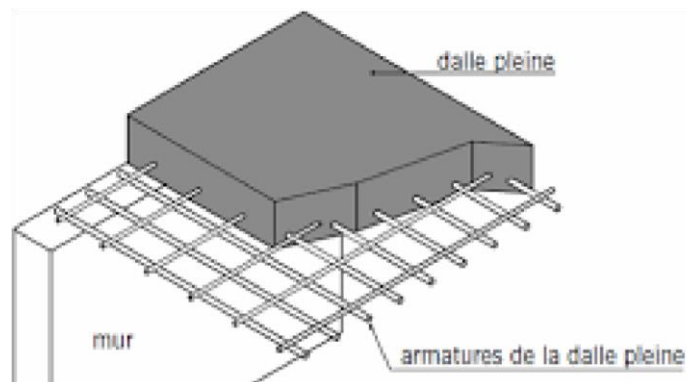


Figure II 8:Dalle pleine [9]

1.2. Les poutres

On a deux types de poutres : poutre principale et poutre secondaire.

1.2.1. Poutres principales

D'après BAEL 91 : $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$ et $0,3h < b < 0,4h$

Avec :

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

L : La portée maximale de la poutre.

D'après le RPA 2024, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b \geq 20\text{cm}$: en zone I,II et III

$b \geq 25\text{cm}$: en zone IV,V et VI

$h \geq 30\text{cm}$

$$\frac{L}{10} \leq 4$$

$$b_{\max} \leq (1,5h + b_1)$$

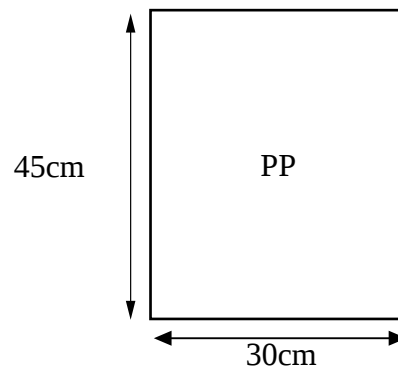


Figure II.9 : poutre principale

$$\frac{5,4}{15} \leq h \leq \frac{5,4}{10}$$

$$36 \leq h \leq 54$$

On prend : $h=45\text{cm}$

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5$$

On prend : $b=30\text{cm}$

Vérification selon le « RPA 99 version 2024 » :

$b \geq 20\text{cm}$: en zones I, II et III donc C.V

$h \geq 30\text{cm}$ C.V

$h/b = 1,5 \leq 4,0$ c.v

$b_{\max} \leq (1,5h + b_1)$ c.v

Poutre principale : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

1.2.2. Poutres secondaires

La longueur la plus défavorable $L = 375 \text{ cm}$. D'après le «CBA93 » :

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10}$$

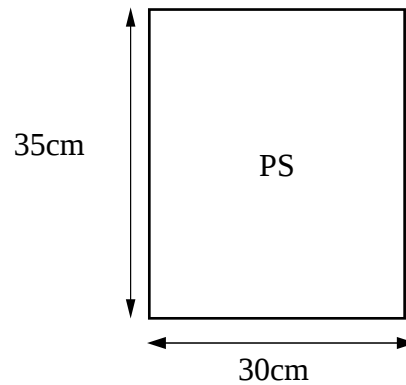


Figure II10 : poutre secondaire

$$25 \leq b \leq 37.5$$

On prend : $h=35\text{cm}$

$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$10,5 \leq b \leq 24,5$$

On prend : $b=30\text{cm}$

Vérification selon le « RPA 99 version 2024 » :

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \quad \text{C.V}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

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

1.3. Les poteaux :

Selon les conditions de RPA.99 version 2024 :

Min $(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$: en zone I, II et III

Min $(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$: en zone IV, V et VI

Min $(b_1, h_1) \geq \frac{L_{cl}}{20}$: quelle que soit la zone

$$\frac{1}{4} \leq \frac{L_{cl}}{20} \leq 4$$

La surface supportée par le poteau le plus sollicité de cet ouvrage est donnée par :

$$S = \left(\frac{5,4}{2} + \frac{4,55}{2} \right) \times \left(\frac{3,75}{2} + \frac{3}{2} \right)$$

$$S = 16,790 \text{ cm}^2$$

S : Surface supportée par le poteau le plus défavorable.

$$N_u = S \times Q \times n$$

On suppose que la charge moyenne répartie est de : $Q=1\text{t/m}^2$.

n : Le nombre d'étage + RDC ($n=10$)

$$N_u = 16,79 \times 1 \times 10$$

$$N_u = 167,90\text{t} = 1,6790\text{MN}$$

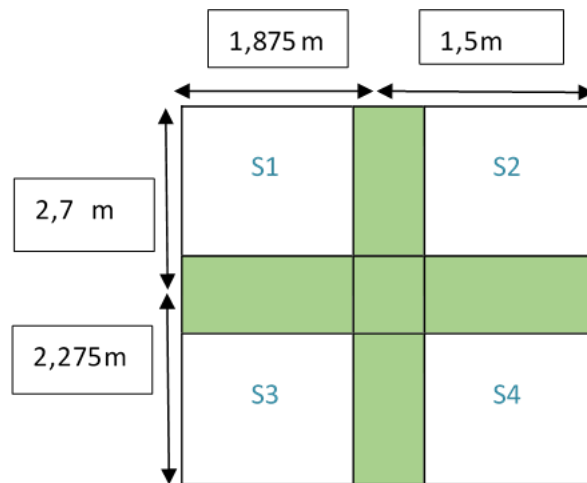


Figure II.11 : Section de poteau le plus sollicité

Section réduite (Br) :

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \times \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

D'après BAEL91 modifiées 99 : pour un poteau carré :

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

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

$$\theta = 1 (\text{charge} > 24 \text{ h})$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15 (\text{cas générale})$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} (\text{zones I, II et III})$$

β : Coefficient de l'élancement λ des poteaux :

$$\beta = (1 + 0,2 \cdot (\frac{\lambda}{35})^2) \quad \text{Si } \lambda < 50$$

$$\beta = (0,85 \times \lambda)^2 \times 1500 \quad \text{Si } 50 < \lambda < 70$$

D'après BAEL91 modifiées 99 il est préférable de prendre $\lambda = 35$

$$\beta = (1 + 0,2 \cdot (\frac{35}{35})^2) = 1,2$$

$$Br \geq \frac{1,2 \times 1.6790}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \times \frac{1.400}{100 \cdot 1,15}} = 0,107 \text{ m}^2$$

On a:

$$Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$$

$$\text{On pose : } a = b \Leftrightarrow (a - 0,02) \times (a - 0,02) > 0,107$$

$$a \geq 0,347 \text{ m}$$

$$\text{On prend : } a = b = 0,40 \text{ m}$$

On prend un poteau de section carré $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ pour les poteaux RDC et étage

Vérification des conditions du R.P.A 99 (version 2024) :

- Première condition :

$$\text{Min}(a,b) \geq 25\text{cm} : \quad \text{zone I C.V}$$

$$\text{Min}(a,b) \geq \frac{h_e}{20} - \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

Avec : h_e : La hauteur de poteau sans inclure le plancher

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \quad \text{C.V}$$

- Deuxième condition :

$$\frac{Nu}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

$$0,3 \geq \frac{1.6790}{0,4 \times 0,4 \times 25} = 0,4197 \quad 0,4179 < 0,3 \quad \text{C.N.V} \quad \text{Donc on augmente la section}$$

On prend : $b = a = 50\text{cm}$

$$0,3 \geq \frac{1.6790}{0,5 \times 0,5 \times 25} = 0,2686 \quad 0,26 < 0,3 \text{ C.V}$$

Vérification du poteau au flambement :

Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} \quad a = b = c$$

$$I_x = I_y = \frac{50^4}{12} \rightarrow I_x = I_y = 520833,33 \text{ cm}^4$$

Calcul le rayon de giration I_x, I_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a^2}}$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{520833,33}{50^2}} \rightarrow i_x = i_y = 14,43\text{cm}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 \text{ (cas général)}$$

$$L_0 = 3,06$$

$$L_f = 0,7 \times 3,06$$

$$L_f = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i} = \frac{2,142}{14,43} = 14,8440 < 50 \quad \text{C.V}$$

On résume les calculs de tous les poteaux dans le tableau récapitulatif suivant :
Tableau II.3 Récapitulation du prédimensionnement des poteaux

Poteau	n	Nu (MN)	Br (m ²)	a(m)	N_u	$\leq 0,3$	L _o (m)	L _f (m)	$\lambda_x = \lambda_y$	<50
					$B \times f_{c28}$					
RDC	10	1,6790	0,107	0,50	0,268	C.V	3,06	2,142	14,8440	C.V
Etage1	9	1,5111	0,096	0,50	0,241	C.V	3,06	2,142	14,8440	C.V
Etage2	8	1,3432	0,086	0,45	0,265	C.V	3,06	2,142	13,3624	C.V
Etage3	7	1,1753	0,075	0,45	0,232	C.V	3,06	2,142	13,3624	C.V
Etage4	6	1,0074	0,064	0,40	0,251	C.V	3,06	2,142	11,8736	C.V
Etage5	5	0,8395	0,053	0,40	0,209	C.V	3,06	2,142	11,8736	C.V
Etage6	4	0,6716	0,043	0,35	0,219	C.V	3,06	2,142	10,3930	C.V
Etage7	3	0,5037	0,032	0,35	0,164	C.V	3,06	2,142	10,3930	C.V
Etage8	2	0,3358	0,021	0,30	0,149	C.V	3,06	2,142	8,9064	C.V
Etage9	1	0,1679	0,010	0,30	0,074	C.V	3,06	2,142	8,9064	C.V

1.4. Voile :

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e), conformément au RPA 2024. Toutefois, l'épaisseur minimale ne doit pas être inférieure à 15 cm.

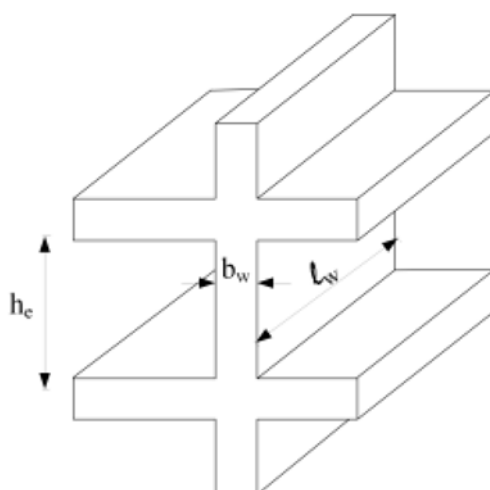


Figure II. 12 Coupe de voile en élévation [10]

Avec :

b_w : l'épaisseur du voile ; l_w : longueur du voile ; h_e : hauteur libre d'étage

Calcul l'épaisseur du voile :

$$b_w \geq \max(15\text{cm}, \frac{h_e}{20})$$

$$H_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$$

$$b_w \geq \max(0,15, \frac{2,85}{20} = 0,1425)$$

on prend $b_w = 0,15 \text{ m}$

Calcul de la longueur du voile :

$$L_w \geq \max(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1\text{m})$$

$$L_w \geq \max(\frac{2,85}{3}, 4 \times 0,15, 1\text{m})$$

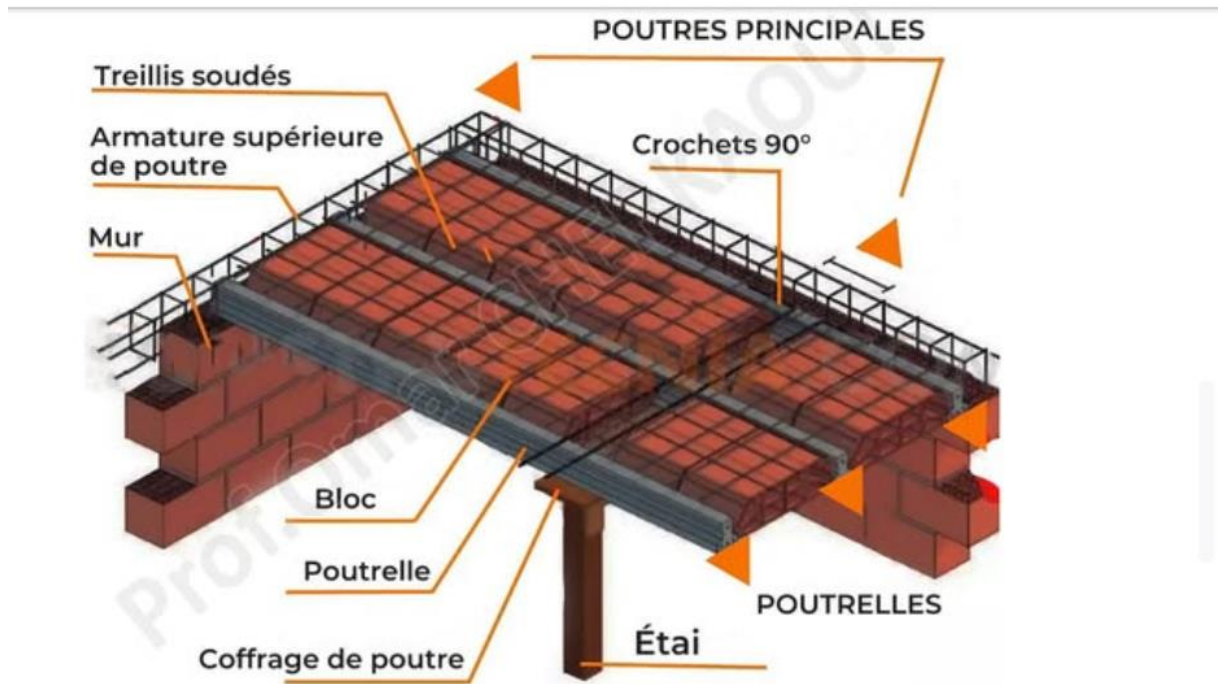
$$L_w \geq (0,95\text{m}, 0,6\text{m}, 1\text{m}) = 1,5\text{m} \quad \text{on prend } L_w = 1,5\text{m}$$

2 Descente des charges :

Les différentes charges et surcharges sont définies par le D.T.R. et sont classées comme suit :

- Charges permanentes (G)
- Charges d'exploitation (Q)

2.1. Plancher étage courant :



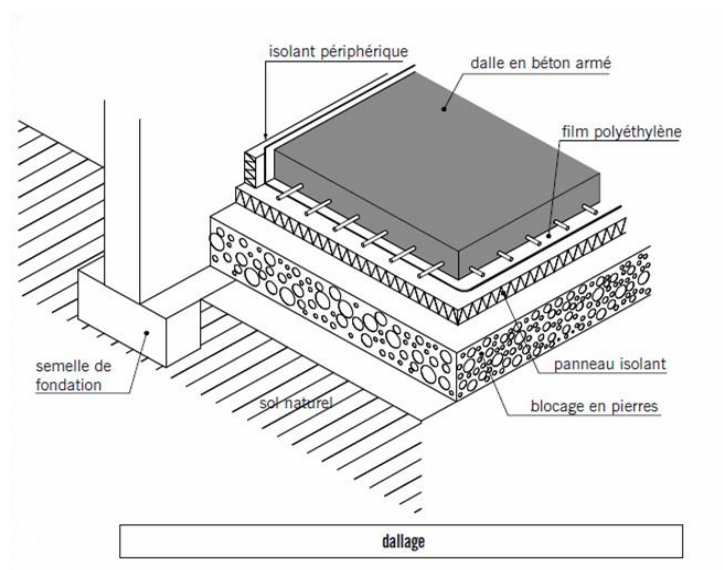
FigureII.13.Plancher corps creux [11]

N	Désignation	γ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
1	Mortier de pose	20	0,02	0,4
2	Lit de sable	18	0,03	0,54
3	Cloison légères	--	--	1
4	Dalle corps creux	--	(16+5)	2,85
5	Enduit en pâtre	0,1	0,02	0,2

6	Carrelage	20	0,02	0,4
Charge Permanente				G=5,39
Charge d'exploitation				Q=1,5

2.2. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.4.La descente de charge d'un plancher corps creux



FigureII. 14.Plancher terrasse inaccessible [12]

Tableau II.5.La descente de charge d'un plancher corps creux inaccessible

N	Désignation	γ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
1	Gravillon	16	0,05	0,8
2	Etanchéité	--	0,02	0,12
3	Forme de pont	22	0,07	1,54
4	Isolation Thermique	4	0,04	0,16
5	Dalle corps creux	--	(16+5)	2,85
6	Enduit en plâtre	0,1	0,02	0,2
Charge Permanente				G=5,67
Charge d'exploitation				Q=1

2.3. Mur double parois :

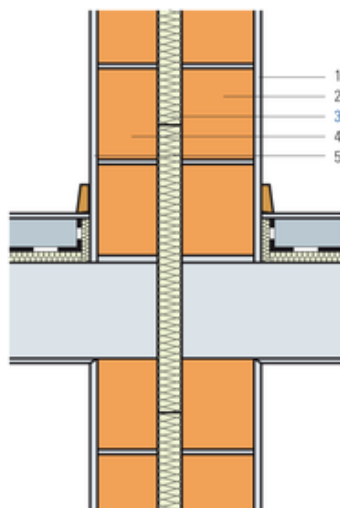


Figure II.15.Mur double parois [13]

Tableau II.6.La descente de charge d'un mur double parois

Désignation	Ep (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Brique creuse	0,15	/	1,30
Ame d'aire	0,05	/	/
Brique creuse	0,1	/	0,9
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente			G=2,76

2.4. Balcon :

Tableau II.7.La descente de charge d'une dalle pleine

	Désignation	Ep (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge Permanente				G=4,75
Charge exploitation				Q=3,5

2.5. Escalier :

2.5.1. Palier :

Tableau II.8.La descente de charge du palier

Désignation	Ep (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre de palier / $\cos\alpha$	$0,15/\cos(29,5)=0,17$	25	4,24
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente			G=5,25
Charge d'exploitation			Q=2,5

2.5.2. Paillasse

Tableau II.9.La descente de charge de la paillasse

Désignation	Ep (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids Propre de paillasse / $\cos\alpha$	$0,15/\cos(29,5)=0,17$	25	4,25
poids propre de marche	0,085	25	2,12
Carrelage horizontal	0,02	22	0,44
Carrelage vertical	$0,02 \times 0,17/0,3$	20	0,22
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Mortier de pose vertical	$0,02 \times 0,17/0,3$	20	0,22
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente			G=7,85
Charge d'exploitation			Q=2,5

3 Conclusion

Le prédimensionnement des éléments porteurs constitue une phase essentielle de l'étude technique d'un bâtiment. Il vise à définir des dimensions optimisées sur le plan économique tout en garantissant la stabilité et la sécurité de l'ensemble de la structure.

Les valeurs obtenues à ce stade restent provisoires et pourront être réajustées après les vérifications réglementaires requises.

La descente des charges a permis d'estimer, pour chaque niveau, les charges permanentes et les surcharges appliquées aux différents composants structuraux.

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

1 Introduction

Les éléments secondaires correspondent aux composants de la structure dont le rôle résistant et la stabilité globale de l'ouvrage demeurent limités.

Ce chapitre se concerne à l'étude des éléments suivants : poutrelles, balcon, l'acrotère, les escaliers.

2 Etudes des poutrelles

Pour le calcul, elles sont assimilées à des poutres de section en Té continues.

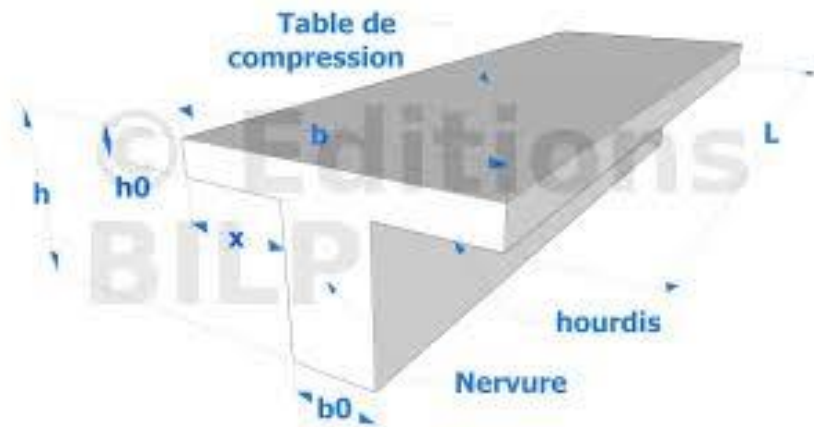
D'après le BAEL 91, l'évaluation des efforts tranchants et des moments fléchissants peut être réalisée selon trois approches :

- la méthode forfaitaire ;
- la méthode de Caquot ;
- la méthode des trois moments.

Dans notre cas, la méthode de Caquot a été adoptée, en complément d'une modélisation à l'aide du logiciel SAP2000, afin de déterminer les moments et les efforts tranchants.

Les dimensions de la section en Té des poutrelles de notre projet sont les suivantes :

- Hauteur totale de poutrelle : $16+5 = 21$ cm.
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12$ cm.
- Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 5$ cm.
- Largeur de la table de compression : $b = 65$ cm.



FigureIII. 16.Coupe transversale d'une poutrelle [14]

2.1. Les types de poutrelles

TableauIII. 10.Types de poutrelles

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	

Type 3	
--------	--

2.2. Différentes charges des poutrelles

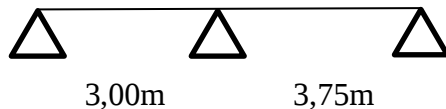
Tableau III. 11. Evaluation des charges de poutrelles

Niveau	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	b(m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml) qu=b(1,35G+1,5Q)	ELS (KN/ml) qs=b(G+Q)
RDC+Etage courant	5,39	1,5	0,65	6,192	4,478
Terrasse inaccessible	5,67	1	0,65	5,950	4,335

2.3. Détermination des efforts internes

On a trois types de poutrelles, on fait le calcul pour le type 1 et on résume les résultats pour les autres types dans un tableau.

Type 1 :



ELU :

Moment fléchissant en appui :

$$M_2 = \frac{q_g \cdot l'_g{}^3 \cdot q_d \cdot l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)}$$

L travée de rive

$l'_g, l'_d =$

0,8L travée intermédiaire

Donc : $l'_g = l'_d = L$ (cas de deux travées)

$$M_1 = M_3 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{6,192 \cdot 3,75^3 + 6,192 \cdot 3^3}{8,5(3 + 3,75)} = 8,605 \text{ KN.m}$$

Moment fléchissant en travée :

$$V_i = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l}$$

Travée 1 :

$$V_1 = \frac{6,192.3}{2} + \frac{0-8,605}{3} = 6,419 \text{ KN}$$

$$X_i = \frac{V_i}{q}$$

$$X_1 = \frac{V_1}{q} = \frac{6,419}{6,192} = 1,036$$

$$M_{ii}(x) = -M_i + (V_i x) - \frac{qx^2}{2}$$

$$M_{i1}(x) = -M_1 + (V_1 \cdot X_1) - \frac{qx^2}{2} = 0 + (6,419 \cdot 1,036) - \frac{6,192 \cdot 1,036^2}{2} = 3,327 \text{ KN.m}$$

Travée 2 :

$$V_2 = \frac{6,192.3,75}{2} + \frac{8,605-0}{3,75} = 13,904 \text{ KN}$$

$$X_2 = \frac{V_2}{q} = \frac{13,904}{6,192} = 2,245$$

$$M_{i2}(x) = -M_2 + (V_2 \cdot x_2) - \frac{qx^2}{2} = -8,605 + (13,904 \cdot 2,245) - \frac{6,192 \cdot 2,245^2}{2} = 7,005 \text{ KN.m}$$

ELS :**Moment fléchissant en appui :**

$$M_2 = \frac{q_g \cdot l'_g{}^3 \cdot q_d \cdot l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)}$$

$$M_1 = M_3 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{4,478.3,75^3 + 4,478.3^3}{8,5(3+3,75)} = 6,223 \text{ KN.m}$$

Moment fléchissant en travée :

$$V_i = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l}$$

Travée 1 :

$$V_1 = \frac{4,478.3}{2} + \frac{0-6,223}{3} = 4,642 \text{ KN}$$

$$X_i = \frac{V_i}{q}$$

$$X_1 = \frac{V_1}{q} = \frac{4,642}{4,478} = 1,036$$

$$M_{ii}(x) = -M_i + (v_i x) - \frac{qx^2}{2}$$

$$M_{t1}(x) = -M_1 + (v_1 x_1) - \frac{qx^2}{2} = -0 + (4,642 \cdot 1,036) - \frac{4,478 \cdot 1,036^2}{2} = 2,406 \text{ KN.m}$$

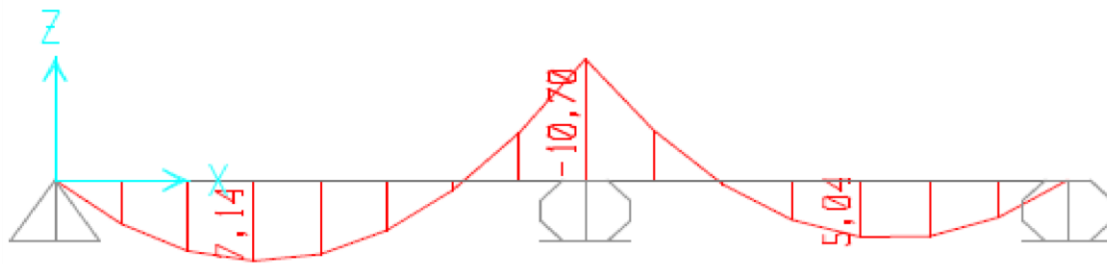
Travée 2 :

$$V_2 = \frac{4,478 \cdot 3,75}{2} + \frac{6,223 - 0}{3,75} = 10,055 \text{ KN}$$

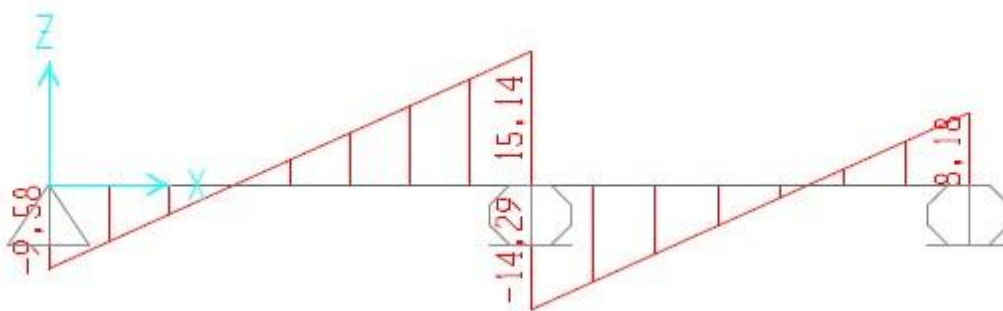
$$X_2 = \frac{V_1}{q} = \frac{10,055}{4,478} = 2,245$$

$$M_{t2}(x) = -M_2 + (v_2 x_2) - \frac{qx^2}{2} = -6,223 + (10,055 \cdot 2,245) - \frac{4,478 \cdot 2,245^2}{2} = 5,065 \text{ KN.m}$$

Vérification avec SAP 2000



FigureIII. 17.Diagramme du moment fléchissant à l'ELU



FigureIII.18.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Les calculs de l'effort tranchant :

ELU :

$$V_i = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l}$$

$$V_{i+1} = -\frac{q.l}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l}$$

Travée 1 :

$$V_1 = \frac{q.l}{2} + \frac{M_1 - M_2}{l} = \frac{6,192.3}{2} + \frac{0 - 8,605}{3} = 6,419 \text{ KN}$$

$$V_2 = -\frac{q.l}{2} + \frac{M_1 - M_2}{l} = -\frac{6,192.3}{2} + \frac{0 - 8,605}{3} = -12,156 \text{ KN}$$

Travée 2 :

$$V_2 = \frac{q.l}{2} + \frac{M_2 - M_3}{l} = \frac{6,192.3,75}{2} + \frac{8,605 - 0}{3,75} = 13,904 \text{ KN}$$

$$V_3 = -\frac{q.l}{2} + \frac{M_2 - M_3}{l} = -\frac{6,192.3,75}{2} + \frac{8,605 - 0}{3,75} = -9,315 \text{ KN}$$

ELS:

$$V_i = \frac{q.l}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l}$$

$$V_{i+1} = -\frac{q.l}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l}$$

Travée 1 :

$$V_1 = \frac{4,478.3}{2} + \frac{0 - 6,223}{3} = 4,642 \text{ KN}$$

$$V_2 = -\frac{4,478.3}{2} + \frac{0 - 6,223}{3} = -8,791 \text{ KN}$$

Travée 2 :

$$V_3 = \frac{4,478.3,75}{2} + \frac{6,223 - 0}{3,75} = 10,055 \text{ KN}$$

$$V_4 = -\frac{4,478.3,75}{2} + \frac{6,223 - 0}{3,75} = -6,736 \text{ KN}$$

2.4. Résultats des efforts tranchants et moments des poutrelles :

Pour les autres poutrelles des différents étages nous avons utilisé le logiciel SAP 2000. Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux ci-après :

Tableau III. 12. Récapitulation des sollicitations des poutrelles de RDC + étage courant

Types de poutrelles	ELU			ELS		
	Mmax(app) (KN.m)	Mmax(trav) (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax(app) (KN.m)	Mmax(trav) (KN.m)	Tmax (KN)
Type 01	8,605	7,005	13,904	6,223	5,065	10,055
Type 02	11,71	10,75	21,20	8,48	7,78	15,35
Type 03	10,89	7,37	19,09	7,89	5,34	13,82

Tableau III. 13. Récapitulation des sollicitations des poutrelles de terrasse inaccessible

Types des poutrelles	ELU			ELS		
	Mmax(app) (KN.m)	Mmax(trav) (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax(app) (KN.m)	Mmax(trav) (KN.m)	Tmax (KN)
Type 01	11,68	8,96	18,30	8,65	6,64	13,55
Type 02	11,28	10,35	20,41	8,22	7,55	14,88
Type 03	8,85	5,99	15,50	6,55	4,44	11,48

2.5. Calcul de ferrailage

Armatures longitudinales

• ELU

$$b = 0,65 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m} ; h = 0,21 \text{ m} ; \gamma_b = 1,15 ;$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,21 = 0,189 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

En Appui :

$$M_{ua} = 8,605 \text{ KN.m} = 0,008605 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_t = 0,075 \text{ MN.m}$$

$M_u = 0,008605 < M_t = 0,075$: l'axe neutre se trouve dans la table.

Pour les calculs des armatures, nous considérons une section rectangulaire fictive de hauteur (h) et de largeur (b).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,008605}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0261 \text{ MN.m}$$

$$\text{Avec } \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u < \mu_r$$

Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,0330$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,186 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} = \frac{0,008605}{0,186 \times 347,82}$$

$$A_{st} = 1,33 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,33 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_{st} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Armature de montage $A_{sc}' = 2T12 = 2,26\text{cm}^2$

$$A_{\min}=0.005(b.h_0+b_0 (h-h_0))=2.585 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}=0.4(b.h_0+b_0 (h-h_0)) =20.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \leq A_{st} + A_{sc}' \leq A_{\max}$$

$$2.585 \text{ cm}^2 \leq 4,52\text{cm} \leq 20.68\text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

En Travée :

$$M_{ua} = 7,005\text{KN.m} = 0,007005\text{MN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \left(0.189 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_t = 0.075 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 0,007005 < M_t = 0,075 : \text{l'axe neutre se trouve dans la table.}$$

Pour les calculs des armatures, nous considérons une section rectangulaire fictive de hauteur (h) et de largeur (b).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,007005}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0.0212 \text{ MN.m}$$

$$\text{Avec } \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u < \mu_r$$

Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0267$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,186\text{m}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} = \frac{0,007005}{0,186 \times 347,82}$$

$$A_{st} = 1,0827 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.08\text{cm}^2$$

Choix :

$$A_{st} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armature montage } A_{sc}' = 2T12 = 2,26\text{cm}^2$$

$$A_{\min}=0.005(b.h_0+b_0 (h-h_0))=2.585 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}=0.4(b.h_0+b_0 (h-h_0)) =20.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \leq A_{st} + A_{sc}' \leq A_{\max}$$

$$2.585 \text{ cm}^2 \leq 4,52\text{cm} \leq 20.68\text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

•ELS

En Appui :

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{2,26+0}{65} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 18,9 \times 2,26 + 2,26 \times 0}{15 \times (2,26+0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 3,94 \text{ cm} = 0,0394 \text{ m} < h_0$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times (d-x)^2$$

$$I = 0,65 \times \frac{0,0394^3}{3} + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} \times (0,189 - 0,0394)^2$$

$$I = 8,9120 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

• Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,223 \times 10^{-3} \times 0,0394}{8,9120 \times 10^{-5}} = 2,7511 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

• Acier

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min (266,67; 201,63)$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 6,223 \times 10^{-3} (0,189 - 0,0394)}{8,9120 \times 10^{-5}} = 156,6822 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

En Travée :

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{2,26+0}{65} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 18,9 \times 2,26 + 2,1 \times 0}{15 \times (2,26+0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 3,94 \text{ cm} = 0,0394 \text{ m} < h_0$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = 0,65 \times \frac{0,0471^3}{3} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times (0,189 - 0,0471)^2$$

$$I = 8,9120 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes

• Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,065 \times 10^{-3} \times 0,0394}{8,9120 \times 10^{-5}} = 2,2392 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

• **Acier**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min (266,67; 201,63)$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d - X)}{I} = \frac{15 \times 5,065 \times 10^{-3} (0,189 - 0,0394)}{8,9120 \times 10^{-5}} = 127,5343 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

On résume les calculs de ferrailage de tous les types dans les tableaux suivants :

En appui (RDC + étage courante) :

Tableau III. 14. Récapitulation de ferrailage de RDC + étage courante en appui

Types	μ_μ	α	Z	A_{st}	Choix	σ_{st}	σ_{st}	$\sigma_{st} < \sigma_{st}$	σ_{bc}	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$
01	0,0261	0,0330	0,186	1,33	2T12	156,6822	201,63	CV	2,7511	15	CV
02	0,0355	0,0451	0,185	1,81	2T12	185,7496	201,63	CV	3,6302	15	CV
03	0,0330	0,0419	0,185	1,69	2T12	140,1976	201,63	CV	3,3994	15	CV

En travée (RDC+ étage courant) :

Tableau III. 15. Récapitulation de ferrailage de RDC+étage courante en travée

Types	μ_μ	α	Z	A_{st}	Choix	σ_{st}	σ_{st}	$\sigma_{st} < \sigma_{st}$	σ_{bc}	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$
01	0,0212	0,0267	0,186	1,08	2T12	127,5343	201,63	CV	2,2392	15	CV
02	0,0326	0,0414	0,186	1,67	2T12	173,7579	201,63	CV	3,2611	15	CV
03	0,0224	0,0283	0,186	1,13	2T12	166,7775	201,63	CV	3,1076	15	CV

En appui (terrasse inaccessible) :

Tableau III. 16. Récapitulation de ferrailage de terrasse inaccessible courante en appui

Types	μ_μ	α	Z	A_{st}	Choix	σ_{st}	σ_{st}	$\sigma_{st} < \sigma_{st}$	σ_{bc}	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$
01	0,0355	0,0451	0,185	1,81	2T12	191,9915	201,63	CV	3,6967	15	CV
02	0,0342	0,0435	0,185	1,75	2T12	183,9639	201,63	CV	3,5285	15	CV
03	0,0268	0,0339	0,186	1,36	2T12	152,7869	201,63	CV	2,8752	15	CV

En travée (terrasse inaccessible) :

Tableau III. 17. Récapitulation de ferrailage de terrasse inaccessible courante en travée

Types	μ_μ	α	Z	A_{st}	Choix	σ_{st}	σ_{st}	$\sigma_{st} < \sigma_{st}$	σ_{bc}	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$
01	0,0272	0,0344	0,186	1,38	2T12	144,3491	201,63	CV	2,8326	15	CV
02	0,0314	0,0398	0,185	1,60	2T12	159,8421	201,63	CV	3,1754	15	CV
03	0,0182	0,0229	0,187	0,9209	2T12	106,8935	201,63	CV	2,0011	15	CV

Vérification au cisaillement :

$$T_u = 13,904 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{0.013904}{0.12 \times 0.189} = 0.613 \text{ MPa}$$

On prend $\alpha = 90^\circ$. Fissuration préjudiciable.

$$\tau_l = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{y_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_l = \min (2.5, 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_l$$

Vérification au glissement :

$$T_{u\max} - \frac{M_{u\max}}{0.9 \times d} \leq 0 \quad ; \text{ (BAEL 91)}$$

Avec :

$$M_{u\max} = 8,605 \text{ KN.m}$$

$$T_{u\max} = 13,904 \text{ KN}$$

$$13,904 - \frac{8,605}{0.9 \times 0.189} = -36,683 \leq 0 \quad \text{CV}$$

Armatures Transversales :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \phi_{l\min})$$

$$\phi_t \leq \min (0,6 ; 1,2 ; 1,2)$$

$$\phi_t \leq 0,6$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \cdot \frac{3,14 \times \phi_t^2}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

L'espacement des barres :

D'après le RPA 2024

• **Zone Nodale :**

$$S' \leq \min (h/4 ; 12 \phi_{l\min} ; 10)$$

$$S' \leq \min (5,25 ; 14,4 ; 10)$$

$$S' = 5 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10,5 \text{ cm}$$

$$S_t' = 10 \text{ cm}$$

L'encrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times T_s}$$

Avec :

$$T_s = 0,6 \times (\Psi)^2 \times f_{t28} \quad ; \quad (\Psi = 1,5 \text{ acier HA})$$

$$T_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad \text{on prend : } L_s = 45 \text{ cm}$$

On adopte un crochet à : $\theta = 90^\circ$ ⑨ $\alpha = 1,87$; $\beta = 2,19$

$$r = 5.5 \times \phi \text{ (acier H. A)}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

D'après la Règle CBA :

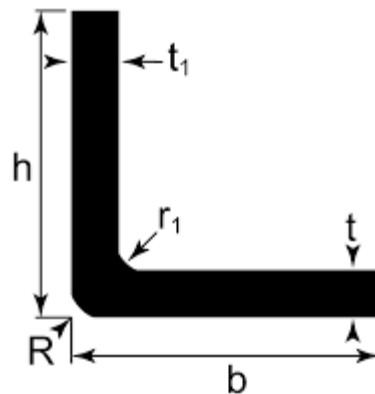
$$L_1 = 10 \times \phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$$

$$r = 5.5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$$

$$L_2 = 45 - (1,87 \times 12) - (2,19 \times 6,6) = 8,106 \text{ cm}$$

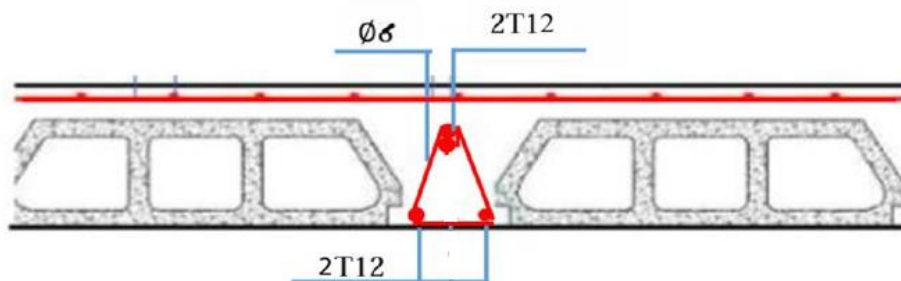
$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2} = 8,106 + 6,6 + \frac{1,2}{2} = 15,306 \text{ cm}$$

On prend : $L = 16 \text{ cm}$



FigureIII. 19.Ancrage [15]

Schéma de ferrailage des poutrelles :



FigureIII. 20.Ferrailage de poutrelle en appui [16]

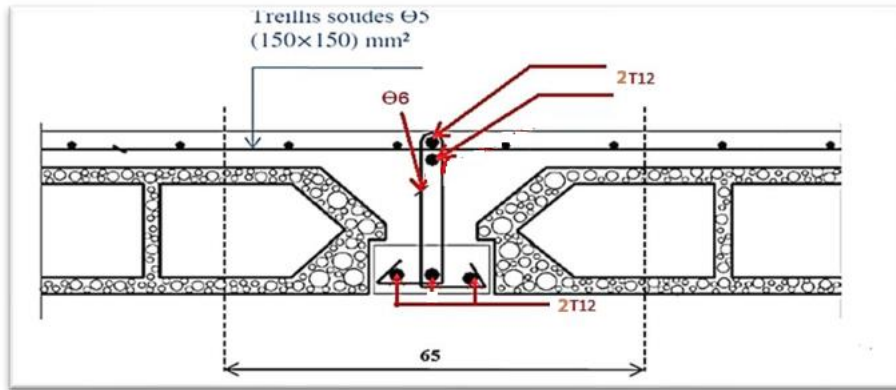


Figure III. 21. Ferrailage de poutrelle en travée [17]

3 Balcon

Le balcon est considéré comme un élément en porte-à-faux, fixé au niveau de la poutre de rive et libre à l'extrémité extérieure. Il supporte les charges permanentes, notamment son propre poids, le poids du revêtement et celui du garde-corps.

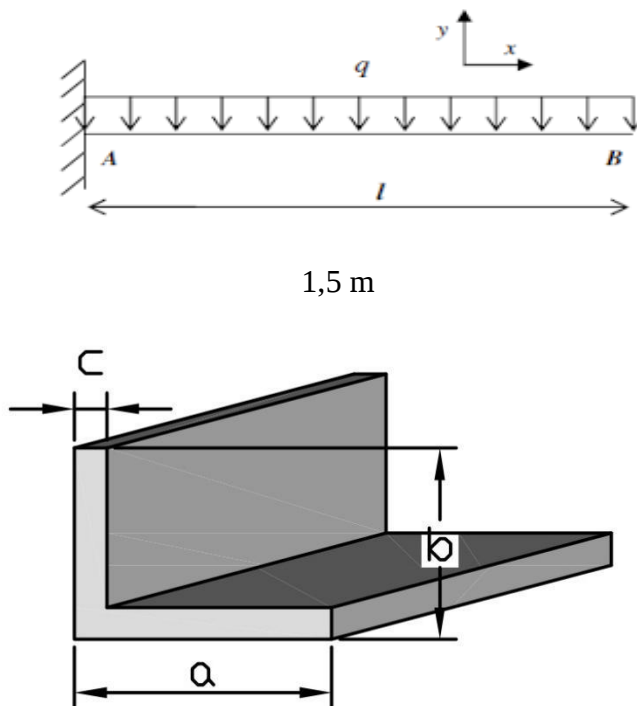


Figure III. 22. Schéma statique du balcon [18],[19]

On a :

$L = 1,5 \text{ m}$ et $e = 15 \text{ cm}$

Charges et surcharges supportées par le balcon :

Tableau III. 18. Charges et surcharges supportées par le balcon.

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Qu (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	Qs (KN/ml) (G + Q) × 1ml
4,75	3,5	11,6625	8,25

Mur de simple parois:

$$G_{mur} = 1,86 \text{ KN/m}^2$$

$$h_{\text{gard corps}} = 1,1 \text{ m}$$

$$P = G_{mur} \times h_{\text{gard corps}} \times 1 \text{ m}$$

P : Charge de la maçonnerie (force ponctuelle)

$$P = 1,86 \times 1,1 \times 1 = 2,046 \text{ KN}$$

ELU :

$$Pu = 1,35 \times P = 1,35 \times 2,046 = 2,7621 \text{ KN}$$

ELS:

$$Ps = P = 2,046 \text{ KN}$$

Tableau III. 19. Charge de la maçonnerie.

Gmur (KN/m ²)	Hauteur (m)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
1,86	1,1	2,7621	2,046

3.1. Moments fléchissant et efforts tranchants:

• **ELU :**

Travée : $0 \leq x \leq 1,2 \text{ m}$

$$Mu(x) = -Pu \times x - qu \times \frac{x^2}{2} = -2,7621 \times x - 11,6625 \times \frac{x^2}{2}$$

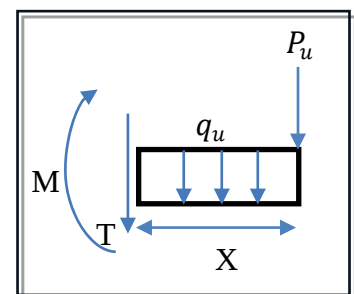
$$Mu(0) = 0$$

$$Mu(1,2) = -11,7115 \text{ KN.m}$$

$$Tu(x) = -Pu - qu \times x = -2,7621 - 11,6625 \times x$$

$$Tu(0) = -2,7621 \text{ KN.m}$$

$$Tu(1,2) = -16,7571 \text{ KN.m}$$



• **ELS :**

Travée : $0 \leq x \leq 1,2 \text{ m}$

$$Ms(x) = -Ps \times x - q_s \times \frac{x^2}{2} = -2,046 \times x - 8,25 \times \frac{x^2}{2}$$

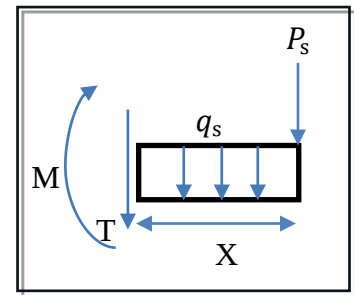
$$Ms(0) = 0$$

$$Ms(1,2) = -8,3952 \text{ KN.m}$$

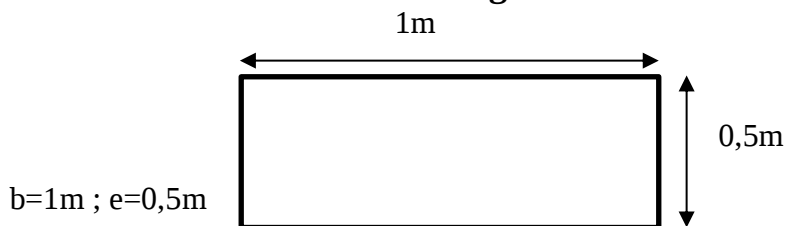
$$Ts(x) = -Ps - q_s \times x = -2,046 - 8,25 \times x$$

$$Ts(0) = -2,046 \text{ KN.m}$$

$$Ts(1,2) = -11,946 \text{ KN.m}$$



3.2. Calcul de ferrailage



ELU :

On a

$$M_{u\max} = 11,7115 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,7115 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,0453 \text{ MN.m}$$

Avec $\mu_r = 0,392$

$$\mu_u < \mu_r$$

Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,0579$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,131 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \sigma_{st}} = \frac{11,7115 \times 10^{-3}}{0,131 \times 347,82}$$

$$A_{st} = 2,57 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,57 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armature de montage } A_{sc}' = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA:

$$A_{\min}=0.005 \times b \times h=0.005 \times 1 \times 0,15=7,5\text{cm}^2$$

On a: $< A_{\min}$

Donc $A_{st} = 7T12=7,92\text{cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min}=\frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}=\frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400}=1,63 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min}=1,63 \text{ cm}^2 < A_{st} \quad \text{CV}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r=\frac{A_{st}}{4}=\frac{7,92}{4}=1,98 \text{ cm}^2$$

On prend : $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- **Espacement maximal :**

$$S_t \leq (3h, 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq (3 \times 15 ; 33) = \min(45 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

Simple armature $A_{sc} = 0$

$$X=n \times \frac{A_{st}+A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st}+A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X=15 \times \frac{7,92+0}{1} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 13,5 \times 7,92 + 2,1 \times 0}{15 \times (7,92+0)^2}} - 1 \right)$$

$$X=4,5\text{cm}=0,045\text{m} \quad I=b \times \frac{x^3}{3} + n A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I=1 \times \frac{0,045^3}{3} + 15 \times 7,92 \times 10^{-4} \times (0,135-0,045)^2$$

$$I=1,2660 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

- **Béton**

$$\sigma_{bc}=\frac{M_s \times X}{I} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}=\frac{8,3952 \times 10^{-3} \times 0,045}{1,2660 \times 10^{-4}}=2,9840 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

Avec $f_{t28}=0.6+0.06 f_{c28}=2.1 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \min (266.67; 201.63)$$

$$\sigma_{st}=\frac{n \times M_s (d-x)}{I}=\frac{15 \times 8,3952 \times 10^{-3} (0,135-0,045)}{1,2660 \times 10^{-4}}=89,5222 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification au cisaillement :

$$T_u=16,7571 \text{ KN}$$

$$\tau_u=\frac{T_u}{b_0 \cdot d}=\frac{0,016757}{1 \times 0,135}=0.1241 \text{ MPa}$$

On prend $\alpha=90^\circ$. Fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \min (2,5, 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u \quad \text{CV}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{1}{16} \leq \frac{0,15}{L}$$

$$\frac{1}{16} = 0,062 \leq \frac{0,15}{1,2} = 0,125 \quad \text{CV}$$

$$\frac{\frac{M_s}{10 \times \mu} \cdot \frac{h}{L}}{8,3952} = 0,0716 \leq \frac{0,15}{1,2} = 0,125 \quad \text{CV}$$

$$\frac{\frac{10 \times 11,7115}{A_{st}} \cdot \frac{4,2}{b \times d} \cdot \frac{f_e}{7,92 \times 10^{-4}}}{1 \times 0,135} = 5,86 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 1,05 \times 10^{-2} \quad \text{CV}$$

Tableau III. 20. Récapitulation du ferrailage de balcon (dalle pleine)

Armature longitudinal (cm ² /ml)		Armature de répartition (cm ² /ml)	
Ast calculée	Ast choisie	Ar calculée	Ar choisie
2,57	7T12 = 7,92	1,98	4T10 = 3,14

Schéma de ferrailage de balcon :

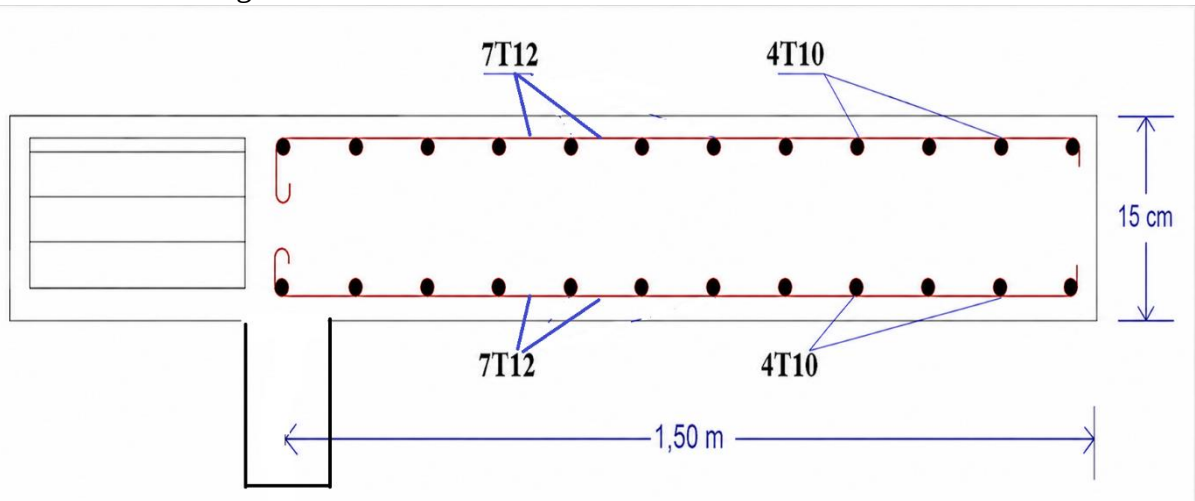


Figure III. 23. Schéma de ferrailage de balcon [20]

4 L'acrotère

Cet élément est soumis à plusieurs sollicitations : son **poids propre (G)**, une **surcharge horizontale due à la main courante (Q)** ainsi qu'une **force sismique (Fp)**. Son dimensionnement est réalisé en **flexion composée**, en considérant une bande de 1 mètre de largeur.

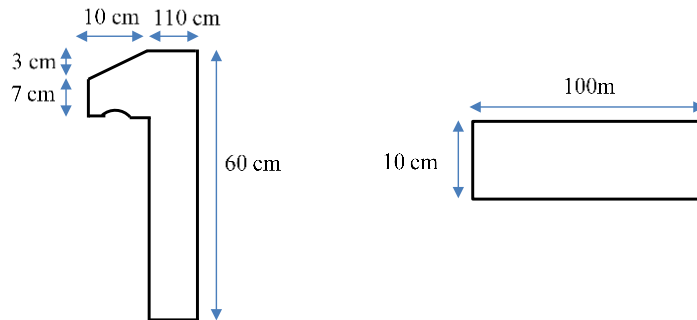


Figure III. 24. Coupe transversale de l'acrotère

Evaluation des charges

• Poids propre de l'acrotère : $\gamma_b \times S$

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,03 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- Charge horizontale due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Force sismique :

D'après le R.P.A 2024 :

$$F_p = (A.I.S) . C_p . \left(1 + \frac{3.h_z}{H}\right) . W_p$$

Avec :

F_p : Force horizontale ;

A : Coefficient d'accélération de la zone : $A = 0,15$ (IIb)

I : Coefficient d'importance : $I = 1$

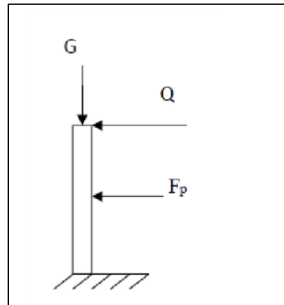
S : Coefficient de site : $S = 1,55$

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base : $H = 30,6 \text{ m}$ h_z : Hauteur du niveau, à partir de la base : $3,06 \text{ m}$ C_p : Facteur de force horizontale : $C_p = 0,8$;

W_p : Poids propre de l'acrotère : $G(\text{KN}) = 1,7125 \text{ KN}$

L'acrotère	G (KN/ml)	1,7125
	Q (KN/ml)	1

$$\times \left[\begin{array}{|c|c|c|} \hline & F_p \text{ (KN/ml)} & 0,4140 \\ \hline \end{array} \right] F_p = (0,15 \times 1 \times 1,55) \\ 0,8 \times \left(1 + \frac{3 \times 3,06}{30,6}\right) \times 1,7125 = 0,4140 \text{ kN}$$



Calcul des sollicitations

ELU : $1,35G + 1,5Q$

• Moment de renversement dû à la surcharge Q

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,5QH$$

$$M_u = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm}$$

• Effort normal :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,7125 = 2,31 \text{ KN/ml}$$

• Effort tranchant :

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

ELS :+ Q

Moment de renversement : $M_s = QH = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KNm}$

Effort normal : $N_s = G = 1,7125 \text{ KN}$

Effort tranchant : $V_s = Q = 1 \text{ KN/ml}$

	M (KNm)	N (KN)	V (KN)
ELU	0,9	2,31	1,5
ELS	0,6	1,7125	1

Calcul d'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,389 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,6 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée avec le centre de pression est situé à l'extérieur du noyau de la section.

Ferraillage de l'acrotère :

- **ELU**

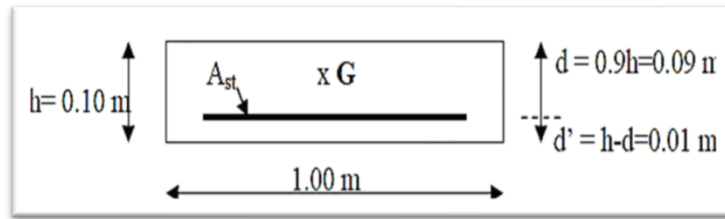


Figure III. 25. Section de calcul de ferrailage d'acrotère [21]

Moment de flexion fictif (M_a) :

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,398 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$e_a = 0,429 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \cdot e_a = 2,31 \times 0,429 = 0,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9^2 \times 14,17} = 0,0086$$

$$\mu_u = 0,0086 < \mu_R = 0,392 \quad \text{section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0086}) = 0,011$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = d(1 - 0,4 \times 0,011) = 0,0896 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{z} - N_u\right) = \frac{1}{347,82} \times \left(\frac{0,99 \times 10^{-3}}{0,0896} - 2,31 \times 10^{-3}\right) = 2,50 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1}{400} = 1,08 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{\min} \text{ donc on prend } A_{\min}$$

$$\text{choix } A_{st} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{choix } A_r = 3T8 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres

$$S_t \leq (3h ; 33)$$

$$S_t \leq (3 \times 10 ; 33) = \min(30 ; 33) \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m} < 0,35 \text{ m}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + e_1 - 0,35$$

$$e_1 + p \times e_1 + q = 0$$

$$p = -3 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3 \times \left(0,35 - \frac{0,1}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1,51 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,35 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right) = -0,267 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2 \times \left(0,35 - \frac{0,1}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 1,51 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,35 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right)^2 = 0,051 \text{ m}^2$$

Méthode des interactions successives :

$$e_1 = \sqrt[3]{(-p \times e_1 - q)}, \text{ On prend la valeur initiale de : } e_1 = 1 \text{ m}$$

$$e_1 = \sqrt[3]{(0,267 \times 1 - 0,051)} = 0,6 \text{ m}$$

e_1 choisi	1	0,6	0,477	0,424	0,396	0,379	0,368	0,361
e_1 trouvé	0,6	0,47	0,424	0,396	0,379	0,368	0,361	0,356

e_1 choisi	0,356	0,353	0,351	0,349	0,348	0,347	0,346	0,345
e_1 trouvé	0,353	0,351	0,349	0,348	0,347	0,346	0,345	0,345

Donc après itération on prend : $e_1 = 0,345 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,345 - 0,35 = 0,045 \text{ m}$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x)$$

$$S = \frac{1 \times 0,045^2}{2} - 15 \times 0,000151 \times (0,09 - 0,045) = 9,10 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

Vérification des contraintes :

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = \frac{1,7125 \times 10^{-3} \times 0,045}{9,10 \times 10^{-4}} = 0,08 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st}^- = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times N_s (d - x)}{S}$$

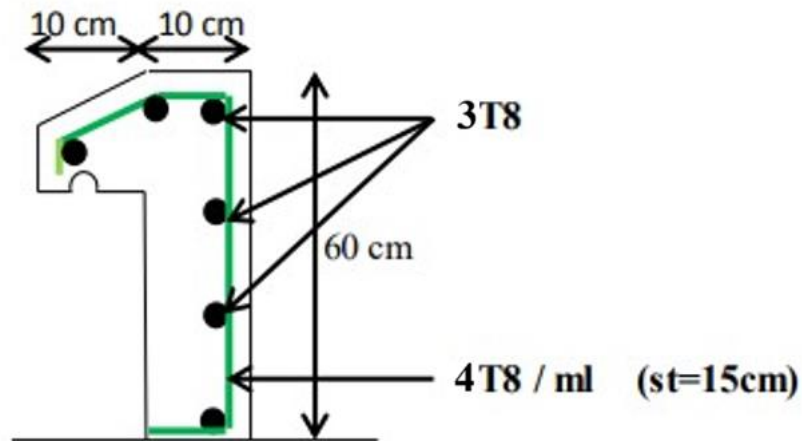
$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1,7125 \times 10^{-3} (0,09 - 0,045)}{9,10 \times 10^{-4}} = 1,27 \text{ MPa} \leq \sigma_{st}^- = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,09} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

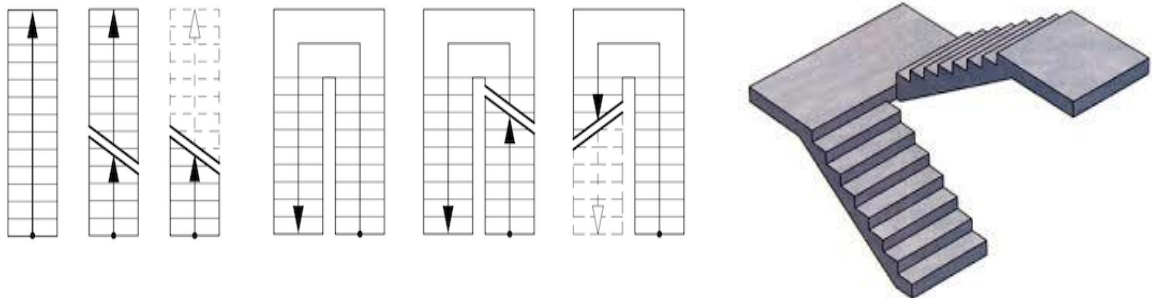


FigureIII. 26.Ferraillage d'acrotère [22]

5 Escaliers

5.1. Prédimensionnement des escaliers :

Dans notre projet ils se présentent en deux volés avec un palier intermédiaire.



FigureIII. 27.Vue en plan d'escalier [23], [24]

Escalier d'étage courant et rez de chaussée

Nombre de contre marche n :

$$n = \frac{H_e}{h} = \frac{3,06}{0,17} = 18 \text{ contre marche}$$

Pour les deux volées de l'étage courant on a 18 contre marches et 8 marches

Angle d'inclinaison (α)

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la

formule de BLONDEL

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche

H : hauteur de l'étage

n : nombre de marche

$$H = 17 \text{ cm } g = 30 \text{ cm}$$

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56$$

$$\alpha = \arctan (0.56) = 29.50^\circ$$

Epaisseur d'escalier :

$$\frac{360}{30} \leq e_p \leq \frac{360}{20}$$

$$12 \text{ cm} \leq e_p \leq 18 \text{ cm}$$

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

5.2. Etude des escaliers :

Combinaisons d'action

Paillasse :

$$G = 7,85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Palier :

$$G = 5,25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$\text{ELS : } Q_s = G + Q$$

Paillasse :

$$Q_u = 1,35 \times 7,85 + 1,5 \times 2,5 = 14,3475 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 7,85 + 2,5 = 10,35 \text{ KN/ml}$$

Palier :

$$Q_u = 1,35 \times 5,25 + 1,5 \times 2,5 = 10,8375 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 5,25 + 2,5 = 7,75 \text{ KN/ml}$$

Détermination des moments et des réactions

ELU :

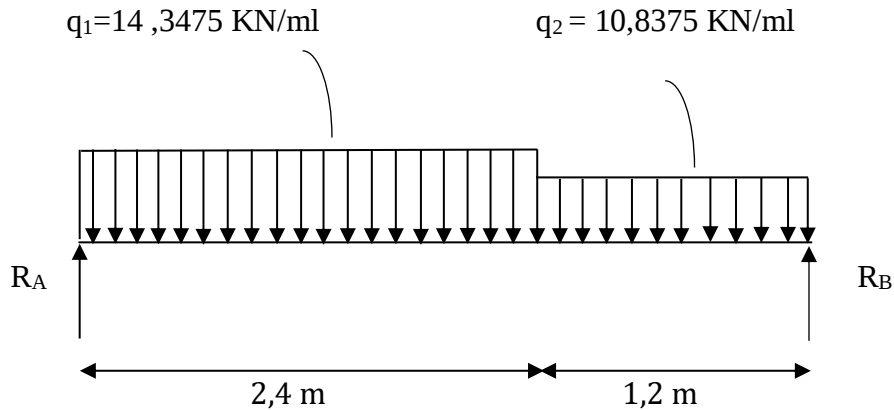


Figure III. 28. Schéma statique des escaliers à ELU

$$\sum F_y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = q_1 \times 2,4 + q_2 \times 1,2 = 47,439 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \longrightarrow R_B \times 3,6 - q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2}\right) - q_2 \times 1,2 \times (2,4 + 0,6) = 0$$

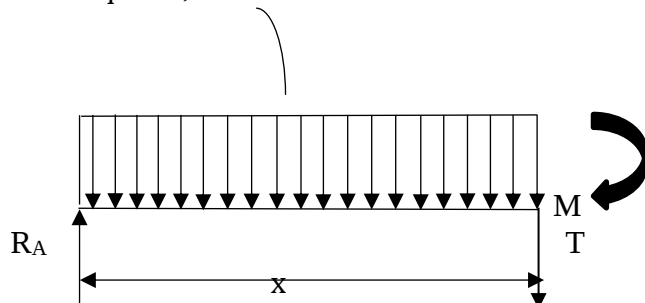
$$R_B = \frac{q_1 \times 2,16 + q_2 \times 4,2}{3,6} = \frac{14,3475 \times 2,88 + 10,8375 \times 3,6}{3,6} = 22,3155 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \longrightarrow -R_A \times 3,6 + q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,2\right) + q_2 \times 1,2 \times \left(\frac{1,2}{2}\right) = 0$$

$$R_A = \frac{-q_1 \times 5,76 - q_2 \times 0,72}{3,6} = \frac{-14,3475 \times 5,76 - 10,8375 \times 0,72}{3,6} = 25,1235 \text{ K}$$

Section 1-1 : ($0 \leq x \leq 2,4$) :

$$q_1 = 14,3475 \text{ KN/ml}$$



$$M(x) = R_A \times x - q_1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 25,1235 \times x - 14,3475 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2,4) = 18,9756 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = q_1 x - R_A$$

$$T(x) = 14,3475 x - 25,1235$$

$$T(0) = -25,1235 \text{ KN}$$

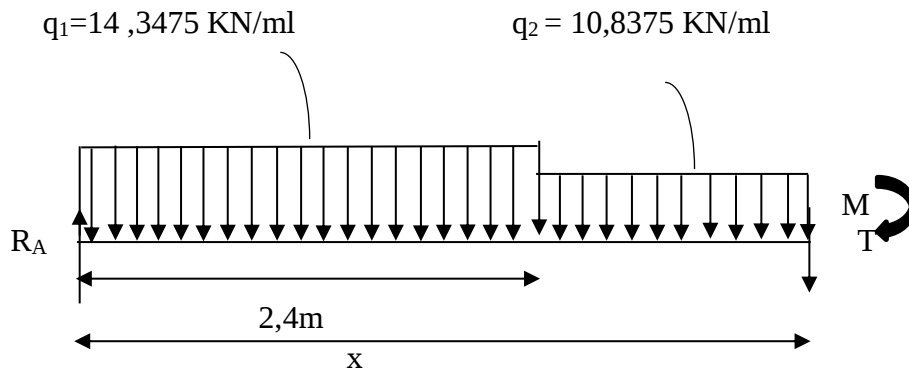
$$T(2,4) = 9,3105 \text{ KN}$$

$$(x)=0 \quad 14,3475 x - 25,1235 = 0$$

$$x = \frac{25,1235}{14,3475} = 1,7510$$

$$M(1,7510) = 21,9965 \text{ KN.m}$$

Section 2-2 : $(2,4 \leq x \leq 3,6)$:



$$M(x) = R_B x - q_1 \times 2,4 \times (x-1,2) - q_2 \times (x-2,4) \times \left(\frac{x-2,4}{2}\right)$$

$$M(x) = 22,3155 x - 14,3475 \times 2,4 \times (x-1,2) - 10,8375 \times (x-2,4) \times \left(\frac{x-2,4}{2}\right)$$

$$M(x) = 22,3155 x - 34,434 x + 41,3208 - 10,8375 \times \frac{(x-2,4)^2}{2}$$

$$M(x) = -12,1185x + 41,3208 - 5,4187 \times (x^2 - 4,8x + 5,76)$$

$$M(x) = -5,4187x^2 + 13,8912x + 10,1090$$

$$M(2,4) = 12,2361 \text{ KN.m}$$

$$M(3,6) = -10,1090 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_A + q_1 \times 2,4 + q_2 \times (x-1,8)$$

$$T(x) = -25,1235 + 14,3475 \times 2,4 + 10,8375 \times (x-2,4)$$

$$T(x) = 10,8375x - 16,6995$$

$$T(2,4) = 9,3105 \text{ KN}$$

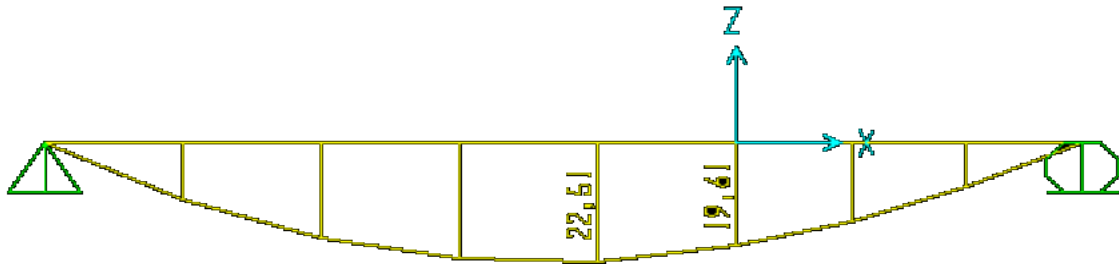
$$T(3,6) = 22,3155 \text{ KN}$$

$$(x)=0 \quad 10,8375x - 16,6995=0$$

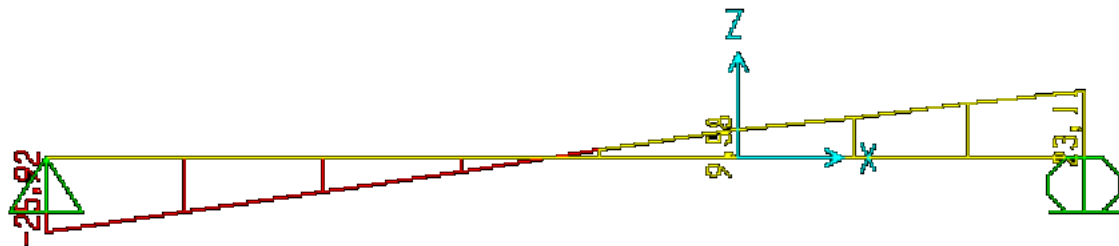
$$x = \frac{16,6995}{10,8375} = 1,54 \text{ m}$$

$$M(1,54) = 18,6504 \text{ KN.m}$$

Vérification avec SAP2000



FigureIII. 29. Diagramme du moment fléchissant à ELU



FigureIII. 30. Diagramme d'effort tranchant à ELU

ELS:

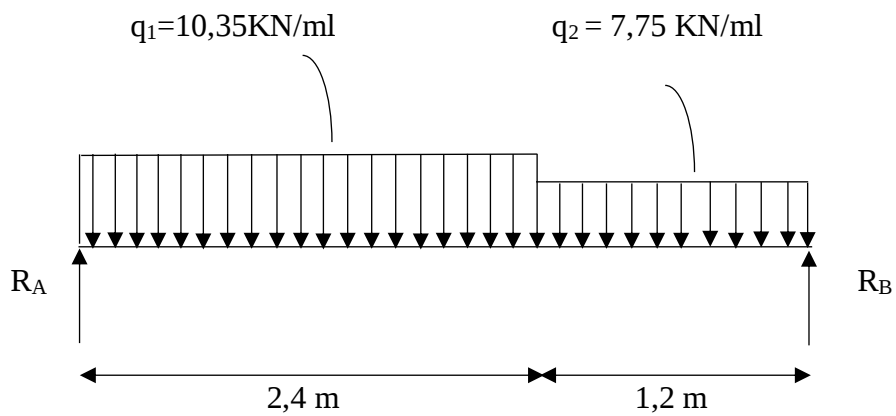


Figure III.15 schéma statique des escalier a ELS

$$\sum F/y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = q_1 \times 2,4 + q_2 \times 1,2 = 47,439 \text{ KN}$$

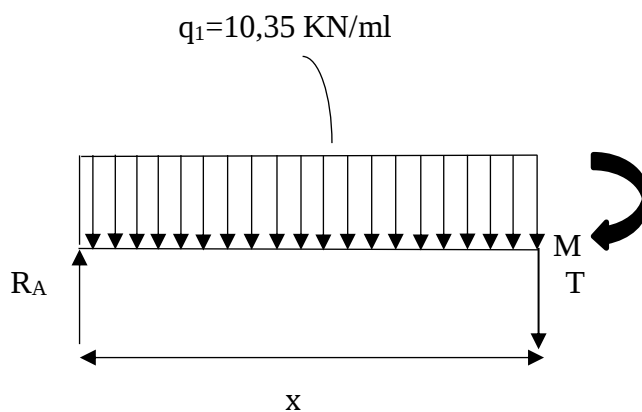
$$\sum M/A = 0 \longrightarrow R_B \times 3,6 - q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2}\right) - q_2 \times 1,2 \times (2,4 + 0,6) = 0$$

$$R_B = \frac{q_1 \times 2,16 + q_2 \times 4,2}{3,6} = \frac{10,35 \times 2,88 + 7,75 \times 3,6}{3,6} = 16,03 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \longrightarrow -R_A \times 3,6 + q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,2\right) + q_2 \times 1,2 \times \left(\frac{1,2}{2}\right) = 0$$

$$R_A = \frac{-q_1 \times 5,76 - q_2 \times 0,72}{3,6} = \frac{10,35 \times 5,76 + 7,75 \times 0,72}{3,6} = 18,11 \text{ KN}$$

Section 1-1 : ($0 \leq x \leq 2,4$) :



$$M(x) = R_A \times x - q_1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 18,11 \times x - 10,35 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \qquad M(2,4) = 13,656 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = q_1 x - R_A$$

$$T(x) = 10,35x - 18,11$$

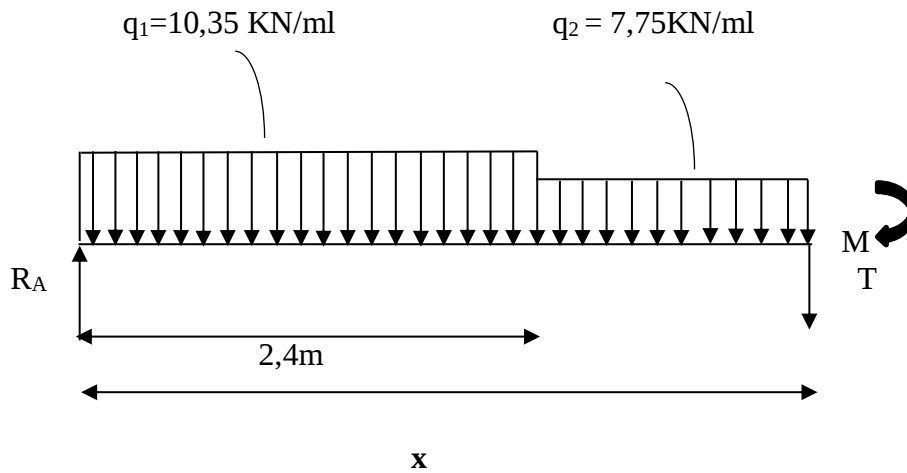
$$T(0) = -18,11 \text{ KN} \qquad T(2,4) = 6,73 \text{ KN}$$

$$(x)=0 \qquad 10,35x - 18,11 = 0$$

$$x = \frac{18,11}{10,35} = 1,7497$$

$$M(1,7510) = 15,8440 \text{ KN.m}$$

Section 2-2 : ($2,4 \leq x \leq 3,6$) :



$$M(x) = R_B x - q_1 \times 2,4 \times (x-1,2) - q_2 \times (x-2,4) \times \left(\frac{x-2,4}{2}\right)$$

$$M(x) = 16,03 x - 10,35 \times 2,4 \times (x-1,2) - 7,75 \times (x-2,4) \times \left(\frac{x-2,4}{2}\right)$$

$$M(x) = 16,03 x - 24,84 x + 29,808 - 7,75 \times \frac{(x-2,4)^2}{2}$$

$$M(x) = -8,81x + 29,808 - 3,875 \times (x^2 - 4,8x + 5,76)$$

$$M(x) = -3,875x^2 + 9,79x + 7,488$$

$$M(2,4) = 8,664 \text{ KN.m}$$

$$M(3,6) = -7,488 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_A + q_1 \times 2,4 + q_2 \times (x-2,4)$$

$$T(x) = -18,11 + 10,35 \times 2,4 + 7,75 \times (x-2,4)$$

$$T(x) = 7,75x - 11,87$$

$$T(2,4) = 6,73 \text{ KN}$$

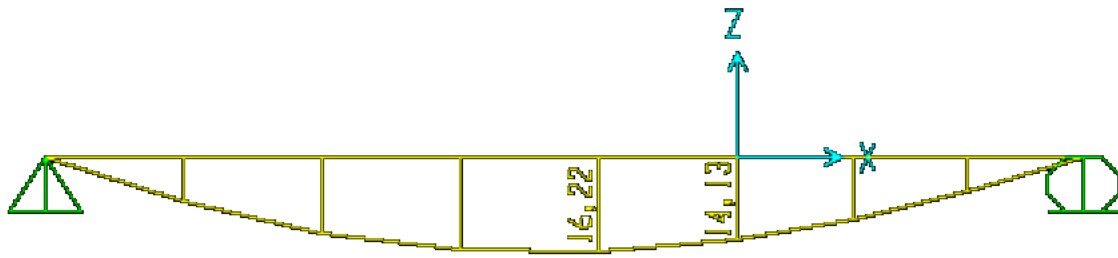
$$T(3,6) = 16,03 \text{ KN}$$

$$(x)=0 \quad 7,75x - 11,87 = 0$$

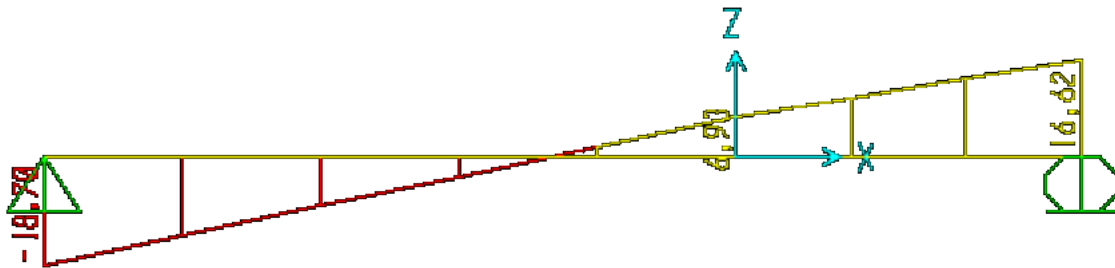
$$x = \frac{11,87}{7,75} = 1,53 \text{ m}$$

$$M(1,53) = 13,3957 \text{ KN.m}$$

Vérification avec SAP2000



FigureIII. 31.Diagramme du moment fléchissant à ELS



FigureIII. 32.Diagramme d'effort tranchant à ELS

Le tableau suivant récapitule les différents efforts internes des escalier par SAP 2000

TableauIII. 21.Récapitulation des différents efforts internes des escaliers par SAP

Type	ELU		ELS	
	$M_{\max}$ (KNm)	$T_{\max}$ (KN)	$M_{\max}$ (KNm)	$T_{\max}$ (KN)
1	22,51	25,92	16,22	18,70
2	16,61	29,81	11,96	21,48

5.3. Détermination du ferrailage

Le calcul se fait selon une poutre isostatique (0.85M en travée et 0.5M en appuis). La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum pour le calcul du type le plus défavorable.

ELU :

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 22,51 = 19,1335 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,5 M_{\max} = 0,5 \times 22,51 = 11,255 \text{ KN.m}$$

$$h = 0,15 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 h = 0,135 \text{ m}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,1335 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,0740$$

$$\mu_u = 0,0740 < \mu_R = 0,392 \quad \text{section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0740}) = 0,0962$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,0962) = 0,129 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{19,1335 \times 10^{-3}}{0,129 \times 347,82} = 4,26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{\min} \quad \text{donc on prend } A_{st} \quad \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,6975 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres :

D'après B.A.E.L.91:

$$S_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15, 33) \text{ cm} = \min(45 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

En Appui :

$$M_A = 11,255 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,255 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,0435$$

$$\mu_u = 0,0435 < \mu_R = 0,392 \quad \text{section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0435}) = 0,0556$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0,135 \times (1 - 0.4 \times 0,0556) = 0,131 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{11,255 \times 10^{-3}}{0,131 \times 347,82} = 2,47 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{min} \text{ donc on prend } A_{st} \quad \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,6975 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres :

D'après B.A.E.L.91:

$$S_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15, 33) \text{ cm} = \min(45; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA 2024 :

$$A_{st \min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 1 \times 0,15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} = 6,79 + 6,79 = 13,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{min} \quad \text{CV}$$

ELS :

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 16,22 = 13,787 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,5 M_{\max} = 0,5 \times 16,22 = 8,11 \text{ KN.m}$$

En travée :

Simple armature $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{6,79 \times 10^{-4} + 0}{1} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0,135 \times 6,79 \times 10^{-4} + 2,1 \times 0}{15 \times (6,79 \times 10^{-4} + 0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 4,3 \text{ cm} = 0,043 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n A_{st} \times (d - x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0,043^3}{3} + 15 \times 6,79 \times 10^{-4} \times (0,135 - 0,043)^2$$

$$I = 1,1270 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

• **Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S \times X}}{I} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13,787 \times 10^{-3} \times 0,043}{1,1270 \times 10^{-4}} = 5,2603 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \min(2/3 \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

Avec $f_{t28}=0.6+0.06 f_{c28}=2.1 \text{ MPA}$

$$\sigma_{st} = \min (266.67; 201.63)$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 13,787 \times 10^{-3} (0,135 - 0,043)}{1,1270 \times 10^{-4}} = 168,8204 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

En Appui :

Simple armature $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{6,79 \times 10^{-4} + 0}{1} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0,135 \times 6,79 \times 10^{-4} + 2,1 \times 0}{15 \times (6,79 \times 10^{-4} + 0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 4,3 \text{ cm} = 0,043 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0,043^3}{3} + 15 \times 6,79 \times 10^{-4} \times (0,135 - 0,043)^2$$

$$I = 1,1270 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

• **Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,11 \times 10^{-3} \times 0,043}{1,1270 \times 10^{-4}} = 3,0943 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

Avec $f_{t28}=0.6+0.06 f_{c28}=2.1 \text{ MPA}$

$$\sigma_{st} = \min (266.67; 201.63)$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 8,11 \times 10^{-3} (0,135 - 0,043)}{1,1270 \times 10^{-4}} = 99,3061 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification au cisaillement :

$$T_u = 29,81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{29,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,2208 \text{ MPa}$$

On prend $\alpha = 90^\circ$. Fissuration préjudiciable.

$$\tau_u^- = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u^- = \min (2,5; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u^- \quad \text{CV}$$

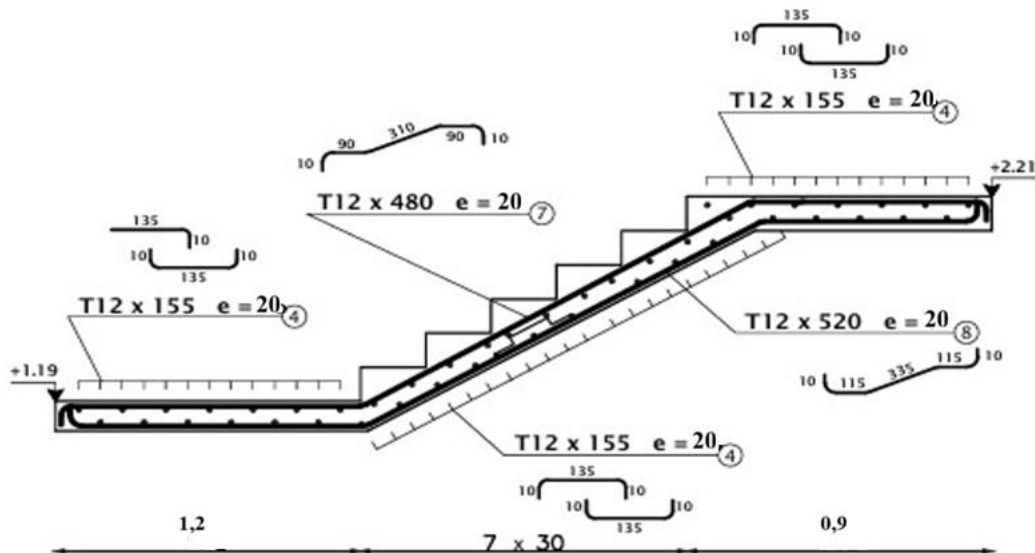
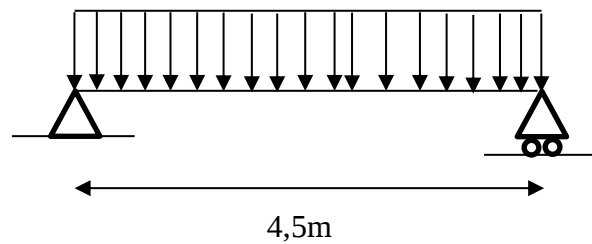


Figure III. 33. Schéma du ferrailage d'escaliers [25]

5.4. Etude de la poutre palière

Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées et paliers de repos.



La poutre palière est dimensionnée comme suite :

D'après BAEL 91 :

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

$$L = 3,6 \text{ m}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} = 30 \leq h \leq 45$$

→ Donc on prendre $h = 35 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,4h = 10,5 \leq b \leq 14$$

→ Donc on prendre $b = 30 \text{ cm}$

La vérification selon RPA 2024 :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$b \geq 20 \text{ cm}$: en zone I, II et III

$b \geq 25 \text{ cm}$: en zone IV, V et VI

$h \geq 30 \text{ cm}$

$$\frac{L}{10} \leq 4$$

$$b_{\max} \leq (1,5h + b_1)$$

Vérification selon le « RPA 2024 » :

$b \geq 20\text{cm}$: en zones I, II et III donc C.V

$h \geq 30\text{cm}$ C.V

$h/b = 1.16 \leq 4.0$ c.v

$b_{\max} \leq (1.5h + b_1)$ c.v

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

Évaluation des charges

$G = G_{\text{Palier}} + G_{\text{paillasse}} + G_{\text{mur}} + pp_{\text{poutre paliere}}.$

$$G_{\text{Palier}} = G_{\text{Palier}} \times L_{\text{palier}} = 5,25 \times 1,2 = 6,3 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} = 2,76 \times 1,1 = 3,036 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{paillasse}} = G_{\text{paillasse}} \times 0,5L_{\text{paillasse}} = 7,85 \times 0,5 \times 2,4 = 9,42 \text{ KN/ml}$$

$$pp_{\text{poutre paliere}} = b \times h \times \gamma = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$$

$$G = 6,3 + 3,036 + 9,42 + 2,625 = 21,381 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 21,381 + 1,5 \times 2,5 = 32,6143 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 21,381 + 2,5 = 23,881 \text{ KN/ml}$$

Moment fléchissant :

$$\text{ELU : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{32,6143 \times 3,6^2}{8} = 52,8351 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{23,881 \times 3,6^2}{8} = 38,6872 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{q_u L}{2} = \frac{32,6143 \times 3,6}{2} = 58,7057 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage

$$h = 0,35\text{m} \quad b = 0,3\text{m} \quad d = 0,9h = 0,315\text{m} \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{t28} = 2,1\text{MPa} \quad F_{bc} = 14,17\text{MPa}$$

ELU :

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 52,8351 = 44,9098 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{44,9098 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,1064$$

$$\mu_u = 0,1064 < \mu_R = 0,392 \quad \text{section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1064}) = 0,1409$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,1409) = 0,297\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{44,9098 \times 10^{-3}}{0,297 \times 347,82} = 4,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times 2,1}{400} = 1,14 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{\min} \text{ donc on prend } A_{st} \quad \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,6975 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

En Appuis

$$M_A = 0,85 M_0 = 0,5 \times 52,8351 = 26,4175 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26,4175 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,0626$$

$$\mu_u = 0,0626 < \mu_R = 0,392 \quad \text{section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0626}) = 0,0808$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,0808) = 0,304 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{26,4175 \times 10^{-3}}{0,304 \times 347,82} = 2,49 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times 2,1}{400} = 1,14 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{\min} \text{ donc on prend } A_{st} \quad \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,62}{4} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2024 :

$$A_{st \min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} = 6,79 + 4,62 = 11,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{min} \quad CV$$

ELS :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 38,6872 = 32,8841 \text{ KN.m}$$

En travée :

Simple armature $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{6,79 \times 10^{-4} + 0}{0,3} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,315 \times 6,79 \times 10^{-4} + 2,1 \times 0}{15 \times (6,79 \times 10^{-4} + 0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 11,6 \text{ cm} = 0,116 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n A_{st} \times (d - x)^2$$

$$I = 0,3 \times \frac{0,116^3}{3} + 15 \times 6,79 \times 10^{-4} \times (0,315 - 0,116)^2$$

$$I = 5,5942 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

• **Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{32,8841 \times 10^{-3} \times 0,116}{5,5942 \times 10^{-4}} = 6,8187 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad CV$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}})$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min (266,67; 201,63)$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 32,8841 \times 10^{-3} (0,315 - 0,116)}{5,5942 \times 10^{-4}} = 175,4657 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \quad CV$$

En Appui :

$$M_A = 0,5 M_0 = 0,5 \times 38,6872 = 19,3436 \text{ KN.m}$$

Simple armature $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{4,62 \times 10^{-4} + 0}{0,3} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,315 \times 4,62 \times 10^{-4} + 2,1 \times 0}{15 \times (4,62 \times 10^{-4} + 0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 9,9 \text{ cm} = 0,099 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n A_{st} \times (d - x)^2$$

$$I = 0,3 \times \frac{0,099^3}{3} + 15 \times 4,62 \times 10^{-4} \times (0,315 - 0,099)^2$$

$$I = 4,2035 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

• **Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19,3436 \times 10^{-3} \times 0,099}{4,2035 \times 10^{-4}} = 4,5557 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad CV$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}})$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min (266.67; 201.63)$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 32,8841 \times 10^{-3} (0,315 - 0,116)}{5,5942 \times 10^{-4}} = 149,0978 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$T_u = 58,7057 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{58,7057 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,6212 \text{ MPa}$$

On prend $\alpha = 90^\circ$. Fissuration préjudiciable.

$$\tau_u^- = \min (0,15 \times \frac{f_{c28}}{y_b}, 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u^- = \min (2,5; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u^- \text{ CV}$$

Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_{Lmin}) = \min (\frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 12)$$

$$\Phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement des barres :

D'après le RPA 2024 :

Zone Nodale :

$$S_t \leq \min (\frac{h}{4} ; 24 \times \Phi_t ; 17,5 ; 6 \times \Phi_L) = \min (\frac{35}{4} ; 24 \times 0,8 ; 17,5 ; 6 \times 1,2)$$

$$S_t \leq \min (8,75 ; 19,2 ; 17,5 ; 7,2) = 7,2 \text{ cm}$$

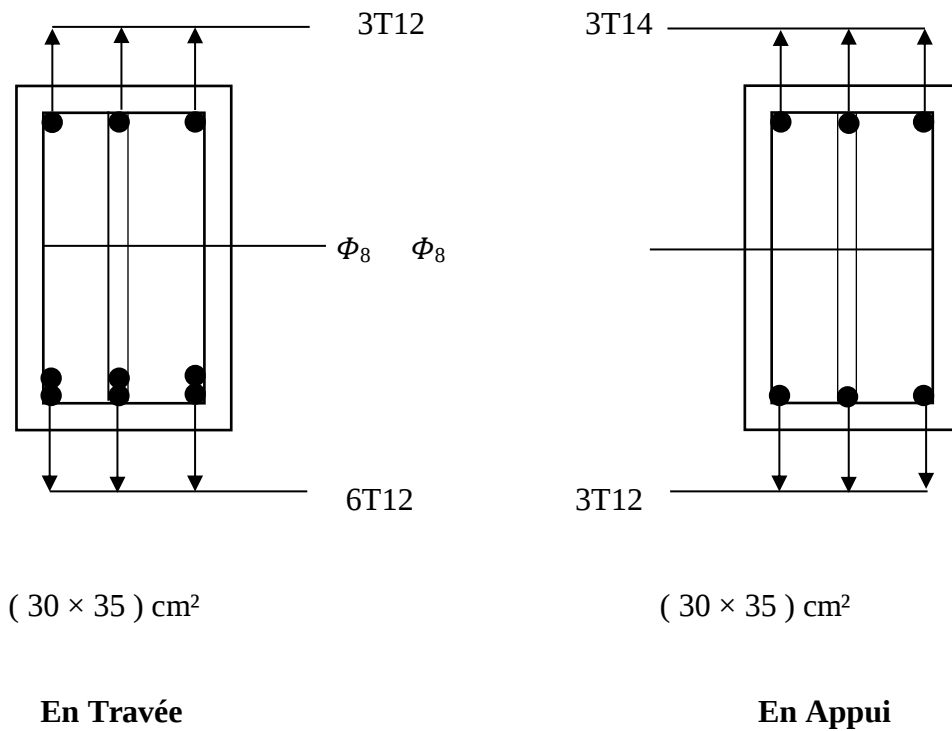
On prend : $S_t = 5 \text{ cm}$ (min RPA)

$$L = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t' = 10 \text{ cm}$



FigureIII. 34.Schéma de ferrailage de la poutre palière

6 Conclusion :

Les éléments non structuraux jouent un rôle secondaire, mais important, dans la structure. Dans cette partie, nous avons réussi à déterminer les différentes sollicitations auxquelles sont soumis les éléments secondaires de notre structure sous l'action sismique, tout en respectant les règlements et les conditions du RPA 2024 et du BAEL 91.

Enfin, nous sommes parvenus à un bon ferrailage vérifiant toutes les conditions requises.

Chapitre IV : Etude dynamique

1 Introduction

Au cours du dernier siècle, l'Algérie a été frappée par plusieurs séismes dévastateurs, tels que celui de Boumerdes en 2003, qui ont entraîné d'importantes pertes en vies humaines et en biens matériels. Dans ce contexte, l'objectif est de renforcer les structures pour leur conférer une rigidité, une résistance et une ductilité adéquates afin de limiter les dommages lors de séismes de magnitude modérée, qui sont relativement fréquents.

Cela permettrait aux structures de subir des déformations plastiques avec des dommages limités, sans risque d'effondrement. Pour atteindre cet objectif, il est nécessaire de mener une étude parasismique afin d'évaluer le comportement dynamique de l'ouvrage et de s'assurer qu'il satisfait aux conditions et aux critères de sécurité définis par les règles parasismiques Algériennes RPA2024.

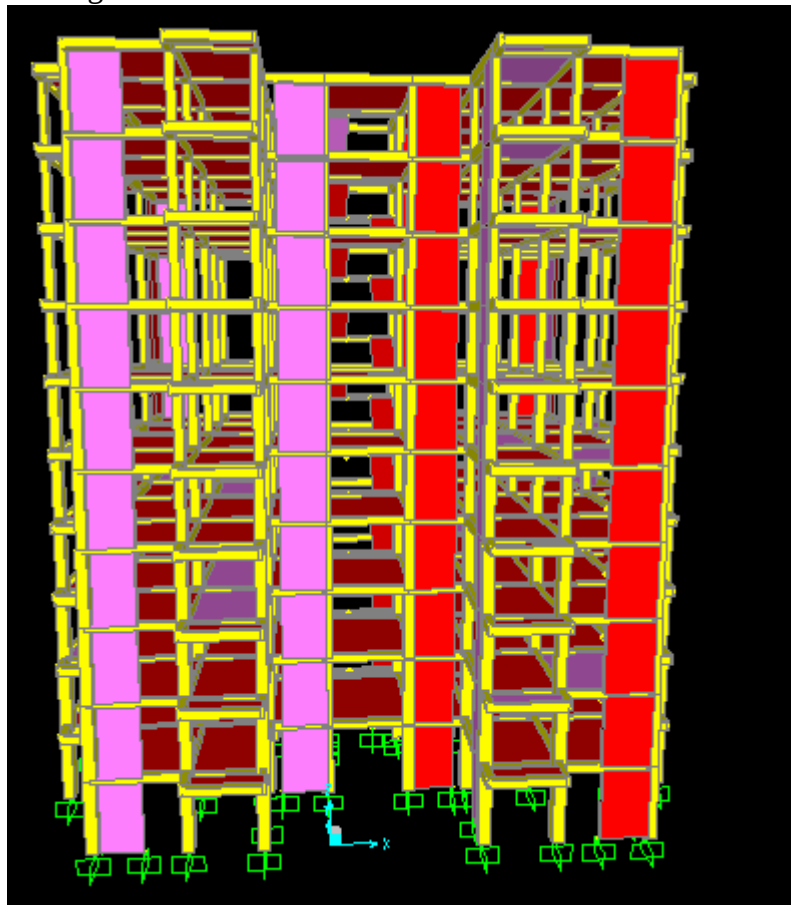
2 Objectifs de l'étude dynamique

L'étude dynamique est une étape très importante dans l'analyse d'un ouvrage de génie civil. Elle permet de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure afin de comprendre comment elle se comporte sous l'effet des actions sismiques. Cette étude a aussi pour but de calculer les efforts internes ainsi que les déplacements maximaux provoqués par un séisme.

3 Modélisation de la structure

Pour analyser la réponse dynamique d'une structure, comme les périodes propres et les modes de vibration, il est important de choisir un modèle dynamique qui représente au mieux le comportement réel de la structure.

Dans notre étude, nous avons adopté un modèle de console verticale encastree à sa base et supposée infiniment rigide, avec des masses concentrées au niveau des étages. Pour réaliser la modélisation et l'analyse de notre ouvrage, nous avons utilisé le logiciel SAP2000 V14.



FigureIV .35 .Modélisation de la structure avec «SAP2000»

4 Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes "RPA 2024", Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.1 La méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

4.2 La méthode d'analyse modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

4.4 Choix de la méthode

Pour le choix de la méthode à utiliser, il est impératif de vérifier plusieurs conditions conformément aux normes en vigueur en Algérie (RPA2024). Selon ces normes, la méthode modale spectrale dynamique doit être utilisée en se basant sur le spectre de réponse défini dans le RPA2024. Cependant, en raison de certaines exigences de vérification, il est nécessaire de recourir à la méthode statique équivalente.

Une fois que l'effort dynamique est calculé, le RPA20024 spécifie la vérification suivante à effectuer :

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

V_{statique} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment (calculée par la méthode statique équivalente).

4.5 Combinaison d'action

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : ultime, service et accidentelle.

➤ Combinaisons fondamentales

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G+Q$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

➤ Combinaisons accidentelles

- Combinaison accidentelle = **ELU sismique**

- Forme générale :

$$G+\Psi Q \pm E_1 \quad E_1 = E_x \pm 0,3E_y$$

$$G+\Psi Q \pm E_2 \quad E_2 = 0,3E_x \pm E_y$$

5 La méthode statique équivalente Force sismique totale V :

Selon le RPA2024, la force sismique totale est déterminée par la formule suivante :

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

Avec:

$(S_{ad}/g)(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul.

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

λ : Coefficient de correction

W : Poids total de la structure.

5.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (T_0)

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times h_n^{0,75}$$

$T_{\text{empirique}}$: période fondamentale.

h_n : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par:

Tableau IV.22. Valeurs du coefficient C [26]

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

$$C_T = 0,05$$

$$h_n = 30,6 \text{ m}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0, \times 30,6^{0,75} = 0,65$$

Tableau IV. 23. Périodes et participation modale par SAP 2000

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,906277	0,68498	0,00003647	3,513E-08	0,68498	0,00003647	3,513E-08	0,00003915	0,81966	0,28263	0,00003915	0,81966	0,28263
MODAL	Mode	2	0,863033	0,00006143	0,69916	1,76E-08	0,68504	0,6992	5,273E-08	0,72323	0,00006957	0,01906	0,72326	0,81973	0,3017
MODAL	Mode	3	0,74412	0,00168	0,00138	1,293E-09	0,68672	0,70058	5,403E-08	0,00113	0,00191	0,384	0,7244	0,82164	0,6857
MODAL	Mode	4	0,459144	0,000005917	0,0026	1,244E-07	0,68673	0,70318	1,784E-07	0,0032	6,848E-07	0,00053	0,7276	0,82164	0,68623
MODAL	Mode	5	0,397159	0,000002928	0,000007787	0,000000362	0,68673	0,70319	5,404E-07	0,00014	1,506E-07	0,00177	0,72773	0,82164	0,688
MODAL	Mode	6	0,300035	0,00616	0,02283	1,383E-08	0,69289	0,72601	5,542E-07	0,00057	0,00036	0,02504	0,72831	0,822	0,71304
MODAL	Mode	7	0,294195	0,09129	0,00362	1,081E-07	0,78418	0,72963	6,624E-07	0,00008065	0,00444	0,02865	0,72839	0,82644	0,74169
MODAL	Mode	8	0,278337	0,0042	0,08665	0,000002554	0,78838	0,81629	0,000003217	0,00114	0,00002758	0,000002892	0,72953	0,82647	0,74169
MODAL	Mode	9	0,275518	0,01146	0,0128	0,0000165	0,79983	0,82909	0,00001972	0,0001	0,000005269	0,00971	0,72963	0,82647	0,7514
MODAL	Mode	10	0,244997	0,00168	0,00188	0,000003459	0,80151	0,83097	0,00002317	0,00007167	0,00003274	0,02243	0,7297	0,8265	0,77383
MODAL	Mode	11	0,23707	0,01999	0,00038	0,000003692	0,8215	0,83135	0,00006009	0,00003087	0,00013	0,00274	0,72973	0,82664	0,77657
MODAL	Mode	12	0,229854	0,00029	0,00112	2,05E-08	0,8218	0,83247	0,00006011	7,353E-09	0,000001253	0,02383	0,72973	0,82664	0,8004

$$T_x = 0.90 \text{ s} \quad \text{mode 1: translations suivant } x$$

$$T_y = 0.86s \text{ mode 2: translations suivant } y$$

Tableau IV. 24. Valeur de la période T_0 pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Cas	période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3 T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3 T_{empirique}$	$T_0 = 1.3 T_{empirique}$

$$T_x = 0.90s \geq 0.845s \quad \text{donc } T_x = 1.3 \times 0.65 = 0.845s$$

$$T_y = 0.86s \geq 0.845s \quad \text{donc } T_y = 1.3 \times 0.65 = 0.845s$$

$$\text{donc } T_x = T_y = T_0 = 0.845s$$

5.2. Coefficient d'accélération de zone A

Notre structure est classée en zone III (sismicité moyenne) donc $A = 0.15$

Tableau IV. 25. Coefficient d'accélération de zone

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.070
II	Faible à Moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Élevée	0.25
VI	Élevée	0.30

5.3. Coefficient de comportement global de la structure R :

Pour notre structure on prend un système de contreventement constitué par des voiles **4,5^(b)**

5.4. Coefficient d'importance I

Notre structure est de Groupe 2 (Bâtiments d'importance moyenne) car la hauteur totale de bâtiment $H = 30.6m$ ne dépasse pas 48 m.

I : Coefficient d'importance = 1

TableauIV. 26.Coefficient d'importance

Coefficient d'importance	Groupe d'importance			
I	IA	IB	2	3
	1.40	1.20	1	0.80

5.5. Coefficient de site S

Notre structure est sur site meuble, Catégorie S3

$$S=1.55s$$

TableauIV. 27.Valeur de T_1 et T_2 selon le site

Spectre type 2 II et III)	S	T1(s)	T2 (s)	T3(s) (Zones I,
Site S1	1.00	0.05	0.25	1.20
Site S2	1.30	0.05	0.30	1.20
Site S3	1.55	0.10	0.40	1.20
Site S4	1.80	0.10	0.50	1.20

5.6.Coefficient de correction λ

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

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,845s & T_1 &= 0.1s & T_2 &= 0,4s & T_3 &= 1.2s \\ T_0 &= 0.845 > 2.T_2 = 0.8 & & & & & & \text{donc } \lambda = 1 \end{aligned}$$

5.7.Facteur de qualité Q_F

Le facteur de qualité Q_F tient compte de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation

La valeur de Q_F est déterminée par l'équation suivante :

$$q=i$$

$$Q_F = 1 + \sum P_q$$

$$q=1$$

P_q : est la pondération à retenir selon quel critère de qualité "q" est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au cas par cas dans le tableau ci-dessous.

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

Les critères de qualité "q" à vérifier sont donner dans le tableau suivant :

TableauIV. 28.Valeurs des pondérations P_q

Catégorie	Critère q	P_q	
		Observe	N/Observe
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur les nombres des étages	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

On utilise le tableau (b) car on a choisi un système de contreventement constitué par des voiles 4,^(b)
On a deux critères non observés(Régularité en plan , Régularité en élévation) donc $P_q=1,25$

$$q=i$$

$$Q_F=1+\sum 0,25=1,25$$

$$q=1$$

Donc $\lambda =1$

X

$$X=\frac{4,25 \times 4}{26,3}=0,65 > 0,25$$

$$P_{q1}=0,05 \text{ R.p}$$

$$P_{q2}=0,2 \text{ R.E}$$

$$P_{q3}=0 \text{ R.p}$$

$$Q_F=1+\sum q_p=1,25$$

Y

$$\frac{l1 + l2}{l1 + l2}$$

$$Y=\frac{\frac{L}{1,7 \times 2} + \frac{L}{5,9 \times 2}}{19,3}=0,757 > 0,25$$

$$P_{q1}=0,05 \text{ R.p}$$

$$P_{q2}=0,2 \text{ R.E}$$

$$P_{q3}=0 \text{ R.p}$$

$$Q_F=1+\sum q_p=1,25$$

IV.6.8. Calcul spectre

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

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

$$A.I.S.[2.5\frac{Q_F}{R}].[\frac{T_2.T_3}{T^2}] \quad \text{si : } T_3 \leq T < 4s$$

$$T=0,845s \quad T_1=0,10s \quad : \quad T_2=0,4s \quad : T_3=1,2s$$

Puisque on a $T_2=0.40 < T=0,845s < T_3=1,20$

- $\frac{Sad}{g}(T) = A.I.S.[2.5\frac{Q_F}{R}].[\frac{T_2}{T}]$
- $\frac{Sad}{g}(T) = 0,15.1.1,55.[2.5\frac{1,25}{4,5}].[\frac{0,40}{0,845}] = 0.0764$

5.8.Le poids total de la structure (W_T)

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec: } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_Q$$

Avec:

W_G : Poids du aux charges permanentes;

W_Q : Poids du aux charges d'exploitation;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge.

$\beta=0,2$ Pour un bâtiment à usage d'habitation.

Tableau IV. 29. Poids de chaque niveau

Etage	Hauteur(m)	W(t)
Rdc	3.06	465.93
1	6.12	458.33
2	9.18	450.74
3	12.24	443.94
4	15.3	437.15
5	18.36	431.15
6	21.42	425.15
7	24.48	419.96
8	27.54	414.76
9	30.6	365.45
		$\sum W_i = 4312.56$

5.9. Détermination l'effort tranchant (V)

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

$$V_x = V_y = V = 1 \times 0,0764 \times 4312,56 = 329,479 t = 3294,79 KN$$

6 Les forces sismiques de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule selon RPA2024 :

$$F_i = \frac{(V - F_1) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, donnée par la formule suivante :

$$F_t = 0,07 T_0 \cdot V \quad \begin{matrix} Si \\ Si \end{matrix} \quad \begin{matrix} T > 0,7s \\ T < 0,7s \end{matrix}$$

$$T_x = T_y = 0,845 s > 0,7s \quad \text{donc} \quad F_t = 0,07 T_0 \cdot V$$

$$F_t = 0,07 \times 0,845 \times 3294,79 = 194,88 KN$$

TableauIV. 30.Les forces sismiques des différents niveaux

Niveau	Wi (KN)	hi (m)	Wihi(KN.m)	Vx=Vy(KN)	Fx=Fy(KN)
RDC	4659 ,3	3.06	14257,458	275,597	62,78
1	4583,3	6.12	28049,796	271,1	123,51
2	4507,4	9.18	41377,932	266,61	182,20
3	4439,4	12.24	54338,256	262,59	239,26
4	4371,5	15.3	66883,95	258,57	294,51
5	4311,5	18.36	79159,14	255,02	348,56
6	4251,5	21.42	91067,13	251,47	400,99
7	4199,6	24.48	102806,20	248,40	452,68
8	4147,6	27.54	114224,9	245,33	502,96
9	3654,5	30.6	111827,7	216,16	492,41
Σ	ΣWi=43125,6		703992,46		3099,86

7 Vérification du coefficient de comportement R

D'après RPA2024 pour un système de contreventement constitué par des voiles ($R = 4,5^{(b)}$), la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée, principalement, par des voiles structuraux verticaux et dont la résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment, **dépasse 65 %** de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

TableauIV. 31.Effort tranchant globale à la base par SAP 2000

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
EX	LinStatic	-3099,86	-3,624E-11	8,851E-11
EY	LinStatic	-2,289E-11	-3099,86	2,57E-10

TableauIV. 32.Effort tranchant des voiles par SAP 2000

TABLE: Section Cut Forces - Design						
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m
vx	EX	LinStatic	43,777	2529,77	-0,028	-1259,5154
vx	EY	LinStatic	-184,821	-0,001497	84,57	1474,6457
vy	EX	LinStatic	-547,931	128,806	-18,238	-1673,1524
vy	EY	LinStatic	220,11	0,003958	2444,755	253,3929

$$V_{global}=3099,86KN$$

$$V_{xvoiles}=2529,77KN$$

$$V_{yvoiles}=2444,755KN$$

2.5.3. Sens(X-X):

2.5.4. $\frac{V_{xvoiles}}{V_{global}} = \frac{2529,77}{3099,86} = 0.81 = 81\% > 65\%$ C.V

2.5.5. Sens(Y-Y):

2.5.6. $\frac{V_{yvoiles}}{V_{global}} = \frac{2444,755}{3099,86} = 0.78 = 78\% > 65\%$ C.V

Donc le coefficient de comportement **R** est vérifié.

8 Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V :

$$\frac{V_{dyn}}{V_{statique}} > 0.8$$

TableauIV. 33.les réactions à la base SAP 2000

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EX	LinStatic		-3099,86	-3,624E-11	8,851E-11
EY	LinStatic		-2,289E-11	-3099,86	2,57E-10
EX-1	LinRespSpec	Max	2518,458	6,88	1,908
EY-1	LinRespSpec	Max	6,88	2609,992	2,194

$$V_{statique}=3099,86KN$$

$$V_{xdyn}=2518,458KN$$

$$V_{ydyn}=2609,992KN$$

Sens(X-X):

C.V

$$\frac{V_{xdyn}}{V_{statique}} = \frac{2518,458}{3099,86} = 0.81 > 0.8$$

Sens(Y-Y)

$$\frac{V_{ydyn}}{V_{statique}} = \frac{2609,992}{3099,86} = 0.84 > 0,8$$

C.V

9 Justification de la sécurité

9.1. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante selon RPA 2024

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35$$

Avec:

N_d : Effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismiques.

B: Section transversale des poteaux

f_{c28} : 25MPa

Tableau IV. 34. La vérification de l'effort normal

Niveau	N(Mn)	a(m)	b(m)	B(m ²)	V	V<0.35
Rdc+1	1,513	0,50	0,50	0,2500	0,24	C.V
2+3	1,07	0,45	0,45	0,2025	0,21	C.V
4+5	0,708	0,40	0,40	0,1600	0,177	C.V
6+7	0,516	0,35	0,35	0,1225	0,168	C.V
8+9	0,257	0,30	0,30	0,09	0,114	C.V

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée pour tous les types des poteaux, donc les sections finales adoptées pour la structure seront gardées.

9.2. Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement

La vérification de la stabilité de la structure contre le renversement est indispensable pour assurer sa résistance aux charges sismiques. La condition à vérifier est la suivante :

$$e = \frac{M_{renvr}}{N} < \frac{B}{4}$$

Avec:

M: Moment de renversement = $\sum W_i \times h_i$ (KN.m)

N : effort normal global de la structure (sap base reaction)

Pour prendre en considération la hauteur d'ancrage en majorant l'effort normal par 10%
 $\rightarrow N = 1,1N$

$N = 1,1 \times 47681,111 = 52449,222 \text{ KN}$

B_x : la largeur de la structure

suivant x-x

= 26,3m B_y : la largeur de la structure suivant y-y

y

= 18,90

Les résultats des efforts normaux globaux de la structure et moment de renversement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 35. Récapitulation effort normal global de la structure et moment de renversement

Niveau	H(m)	F _x =F _y (KN)	Mrenversement
RDC	3,06	62,78	192,10
1	6,12	123,51	755,88
2	9,18	182,20	1672,596
3	12,24	239,26	2928,542
4	15,3	294,51	4506,003
5	18,36	348,56	6399,56
6	21,42	400,99	8589,2058
7	24,48	452,68	11081,606
8	27,54	502,96	13851,5184
9	30,6	492,41	15067,746
Σ		3099,86	65044,7572

Suivant X-X

$$E_x = \frac{M_{renvr}}{N} = \frac{65044,757}{52449,222} = 1,24 \leq \frac{B_x}{4} = \frac{26,3}{4} = 6,575 \quad \text{C.V}$$

Suivant Y-Y

$$E_y = \frac{M_{renvr}}{N} = \frac{65044,757}{52449,222} = 1,24 \leq \frac{B_y}{4} = \frac{18,9}{4} = 4,725 \quad \text{C.V}$$

10 Vérification des déplacements

10.1. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

Selon RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser les limites, Δ_k , données dans le tableau dessous :

$$v_A \cdot \Delta_K < \bar{\Delta}_K$$

Avec :

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1" donné par l'équation suivante :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{K-1}$$

R: Coefficient de comportement $R = 4,5$

h_k : Hauteur de l'étage

v : Coefficient réducteur, il est pris égal à 0.5

Tableau IV. 36. Valeurs limites des déplacements inter-étages

Type de structure	Déplacement limite: $\bar{\Delta}_K$
-------------------	--------------------------------------

Bâtiments en Acier	0.0100 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 h_k
Bâtiments en PAF Bâtiments en Bois	0.0050 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0075 h_k 0.0050 h_k

Légende : h_k est la hauteur du niveau k
Le coefficient réducteur ν , il est égal à 0.5

Notre structure est en béton arme donc $\bar{\Delta}_K = 0,0075h_k = 0,75\%h_k$

D'après les résultats donnés par le SAP2000, les déplacements relatifs des nœuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

TableauIV. 37.Vérification du déplacement inter-étage suivant X-X

Niveau	$h_k(\text{mm})$	$\delta_{kx}(\text{mm})$	$R.\delta_{kx}(\text{mm})$	$\nu_A.\Delta_{KX}$	$\bar{\Delta}_K$	$\nu_A.\Delta_{KX} < \bar{\Delta}_K$
9	3060	31,78	143,01	4,71	22,95	C.V
8	3060	29,02	130,59	7,585	22,95	C.V
7	3060	25,65	115,42	8,075	22,95	C.V
6	3060	22,06	99,27	8,685	22,95	C.V
5	3060	18,20	81,9	8,91	22,95	C.V
4	3060	14,24	64,08	8,775	22,95	C.V
3	3060	10,34	46,53	8,25	22,95	C.V
2	3060	6,67	30,015	7,20	22,95	C.V
1	3060	3,47	15,61	3,755	22,95	C.V
RDC	3060	1.80	8,1	4,05	22,95	C.V

TableauIV. 38.Vérification du déplacement inter-étage suivant Y-Y

Niveau	$h_k(\text{mm})$	$\delta_{ky}(\text{mm})$	$R.\delta_{ky}(\text{mm})$	$\nu_A.\Delta_{KY}$	$\bar{\Delta}_K$	$\nu_A.\Delta_{KY} < \bar{\Delta}_K$
9	3060	30,20	135,9	6,00	22,95	C.V
8	3060	27,53	123,885	6,68	22,95	C.V
7	3060	24,56	110,52	7,38	22,95	C.V

6	3060	21,28	95,76	7,98	22,95	C.V
5	3060	17,73	79,785	8,34	22,95	C.V
4	3060	14,02	63,09	8,46	22,95	C.V
3	3060	10,26	46,17	8,0775	22,95	C.V
2	3060	6,67	30,015	7,175	22,95	C.V
1	3060	3,48	15,66	5,422	22,95	C.V
RDC	3060	1,07	4,815	2,40	22,95	C.V

10.2. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Selon RPA2024, les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta_K = \frac{p_K \cdot \Delta_K}{v_K \cdot h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k" ;

$$P_K = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k" ;

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1" ;

h_K : Hauteur de l'étage "k".

-Si $0,1 \leq \theta_K \leq 0,2$, les effets (P-Δ) peuvent être approximativement pris en compte en amplifiant les effets de l'action sismique calculée à partir d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\left(\frac{1}{1-\theta_K}\right)$

-Si $\theta_K > 0,2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Suivant X-X et Y-Y :

Tableau IV. 39. Vérification de l'effet P-Delta (Sens X-X) et (Sens Y-Y)

etage	R	ux	uy	δk x	δk y	Δkx	Δky	pk	cum pk	fi	vi	hk	θkx	θk	0,0075.hk		
RDC		4,5	1,8	1,07	8,1	4,815	8,1	6,313	4659,3	17901,6	62,78	275,597	3060	0,171942	0,09981	0,02295	CV
1		4,5	3,47	3,48	15,615	15,66	7,515	10,845	4583,3	17901,6	123,51	271,1	3060	0,16217	0,09852	0,02295	CV
2		4,5	6,67	6,67	30,015	30,015	14,4	14,355	4507,4	13318,3	182,2	266,61	3060	0,235079	0,09573	0,02295	CV
3		4,5	10,34	10,26	46,53	46,17	16,515	16,155	4439,4	8810,9	239,26	262,59	3060	0,181092	0,09407	0,02295	CV
4		4,5	14,24	14,02	64,08	63,09	17,55	16,92	4371,5	4371,5	294,51	258,57	3060	0,096963	0,093483	0,02295	CV
5		4,5	18,2	17,73	81,9	79,785	17,82	16,695	4311,5	4311,5	348,56	255,02	3060	0,098456	0,09224	0,02295	CV
6		4,5	22,06	21,28	99,27	95,76	17,37	15,975	4251,5	4251,5	400,99	251,47	3060	0,09597	0,088262	0,02295	CV
7		4,5	25,65	24,56	115,425	110,52	16,155	14,76	4199,6	4199,6	452,68	248,4	3060	0,089257	0,081549	0,02295	CV
8		4,5	29,02	27,53	130,59	123,885	15,165	13,365	4147,6	4147,6	502,96	245,33	3060	0,083785	0,07384	0,02295	CV
9		4,5	31,78	30,2	143,01	135,9	12,42	12,015	3654,5	3654,5	492,41	216,16	3060	0,06862	0,066383	0,02295	CV

11 Conclusion :

Après avoir réalisé l'étude dynamique, on a constaté que le bâtiment respecte toutes les exigences du RPA 2024.

D'après ces résultats, on peut dire que le bâtiment est bien conçu selon les règles parasismiques, avec des dimensions convenables pour ses éléments structurels.

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

1 Introduction :

Notre structure constitue un système tridimensionnel rigide formé de poteaux, poutres et voiles, capable de reprendre l'ensemble des charges verticales et horizontales, y compris les actions sismiques. Ces éléments structuraux assurent un rôle primordial dans la stabilité globale de l'ouvrage ainsi que dans la répartition des efforts engendrés.

Pour le dimensionnement des armatures, le logiciel SAP2000 a été utilisé afin de déterminer les efforts internes sous différentes combinaisons de charges. Les calculs de ferrailage ont été réalisés conformément aux règlements CBA93, BAEL91 et RPA 2024, avec :

Les poteaux et les voiles calculés en flexion composé.

Les poutres calculées en flexion simple

2 Les poteaux

Les poteaux sont soumis à un effort normal N ainsi qu'à un moment de flexion. Par conséquent, leur dimensionnement est effectué en flexion composée.

Combinaisons des charges

Selon le BAEL91, les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G+Q$

Selon le RPA 2024, les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$G+\Psi Q \pm E_1$ $E_1 = E_x \pm 0,3E_y$

$G+\Psi Q \pm E_2$ $E_2 = 0,3E_x \pm E_y$

Sollicitations à considérer

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage sont :

$N \text{ max} \Rightarrow M \text{ correspondant. (ELU)}$

$M \text{ max} \Rightarrow N \text{ correspondant. } (G + \Psi Q \pm E (x ; y))$

$N \text{ min} \Rightarrow M \text{ correspondant. } (G + \Psi Q \pm E (x ; y))$

Chacune des combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel SAP2000, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

2.1. Sollicitations max des poteaux à l'ELU :

Tableau V. 40. Récapitulation des Sollicitations max des poteaux à l'ELU

Niveau	B (cm ²)	ELU		G+ΨQ±E ₁		G+ΨQ±E ₂	
		N max (KN)	M cor (KN.m)	M max (KN.m)	N cor (KN)	N min (KN)	M cor (KN.m)
RDC+1^{er}	50×50	1993,781	4,374	104,7244	353,499	607,835	9,0696
2^{émé} + 3^{émé}	45×45	1563,833	10,5111	126,1885	252,332	158,882	60,273
4^{émé} + 5^{émé}	40×40	1155,803	10,4782	110,6408	206,02	50,151	2,4273
6^{émé} + 7^{émé}	35×35	764,134	9,5481	79,4375	161,411	4,244	20,7751
8^{émé} + 9^{émé}	30×30	381,651	7,594	51,1703	69,652	35,843	16,1236

2.2. Calcul du ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 2024 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.9 % (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 8 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Ø (zone III)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).

- **Calcul des armatures longitudinales :**

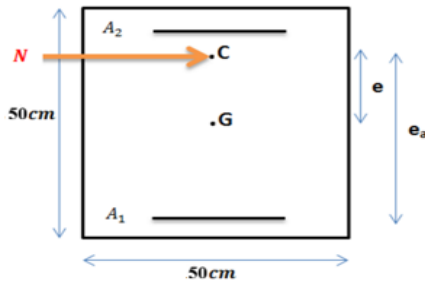
On fait le calcul du poteau RDC comme exemple de calcul et les résultats des poteaux des autres niveaux sont récapitulés sur un tableau.

Poteau RDC (50×50) cm²

$a = b = 50\text{cm}$; $d = 45$; $d' = 5$; $\sigma_{st} = 347,826\text{MPa}$; $F_e = 400\text{MPa}$

$\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$

Calcul d'excentricité :



$$N_u = 1993,781 \text{ kN} \quad M_u = 4,374 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4,374}{1993,781} = 0,002 \text{ m} = 0,2 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,2 + \frac{50}{2} - 5 = 20,2 \text{ cm}$$

N_u effort de compression et C à l'intérieur de la section et près de G Section transversal de Poteau₂ [5]

$$\text{Moment fictive } M_a = N_u \times e_a$$

$$M_a = 1,993781 \times 0,202 = 0,4027 \text{ MN.m}$$

Domaine 2: Section partiellement comprimée avec armature inférieure tendue

$$N_u (d-d') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d} \right) b d^2 f_{bc}$$

$$0,3948 < 0,3543 \quad \text{C.N.V}$$

Domaine 3 : Section partiellement comprimé avec armature inférieure comprimée

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d} \right) b d^2 f_{bc} < N_u (d-d') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

$$0,3543 < 0,3948 < 0,4534 \quad \text{CV}$$

Domaine 4 – 5 : section entièrement comprimée

$$N_u (d-d') - M_a \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

$$0,3948 \geq 0,45344 \quad \text{C.N.V}$$

Donc on a une section partiellement comprimée avec armature inférieure tendue ($A_{sc} = 0$) Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,4027}{0,50 \times 0,45^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,2806 \text{ MN.m}$$

$$\text{Avec } \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u < \mu_r$$

Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,4219$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,350 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{z} \pm N_u \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} \times \left(\frac{0,202}{0,350} - 1,993781 \right) = -2,4242 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = -24,24 \text{ cm}^2 < 0$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le min du RPA 2024

$$A_{min} = 0,9\% b \cdot h \text{ (Zone III)} = 0,9\% \times 50 \times 50 = 22,5 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \text{ Zone courante : } A_{max} = 4\% b \cdot h = 4\% \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \text{ Zone de recouvrement : } 2A_{max} = 8\% b \cdot h = 8\% \times 50 \times 50 = 200 \text{ cm}^2$$

choix: 10 T16 + 4 T16

$$A_{st} = 20,11 + 8,04 = 28,15 \text{ cm}^2$$

De la même manière, on calcule le ferrailage dû aux autres sollicitations, et on le regroupe dans le tableau suivant :

TableauV. 41.Récapitulation des calculs du ferrailage des poteaux utilisant $N_{\max}$ et M_{cor}

Section poteau (cm ²)	N max (KN)	M cor (KN.m)	e_a (m)	MA (MN.m)	μu	α	Z (m)	Acalculé (cm ²)
50×50	1993,781	4,374	0,202	0,4027	0,2806	0,4219	0,350	- 24,24
45×45	1563,833	10 ,5111	0,186	0,2908	0,2780	0,4170	0,337	-20,15
40×40	1155,803	10,4782	0,169	0,1953	0,2658	0 ,3945	0,303	-14,69
35×35	764,134	9,5481	0,152	0,1161	0,2359	0,3415	0,2719	-13,60
30×30	381,651	7,594	0,139	0,0530	0,1710	0,2360	0,244	-4,74

TableauV. 42.Récapitulation des calculs du ferrailage des poteaux utilisant $M_{\max}$ et N_{cor}

Section poteau (cm ²)	M max (KN.m)	N cor (KN)	e_a (m)	MA (MN.m)	μu	α	Z (m)	Acalculé (cm ²)
50×50	104,7244	353,499	0,496	0,1753	0,1221	0,1632	0,420	1,83
45×45	126,1885	252,332	0,555	0,14	0,1338	0,1802	0,375	3,47
40×40	110,6408	206,02	0,697	0,1435	0,1953	0,2741	0,320	6,96
35×35	79,4375	161,411	0,632	0,1020	0,2072	0,2934	0,278	5,90
30×30	51,1703	69,652	0,854	0,0594	0,1916	0,2682	0,241	5,08

TableauV . 43.Récapitulation des calculs du ferrailage des poteaux utilisant $N_{\min}$ et M_{cor}

Section poteau (cm ²)	N min (KN)	M cor (KN.m)	e_a (m)	MA (MN.m)	μu	α	Z (m)	Acalculé (cm ²)
50×50	607,835	9,0696	0,214	0,13	0,0906	0,1189	0,428	-8,74
45×45	158,882	60,273	0,559	0,0888	0,0849	0,1110	0,387	2,02
40×40	50,151	2,4273	0,208	0,0104	0,0141	0,0177	0,357	-0,604
35×35	4,244	20 ,7751	3,055	0,0129	0,0262	0,0331	0,310	1,07
30×30	35,843	16,1236	0,569	0,0203	0,0655	0,0847	0,260	1,21

Après le calcul du ferrailage avec toutes les sollicitations, on prend le cas le plus défavorable. Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

TableauV. 44.Récapitulation des cas les plus défavorables du ferrailage des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Domaine	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)		A _{st} calcul (cm ²)	A _{st} Choisis	
			0,9%	Courante 4%	recouv 8%		Choix	Section (cm ²)
RDC+1^{er}	50×50	3 SPC	22,5	100	200	- 24,24	10T16+4T16	28,15
2^{émé} + 3^{émé}	45×45	3 SPC	18,225	81	162	-20,15	8T16+4T16	24,12
4^{émé} + 5^{émé}	40×40	2 SPC	14,4	64	128	-14,69	8T14+4T14	18,48
6^{émé} + 7^{émé}	35×35	2 SPC	11,025	49	98	-13,60	8T16	16,08
8^{émé} + 9^{émé}	30×30	2 SPC	8,1	36	72	-4,74	8T14	12,32

Calcul des armatures transversales

D'après le RPA 2024 les armatures transversales des poteaux sont déterminées en utilisant la formule suivante :

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

Avec :

A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale : $f_e = 235$ MPa ;

ρ_a : Coefficient correcteur : $\rho_a = 2,5$ si l'élancement $\lambda_g \geq 5$; et $\rho_a = 3,5$ si l'élancement $\lambda_g \leq 5$

$\lambda_g \geq 5$; et $\rho_a = 3,5$ si l'élancement $\lambda_g \leq 5$

t : Espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale (zone critique) $t \leq (10.\phi_l; 12, 5cm)$ zone III Avec :

ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \times \phi_l$ zone III

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$

a, b : Dimensions du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau : $L_f = 0,7 \times l_0$ (Pour étage multiple)

l_0 : Hauteur libre du poteau : $l_0 = h_{étage} - h_{planch}(16+5)$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

TableauV. 45.Ferrailage transversal des poteaux

Poteaux	h (m)	V_u (KN)	λ_g	ρ	t (cm)	t' (cm)	A_t (cm ²)	Choix
RDC	0,50	14,119	3,99	3,75	12,5	24	0,563	Ø8
1	0,50	28,067	3,99	3,75	12,5	24	1,119	Ø8
2	0,45	21,335	4,43	3,75	12,5	24	0,945	Ø8
3	0,45	26,543	4,43	3,75	12,5	24	1,176	Ø8
4	0,40	15,202	4,98	3,75	12,5	21	0,758	Ø8
5	0,40	26,222	4,98	3,75	12,5	21	1,307	Ø8
6	0,35	19,656	5,7	2,5	12,5	24	0,746	Ø8
7	0,35	24,197	5,7	2,5	12,5	24	0,919	Ø8
8	0,30	15,904	6,65	2,5	12,5	21	0,704	Ø8
9	0,30	20,348	6,65	2,5	12,5	21	0,901	Ø8

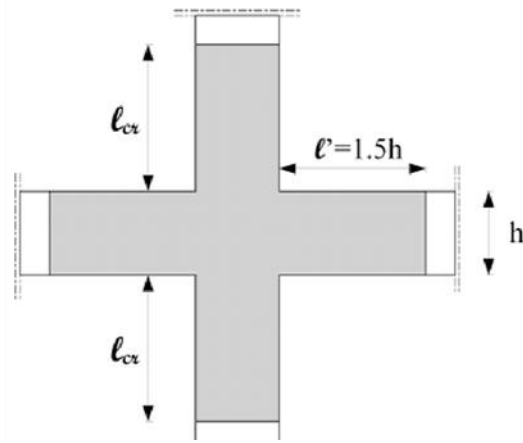
Calcul des longueurs de recouvrement :

D'après le RPA 2024, La longueur minimale de recouvrement est :

$L_r \geq 50\phi_L$ pour Zone III

TableauV. 46.Longueur de recouvrement des poteaux

(max)(mm)	L_r (cm)	L_r choisi (mm)
Ø20	100	100
Ø16	80	80



FigureV. 36.Détaille de zone nodale [26]

$$L_{cr} = \max \left(1,5h_c ; \frac{Lcl}{6} ; 60 \text{ cm} \right)$$

TableauV. 47.La longueur de la zone nodale des poteaux

(a=b) (cm)	Lcl(cm)	Lcr(cm)
55	306	82,5
50	306	75
45	306	67,5
40	306	60
35	306	60
30	306	60

ELS :

Les valeurs de sollicitation des poteaux à ELS sont récapitulées dans le tableau suivant :

TableauV. 48.Sollicitation des poteaux à ELS

Niveau	B (cm ²)	ELS	
		N _s max (KN)	M _s max (KN.m)
RDC+1^{er}	50×50	1451,654	31,3005
2^{émé} + 3^{émé}	45×45	1138,601	30,4107
4^{émé} + 5^{émé}	40×40	841,599	30,2656
6^{émé} + 7^{émé}	35×35	556,599	27,7289
8^{émé} + 9^{émé}	30×30	278,382	25,0336

Pour le poteau le plus sollicité (50×50) cm²

$$M_s = 31,3005 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 1451,654 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{31,3005}{1451,654} = 0,02 \text{ m}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,50}{2} + e_1 - 0,02$$

$$e_1 + p \times e_1 + q = 0$$

$$p = -3 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3 \times \left(0,02 - \frac{0,50}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 28,15 \times 10^{-4}}{0,50} \times \left(0,02 - \frac{0,50}{2} + 0,45\right) = -0,0472 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2 \times \left(0,02 - \frac{0,50}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 28,15 \times 10^{-4}}{0,50} \times \left(0,02 - \frac{0,50}{2} + 0,45\right)^2 = 0,0488 \text{ m}^2$$

Méthode des itérations successives :

$$e_1 = \sqrt[3]{(-p \times e_1 - q)}, \text{ On prend la valeur initiale de : } e_1 = 1 \text{ m}$$

$$e_1 = \sqrt[3]{(0,0472 \times 1 + 0,0488)} = 0,45 \text{ m}$$

<i>e₁choisi</i>	1	0,45	0,41	0,40
<i>e₁trouve</i>	0,45	0,41	0,40	0,40

Donc après itération on prend : $e_1 = 0,40 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,50}{2} + 0,40 - 0,02 = 0,63 \text{ m}$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x)$$

$$S = \frac{0,50 \times 0,63^2}{2} - 15 \times 28,15 \times 10^{-4} \times (0,45 - 0,63) = 0,106 \text{ m}^3$$

Vérification des contraintes :

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = \frac{1451,654 \times 10^{-3} \times 0,63}{0,106} = 8,62 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st}^- = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times N_s (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1451,654 \times 10^{-3} (0,45 - 0,63)}{0,106} = 36,9760 \text{ MPa} \leq \sigma_{st}^- = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14,119 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,45} = 0,0627 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

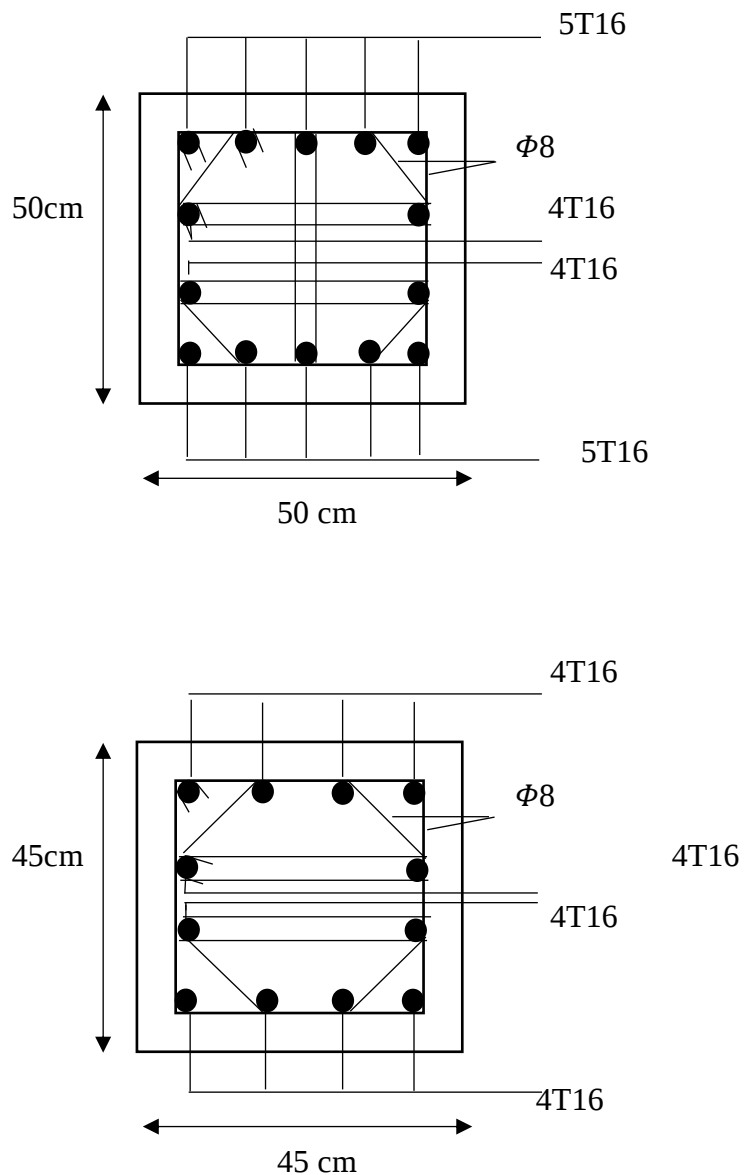
$$\tau_u = 0,0627 \text{ MPa} \leq \tau_u^- = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

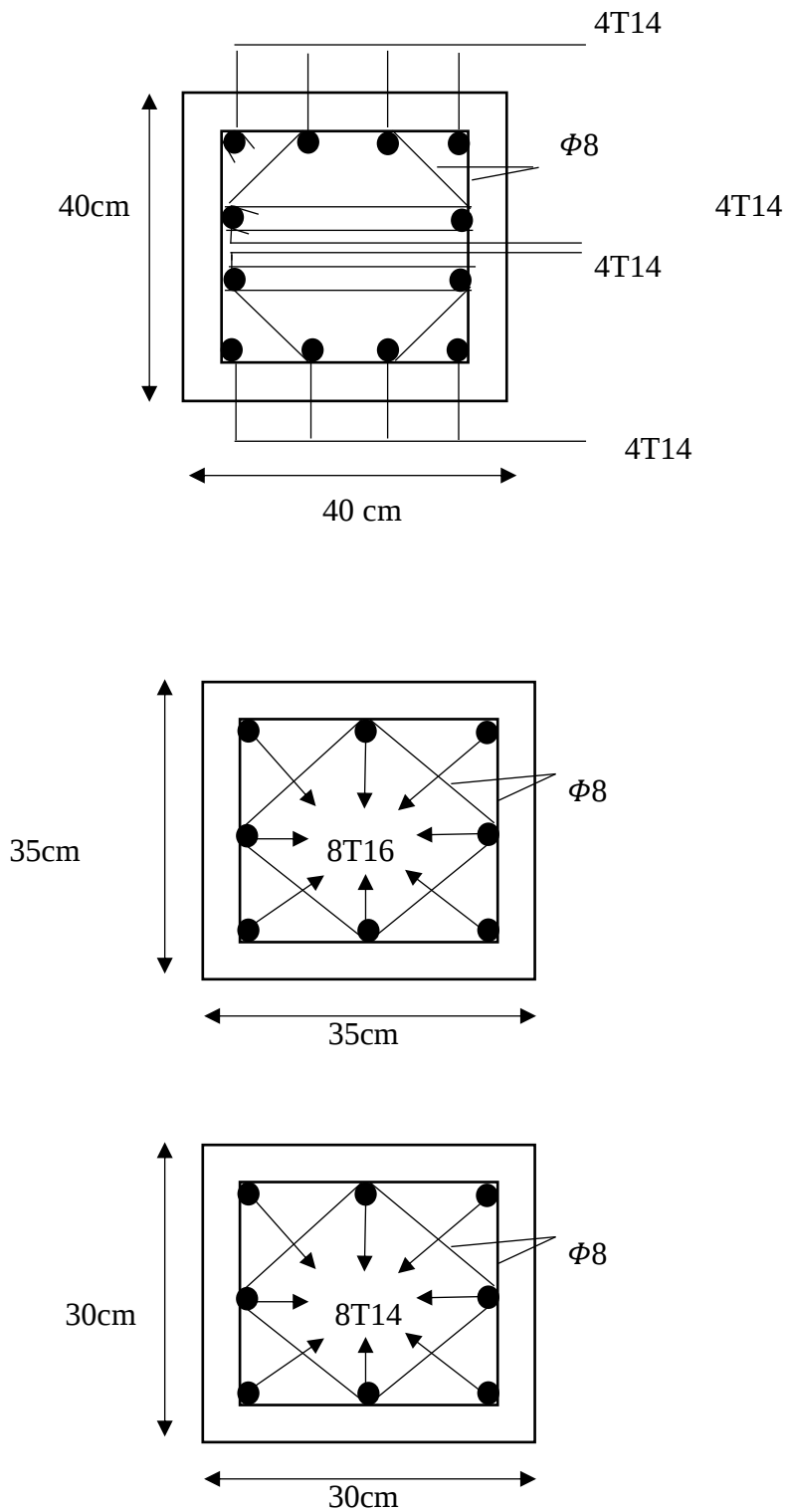
De la même manière, on calcule le ferrailage à ELS dû aux autres types des poteaux, et on le regroupe dans le tableau suivant :

Tableau V. 49. Vérification à ELS des poteaux

Niveau	A_{st}	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
RDC+1 ^{er}	28,15	36,9760	201.63	CV	8,62	15	CV
2 ^{ème} + 3 ^{ème}	24,12	34,3822	201,63	CV	8,38	15	CV
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	18,48	29,5454	201.63	CV	8,41	15	CV
6 ^{ème} + 7 ^{ème}	16,08	26,0905	201.63	CV	7,21	15	CV
8 ^{ème} + 9 ^{ème}	12,32	16,2389	201.63	CV	5,25	15	CV

Le schéma du ferrailage des poteaux est illustré sur la figure suivante :





FigureV. 37.Schéma de ferrailage des poteaux

3 Poutres :

Les poutres sont des éléments soumis à la flexion simple.

Dans notre structure on a deux types de poutres :

- Poutres principales : sont des éléments porteurs chargés servent à reprendre les charges et surcharges de plancher pour les transmettre aux poteaux.
- Poutres secondaires : servent à relier les portiques pour assurent le chaînage.

Combinaisons des charges :

Selon BAEL91 :

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$

Selon RPA99 V2024 :

- $G+\Psi Q \pm E_1$ $E_1 = E_x \pm 0,3E_y$
- $G+\Psi Q \pm E_2$ $E_2 = 0,3E_x \pm E_y$

3.1. Les sollicitations des Poutres :

Les résultats des moments et des efforts tranchants des poutres principales et secondaires pour toutes les combinaisons sont donnée par le logiciel « SAP 2000 » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 50. Sollicitations des Poutres

Section (cm ²)	ELU		G + $\Psi Q \pm E$		ELS		V _{max} (KN)
	M _{travée} KN.m	M _{appui} KN.m	M _{travée} KN.m	M _{appui} KN.m	M _{travée} KN.m	M _{appui} KN.m	
PP (30x45)	60,0147	94,5314	145,1391	205,0449	43,8114	68,9142	100,321
PS (30x35)	45,018	58,321	122,1966	142,372	32,7058	42,4369	107,825

3.2. Ferrailages des poutres Armatures longitudinales

D'après le RPA2024 on a :

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en zone III.

3.3. Ferrailages des poutres principales :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale du RDC.

ELU :

$$M_{ut} = 145,1391 \text{ KN.m} \quad M_{ua} = 205,0449 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,30m ; h = 0,45m ; \gamma_b = 1,15 ;$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,45 = 0,405m$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

En travée :

$$M_{ut} = 145,1391 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{145,1391 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,2081 \text{ MN.m}$$

$$\text{Avec } \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u < \mu_r$$

Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,2949$$

$$z=d(1-0.4\alpha)=0,357m$$

$$\sigma_{st}=347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st}=\frac{Mu}{z\sigma_{st}}=\frac{145,1391 \times 10^{-3}}{0,357 \times 347,82}$$

$$A_{st}=1,168 \times 10^{-3} \text{ m}^2=11,68 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_{st}=6T16=12,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armature de montage } A_{sc}'=3T16=6,03 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min}=\frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min}=\frac{0,23 \times 0,3 \times 0,405 \times 2,1}{400}=1,46 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min}=1,46 \text{ cm}^2 < A_{st} \quad \text{CV}$$

En appui :

$$M_{ua}=205,0449 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u=\frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u=\frac{205,0449 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405^2 \times 14,17}=0,2940 \text{ MN.m}$$

$$\text{Avec } \mu_r=0,392$$

$$\mu_u < \mu_r$$

Une section à simple armature $A_{sc}=0$

$$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2 \times \mu_u})=0,4476$$

$$z=d(1-0.4\alpha)=0,332m$$

$$\sigma_{st}=347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st}=\frac{Mu}{z\sigma_{st}}=\frac{205,0449 \times 10^{-3}}{0,332 \times 347,82}$$

$$A_{st}=1,775 \times 10^{-3} \text{ m}^2=17,75 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_{st}=9T16=18,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armature de montage } A_{sc}'=3T16=6,03 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min}=\frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min}=\frac{0,23 \times 0,3 \times 0,405 \times 2,1}{400}=1,46 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min}=1,63 \text{ cm}^2 < A_{st} \quad \text{CV}$$

ELS :

$$M_{st}=43,8114 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}=68,9142 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{st}=43,8114 \text{ KN.m}$$

$$X=n \times \frac{A_{st}+A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st}+A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X=15 \times \frac{12,06+0}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 40,5 \times 12,06 + 2,1 \times 0}{15 \times (12,06+0)^2}} - 1 \right)$$

$$X=16,87 \text{ cm}=0,16 \text{ m}$$

$$I=b \times \frac{x^3}{3} + n A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I=0,30 \times \frac{0,16^3}{3} + 15 \times 12,06 \times 10^{-4} \times (0,405-0,16)^2$$

$$I=1,4954 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

- **Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{43,8114 \times 10^{-3} \times 0,16}{1,4954 \times 10^{-3}} = 4,6875 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min (266.67; 201.63)$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 43,8114 \times 10^{-3} (0,405 - 0,16)}{1,2660 \times 10^{-4}} = 107,6681 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

En Appui :

$$M_{sa} = 68,9142 \text{ KN.m}$$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{18,10 + 0}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 40,5 \times 18,10 + 2,1 \times 0}{15 \times (18,10 + 0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 19,49 \text{ cm} = 0,19 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = 0,30 \times \frac{0,19^3}{3} + 15 \times 18,10 \times 10^{-4} \times (0,405 - 0,19)^2$$

$$I = 1,9409 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

- **Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{68,9142 \times 10^{-3} \times 0,19}{1,9409 \times 10^{-3}} = 6,7168 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min (266.67; 201.63)$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 68,9142 \times 10^{-3} (0,405 - 0,19)}{1,9409 \times 10^{-3}} = 114,0093 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification des conditions du RPA :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Il faut : } A_{min} \leq A_{stcal}$$

En travée :

$$6,75 \leq 12,06 + 6,03 = 18,09 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

En appui :

$$6,75 \leq 18,10 + 6,03 = 24,13 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Armatures maximales :

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_{Lmin} \right) = \min \left(\frac{450}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right)$$

$$\Phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ **L'espace des barres :**

D'après le RPA 2024 :

Zone Nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 24 \times \Phi_t ; 17,5 ; 6 \times \Phi L \right) = \min \left(\frac{45}{4} ; 24 \times 0,8 ; 17,5 ; 6 \times 1,6 \right)$$

$$S_t \leq \min (11,25 ; 19,2 ; 17,5 ; 9,6) = 9,6 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 5 \text{ cm}$ (min RPA)

$$L = 1,5h = 1,5 \times 45 = 67,5 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t' = 20 \text{ cm}$ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{100,321 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405} = 0,8256 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,8256 \text{ MPa} \leq \tau_u \leq 2,5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{1}{16} \leq \frac{h}{L}$$

$$\frac{1}{16} = 0,062 \leq \frac{0,45}{5,4} = 0,083 \quad \text{CV}$$

$$\frac{M_s}{18 \times M_u} \leq \frac{h}{L}$$

$$\frac{68,9142}{18 \times 205,0449} = 0,0186 \leq \frac{0,45}{5,4} = 0,083 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{en travée} \quad \frac{12,06 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,405} = 9,92 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 1,05 \times 10^{-2} \quad \text{CV}$$

$$\text{en appui} \quad \frac{18,85 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,405} = 1,55 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 1,05 \times 10^{-2} \quad \text{CV}$$

3.4. Ferrailage poutre secondaire :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire du RDC.

ELU :

$$M_{ut} = 122,1966 \text{ KN.m} \quad M_{ua} = 142,372 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,30 \text{ m} ; h = 0,35 \text{ m} ; \gamma_b = 1,15 ;$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,35 = 0,315 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

En travée :

$$M_{ut} = 122,1966 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{122,1966 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,2896 \text{ MN.m}$$

$$\text{Avec } \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u < \mu_r$$

Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,4391$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,259 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} = \frac{122,1966 \times 10^{-3}}{0,259 \times 347,82}$$

$$A_{st} = 1,356 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 13,56 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_{st} = 8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armature de montage } A_{sc}' = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times 2,1}{400} = 1,14 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2 < A_{st} \quad \text{CV}$$

En appui :

$$M_{ua} = 142,372 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{142,372 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,3375 \text{ MN.m}$$

$$\text{Avec } \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u < \mu_r$$

Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,5373$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,247 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} = \frac{142,372 \times 10^{-3}}{0,247 \times 347,82}$$

$$A_{st} = 1,657 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 16,57 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_{st} = 9T16 = 18,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armature de montage } A_{sc}' = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times 2,1}{400} = 1,14 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2 < A_{st} \quad \text{CV}$$

ELS :

$$M_{st} = 32,7058 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 42,4369 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{st} = 32,7058 \text{ KN.m}$$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{16,08 + 0}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 31,5 \times 16,08 + 2,1 \times 0}{15 \times (16,08 + 0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15,85 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n A_{st} \times (d - x)^2$$

$$I = 0,30 \times \frac{0,15^3}{3} + 15 \times 16,08 \times 10^{-4} \times (0,315 - 0,15)^2$$

$$I = 9,94167 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

- **Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \times X}}{I} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{32,7058 \times 10 - 3 \times 0,15}{9,94167 \times 10^{-4}} = 4,9346 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min (266,67; 201,63)$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 32,7058 \times 10 - 3 (0,315 - 0,15)}{9,94167 \times 10^{-4}} = 81,4217 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

En Appui :

$$M_{sa} = 42,4369 \text{ KN.m}$$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{18,10 + 0}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 31,5 \times 18,10 + 2,1 \times 0}{15 \times (18,10 + 0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 16,48 \text{ cm} = 0,16 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n A_{st} \times (d - x)^2$$

$$I = 0,30 \times \frac{0,16^3}{3} + 15 \times 18,10 \times 10^{-4} \times (0,315 - 0,16)^2$$

$$I = 1,0618 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

• **Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{42,4369 \times 10^{-3} \times 0,16}{1,0618 \times 10^{-3}} = 6,3947 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min (266,67 ; 201,63)$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 42,4369 \times 10^{-3} (0,315 - 0,16)}{1,0889 \times 10^{-3}} = 92,9231 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification des conditions du RPA :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Il faut : } A_{min} \leq A_{stcal}$$

En travée :

$$5,25 \leq 16,08 + 6,03 = 22,11 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

En appui :

$$5,25 \leq 18,10 + 6,03 = 24,13 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Armatures maximales :

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 45 = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_{Lmin} \right) = \min \left(\frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right)$$

$$\Phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement des barres :

D'après le RPA 2024 :

Zone Nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 24 \times \Phi_t ; 17,5 ; 6 \times \Phi_L \right) = \min \left(\frac{35}{4} ; 24 \times 0,8 ; 17,5 ; 6 \times 1,6 \right)$$

$$S_t \leq \min (8,75 ; 19,2 ; 17,5 ; 9,6) = 8,75 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 5 \text{ cm (min RPA)}$$

$$L = 1,5h = 1,5 \times 35 = 52,5 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t' = 10 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{107,825 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 1,1410 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,1410 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{1}{16} \leq \frac{h}{L}$$

$$\frac{1}{16} = 0,062 \leq \frac{0,35}{3,75} = 0,093 \quad \text{CV}$$

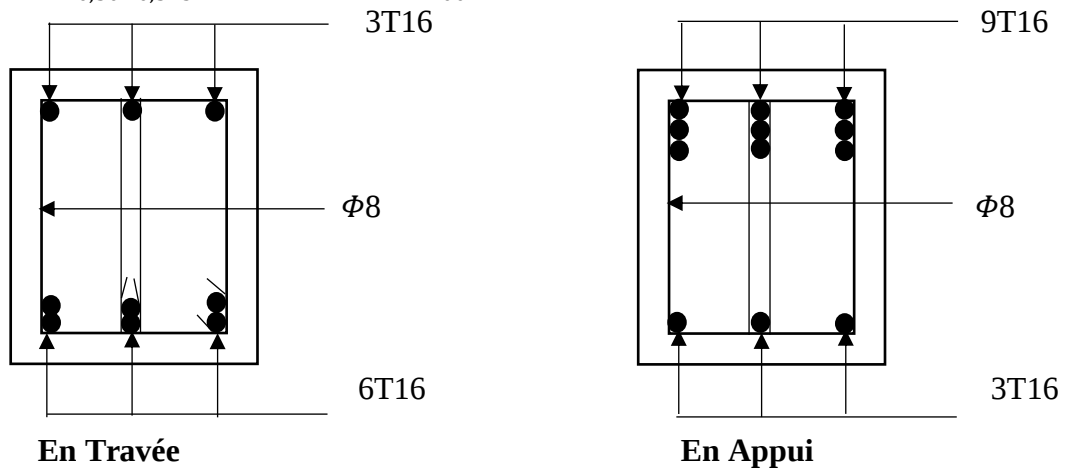
$$\frac{M_s}{18 \times M_u} \leq \frac{h}{L}$$

$$\frac{42,4369}{18 \times 142,372} = 0,0165 \leq \frac{0,35}{3,75} = 0,093 \quad \text{CV}$$

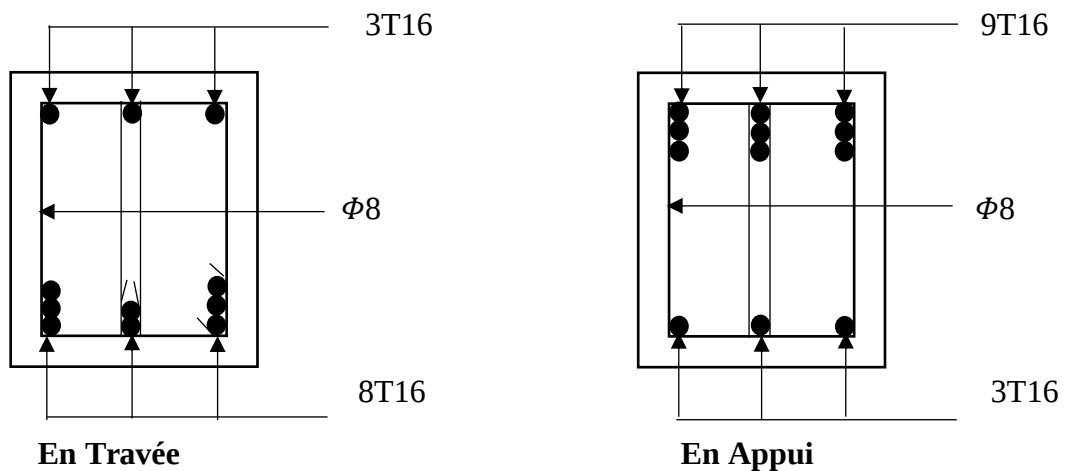
$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{en travée} \quad \frac{16,08 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,315} = 1,70 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 1,05 \times 10^{-2} \quad \text{CV}$$

$$\text{en appui} \quad \frac{18,85 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,315} = 1,99 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 1,05 \times 10^{-2}$$



FigureV. 38.Schéma ferrailage des poutres principales



FigureV. 39.Schéma ferrailage des poutres secondaires

4 Les voiles :

Les voiles en béton armé sont des éléments porteurs verticaux conçus pour reprendre principalement les efforts horizontaux générés par le vent et les actions sismiques. Ils participent au système de contreventement de la structure et assurent sa stabilité globale.

En plus des sollicitations horizontales, les voiles supportent également des charges verticales provenant des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q). Ainsi, ils sont soumis à des efforts combinés nécessitant des vérifications en flexion composée ainsi qu'au cisaillement.

Leur ferrailage est constitué d'armatures disposées dans les deux directions : des armatures verticales pour résister aux moments de flexion, et des armatures horizontales pour reprendre les efforts tranchants et améliorer le comportement global du voile.

Une répartition adéquate des voiles dans le plan de la structure est essentielle afin de réduire les effets de torsion et d'excentricité, en assurant une distribution équilibrée des rigidités suivant les deux axes principaux.

L'analyse et le dimensionnement des voiles sont réalisés à l'aide du logiciel SAP2000, en se basant sur les combinaisons de charges prescrites par le RPA 2024 et le CBA 93.

Combinaison de calcul :

Selon BAEL91 :

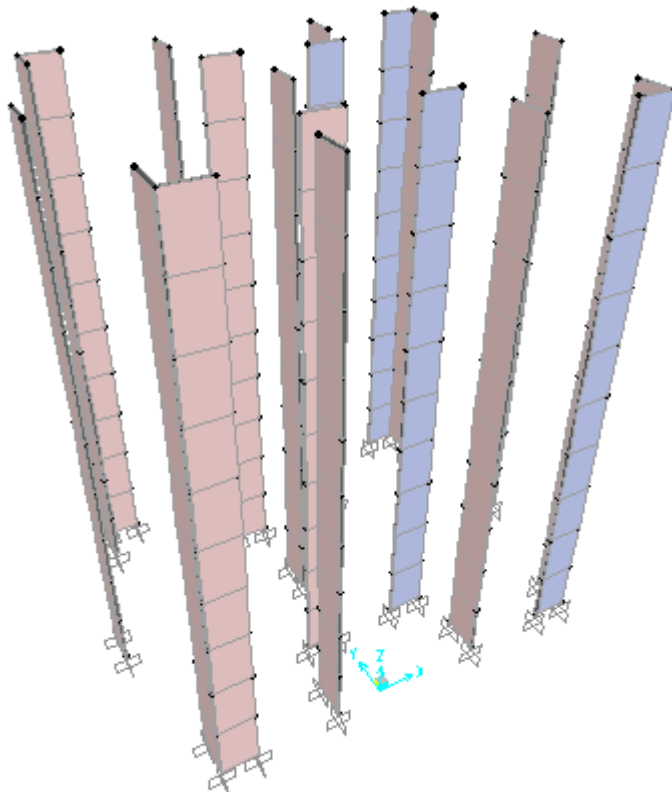
- ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ELS : $G+Q$

Selon RPA 2024

- $G + \varphi Q \pm E_1$ $E_1 = E_x \pm 0,3 E_y$
- $G + \varphi Q \pm E_2$ $E_2 = 0,3E_x \pm E_y$

La disposition de voiles:

La disposition des voiles de notre structure est présentée dans la figure suivante à partir de logiciel SAP2000 :



Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA 2024:

- Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $s \leq (1,5b_w ; 25 \text{ cm})$
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

60 ϕ_l Pour les barres situées dans les zones IV, V et VI

50 ϕ_l Pour les barres situées dans les zones I, II et III.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées)

ne devrait pas dépasser $\frac{b_w}{10}$

Méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (méthode de NAVIER).

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué

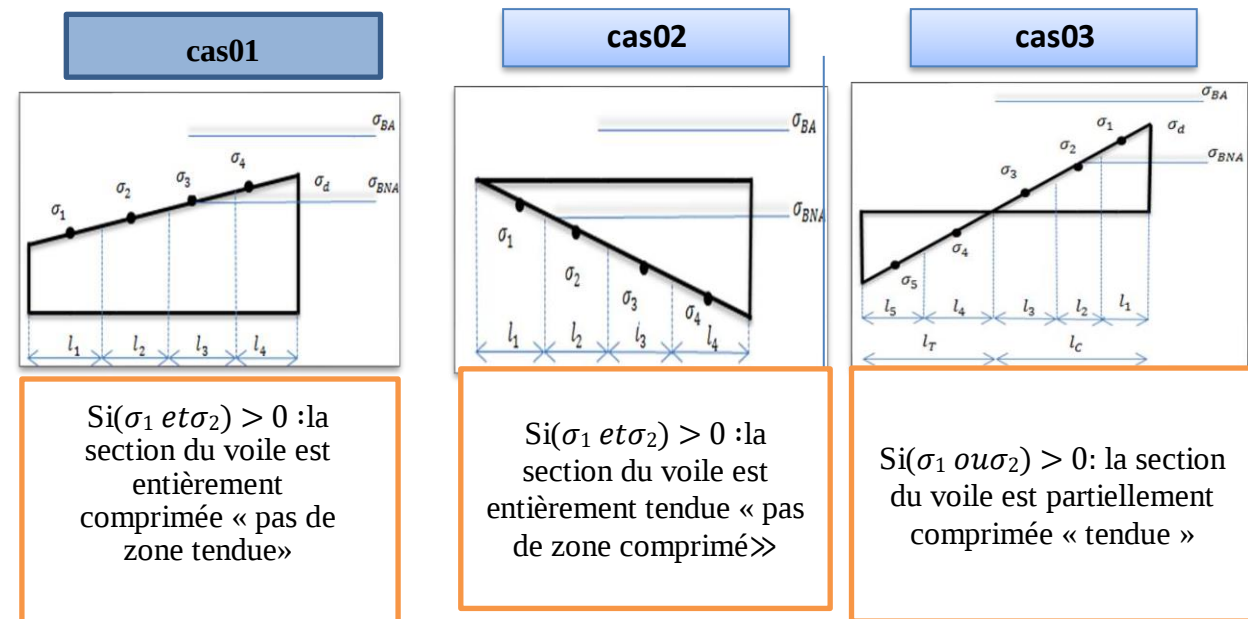
M : Moment fléchissant appliqué

A : Section du voile

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

I : Moment d'inertie. $I = \frac{b \times h^3}{12}$

On distingue trois cas :



Détermination des sollicitations des voiles :

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant :

TableauV. 51.Sollicitations dans les voiles

Combinaison	F11(KN)	M11(KN.m)	F22(KN)	M22(KN.m)	Vmax
ELU	169,86	7,42	849,28	36,02	21,68
G + $\Psi Q \pm E(x ; y)$	370,37	7,10	1851,22	35,52	20,92
G+ $\Psi Q \pm E(x ; y)$	301,74	5,41	1632,11	33,20	17,76

Calcul de ferrailage :

On a un seul type de voile de l'épaisseur $b_w = 0,15$ m et longueur $L = 2$ m.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I}$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.15 \times 2^3}{12} = 0.1$$

$$A = b_w \times L = 0.15 \times 1.5 = 0.225$$

$$\sigma_1 = \frac{1851,22 \times 10^{-3}}{0.225} + \frac{7.10 \times 1 \times 10^{-3}}{0.1} = 6,24 \text{ MN} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{1851,22 \times 10^{-3}}{0.225} - \frac{7.10 \times 1 \times 10^{-3}}{0.1} = 6,09 \text{ MN} > 0$$

Donc on a (σ_1 et σ_2) > 0 donc la section du voile "est entièrement comprimée " pas de zone tendue. La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 2024

Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 2024 on a

$$A_{min} = 0,20\% \times b_w \times L = 0,0020 \times 15 \times 200 = 6 \text{ cm}^2$$

On prend le choix de la section des armatures verticales : 4T16 = 8,04 cm²

Calcul diamètre des barres :

Selon RPAV2024 on a :

$$s \leq (1,5b_w ; 25 \text{ cm})$$

$$s \leq (1,5 \times 15 = 22,5 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$$

$$s \leq 22, \text{ cm} \quad \text{On prend: } s = 20 \text{ cm}$$

Pour la zone nodale de longueur $l = L/10 = 15$ cm l'espacement est la moitié de celui de la zone courante :

$$S' = \frac{s}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

On prend : $s' = 10 \text{ cm}$

Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 2024 on a ;

$$A_{min} = 0,20\% \times b_w \times L = 0,0020 \times 15 \times 200 = 6 \text{ cm}^2$$

On prend le choix de la section des armatures horizontales : 4T16 = 8,04 cm²

Vérification des contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{b \times d}$$

Avec :

V : Effort tranchant max de voile

b : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ; $d = 0,9h$

La contrainte limite est :

$$\tau_b = 0,2 \times f_{c28}$$

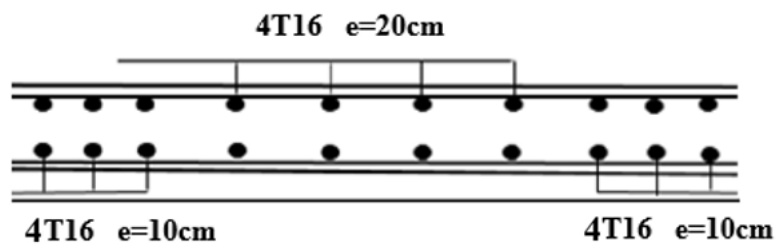
Il faut vérifier :

$$\tau_b < \tau_b$$

On calcule la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 20.92 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.9 \times 2} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,10 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$



FigureV. 40. Dispositions du ferrailage longitudinal du voile

5 Conclusion :

Au cours de cette partie, le ferrailage des éléments porteurs a été déterminé de manière à assurer la sécurité, la stabilité et la résistance de la structure face aux effets sismiques.

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

1 Introduction

Les fondations sont les parties d'un bâtiment qui touchent directement le sol. Elles servent à porter toute la construction et à transmettre son poids vers le terrain. Elles permettent aussi de bien répartir les charges pour éviter que le sol ne s'enfonce trop ou que le bâtiment bouge.

Le rôle principal des fondations est d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il faut que la pression exercée par le bâtiment soit inférieure à ce que le sol peut supporter (la contrainte admissible), sinon il y a un risque de tassement ou même de rupture du sol.

2 Type des fondations

Les types de fondation sont:

- Les fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Les fondations profondes (pieux, puits).

3 Choix de type de la fondation

Pour déterminer le type de fondation, on examine successivement les différentes solutions possibles, notamment les semelles filantes et le radier général, afin de choisir celle qui convient le mieux à notre structure et aux caractéristiques du sol.

4 Semelle filante

Le prédimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante:

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \sigma_{adm}$$

Avec :

$\sum N_i$: Somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

$\sum N_i = 9498,38 \text{ KN}$ (Donnée par SAP 2000) L : Longueur de la file considérée L = 26,3 m

B : Largeur de la semelle filante.

$\sigma_{adm} = 0,18 \text{ MPa}$ (supposée)

$$\frac{9498,38 \times 10^{-3}}{B \times 26,3} \leq 0,18$$

$$B \geq \frac{9498,38 \times 10^{-3}}{26,3 \times 0,18} = 2,006$$

Donc on prend **B=3m**

On adopte une semelle filante $(26,3 \times 3) \text{ m}^2$

4.6 Vérification de chevauchement entre semelle filante:

Il faut vérifier que: $\frac{\text{semelle filant}}{S_{\text{batiment}}} \leq 50\%$

Semelle filant : $n \times L \times B$

- S_{batiment} : Surface de bâtiment sur le sol

- L: Longueur totale des semelles filantes
- $S_{\text{semellefilante}}$: section de semelle filante
- B : largeur de la semelle
- n: nombre des semelles

$$S_{\text{semellefilante}} = 5 \times 26,3 \times 3 = 394,5 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 18,9 \times 26,3 = 497,07 \text{ m}^2$$

$$\frac{394,5}{497,07} = 79\% > 50\% \quad \text{C.N.V}$$

On remarque que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte un radier général.

5 Radier général

Le radier général est un type de fondation superficielle continue constitué d'une dalle en béton armé, couvrant l'ensemble de l'emprise du bâtiment. Il peut être renforcé par des nervures afin d'augmenter sa rigidité et améliorer la répartition des charges vers le sol. Dans notre projet, nous avons opté pour un radier nervuré, qui permet une meilleure résistance aux efforts et une optimisation du comportement structurel.

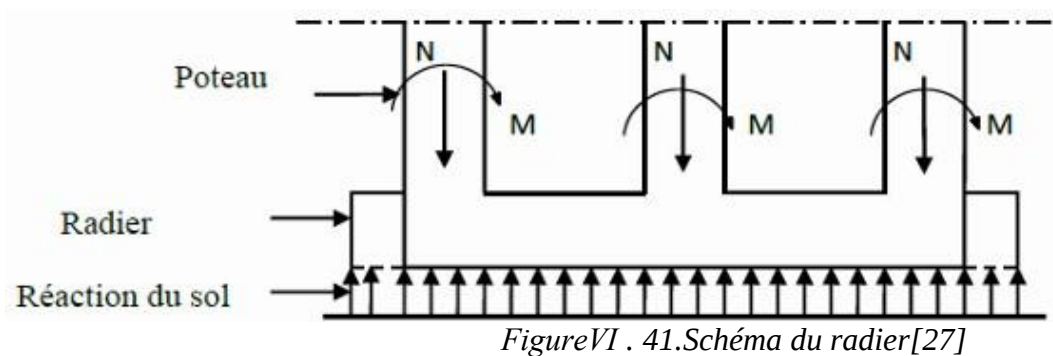


Figure VI . 41. Schéma du radier [27]

5.1. Prédimensionnement du radier

- **La nervure:**

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

h_n : Epaisseur de la nervure

$L_{\max}$: Distance maximale entre deux files successives, égale à $L_{\max} = 3,75 \text{ m}$.

$$h_n \geq \frac{3,75}{10} = 0,375 \text{ m} \quad \text{On prend : } h_n = 0,8 \text{ m}$$

- **La dalle**

L'épaisseur h_d de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

h_d : Epaisseur de la dalle.

$$h_d \geq \frac{3,75}{20} = 0,1875m \text{ On prend } h_d = 0,40 m$$

5.10. Vérification au poinçonnement :

D'après BAEL99

$$N_u \leq \frac{0,045 \times h \times P_h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

La charge à l'état limite ultime du poteau le plus sollicitée ; Périmètre de centre cisaillement.

$$N_u = 1,993 MN$$

$$P_r = 4 \times (a + h)$$

$$a = 50 cm$$

$$h = 0,8 m$$

$$P_r = 4 \times (0,50 + 0,8) = 5,2 m$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 0,8 \times 5,2 \times 25}{1,5} = 3,12 Mn > 1,994 \quad \text{C.V}$$

5.2. Calcul de surface du radier :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{adm}} \text{ et } S_{\text{batiment}} \geq S_{\text{radier}}$$

Avec :

N_s : Effort normal de la structure, il est égal à $N_s = 47681,111 \text{ KN}$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{47681,111}{180} = 264,89 m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{\text{batiment}} = 18,9 \times 26,3 = 497,07 m^2$

On prend : $S_{\text{radier}} = 265 m^2$

$$S_{\text{batiment}} \geq S_{\text{radier}} \quad \text{C.V}$$

• Calcul de Débordement D :

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 cm\right)$$

$$D \geq \max\left(\frac{80}{2}; 30 cm\right) = \max(40; 30 cm) = 40 cm$$

On prend : $D = 100 cm = 1 m$

5.3. Vérification au renversement :

Selon le RPA2024, afin de prévenir tout risque de renversement, il est nécessaire que cette condition soit respectée :

$$e = \frac{M}{N_s} \geq \frac{B}{4}$$

Avec :

M : Moment de renversement suivant chaque direction;

N_s : Effort normal total.

$$N_s = N_{ssuperstructure} + N_{sradier}$$

$$N_{ssuperstructure} = 47681,111 \text{ KN}$$

5.4. Calcul du poids propre du radier :

$$P_{Pradier} = V_{radier} \times \gamma_b$$

Avec :

V_{radier} : Volume du radier;

γ_b : Poids volumique du BA.

D'où:

$$V_{radier} = S \times h = 265 \times 0,4 = 106 \text{ m}^3$$

$$P_{Pradier} = 106 \times 25 = 2650 \text{ KN}$$

$$N_s = N_{ssuperstructure} + N_{sradier}$$

$$N_s = 47681,111 + 2650 = 50331,111 \text{ KN}$$

Sens(X-X) :

$$e = \frac{M_x}{N_s} < \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{65044,76}{50331,111} = 1,29 < \frac{26,3}{4} = 6,575 \quad \text{C.V}$$

Sens(Y-Y) :

$$e = \frac{M_y}{N_s} < \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{65044,76}{50331,111} = 1,29 < \frac{18,9}{4} = 4,725 \quad \text{C.V}$$

5.5. Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a $\bar{\sigma}_{sol} = \sigma_{adm} = 1,8 \text{ bars}$, donc on doit vérifier les deux conditions suivantes :

- Condition 1 :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec:

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{\max}$$

$$\sigma_{b2} = K \times Z_{\min}$$

$Z_{\max, \min}$: Déplacement maximal et minimal suivant axe Z;

K : Coefficient de BALLAST.

$$K = 2 \times \bar{\sigma}_{sol} = 2 \times 1,8 = 3,6 \text{ kg/cm}^3$$

$$Z_{\max} = 0,533 \text{ cm}$$

$$Z_{\min} = 0,012 \text{ cm}$$

$$\sigma_{b1} = 3,6 \times Z_{\max} = 3,6 \times 0,533 = 1,918 \text{ bars}$$

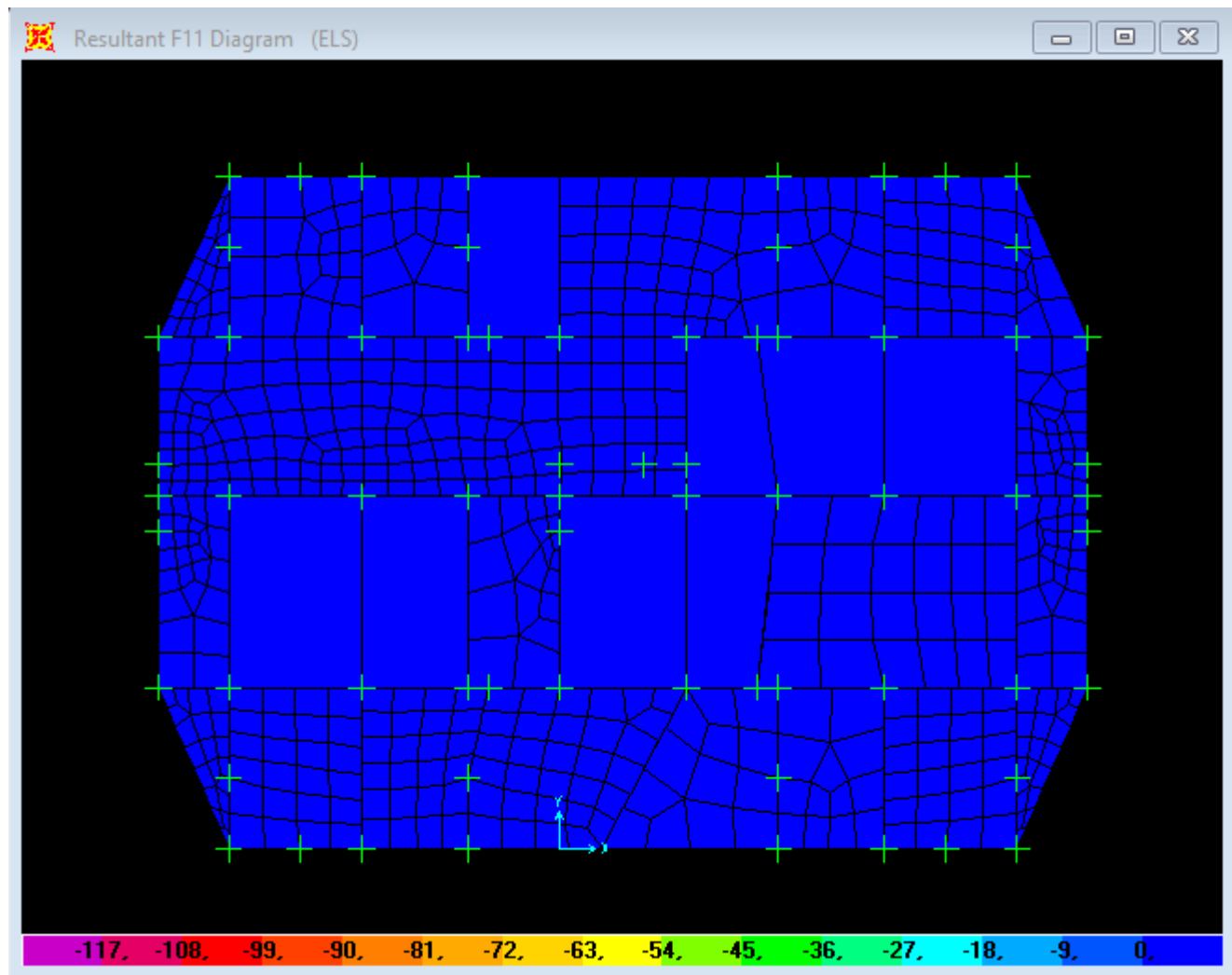
$$\sigma_{b2} = 3,6 \times Z_{\min} = 3,6 \times 0,012 = 0,0432 \text{ bars}$$

$$\sigma_{b \text{ moy}} = \frac{3 \times \sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4}$$

$$\sigma_{b \text{ moy}} = \frac{3 \times 1,918 + 0,0432}{4} = 1,4493 < 1,8 = \bar{\sigma}_{solC.V}$$

D'après logiciel SAP2000, on a obtenu le déplacement et le moment fléchissant

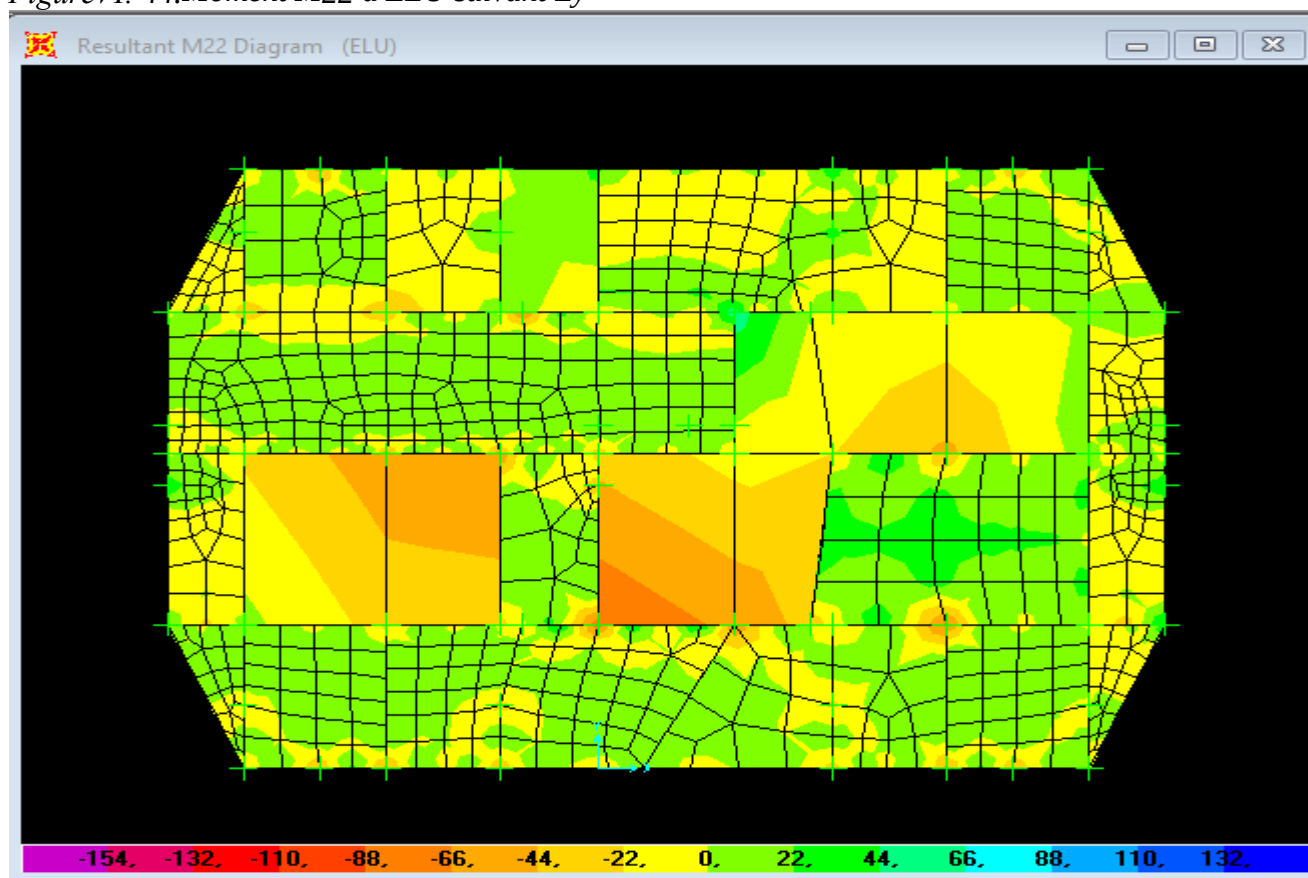
Figure VI. 42. Déplacement F11 en ELS donné par logiciel SAP 2000



FigureVI. 43.Moment M_{11} à ELU suivant L_x



FigureVI. 44.Moment M_{22} à ELU suivant L_y



5.6. Les sollicitations du radier

Les sollicitations du radier à partir de logiciel SAP 2000 sont récapitulées dans le tableau suivant
Tableau VI. 52. Les sollicitations du radier

		ELU		ELS		V	
		M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)	M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)	V _x (KN)	V _y (KN)
DALLE	Travée	286,25	286,9	210,25	211,36	422,03	403,12
	Appui	322,74	139,59	236,61	102,11		

5.7. Calcul du ferrailage de la dalle

Le calcul se fait en flexion simple avec une section (0,40×1,00)m² en deux directions, l'une suivant Lx et l'autre suivant Ly.

En travée :

ELU :

- **Ferrailage suivant Lx:**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,286}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,7} = 0,150 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = 0,150 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,150}) = 0,204$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,204) = 0,330 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u11}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,286}{0,330 \times 347,82} = 2,49 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 24,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } A_{st} = 10T20 = 31,42 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}, \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{1 \times 0,4}{1000}, \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(4 \times 10^{-4}; 4,347 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,34 \text{ cm}^2 < A_{st} = 31,42 \text{ cm}^2 \quad \text{c.v}$$

- **Ferrailage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,322}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,7} = 0,169 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = 0,169 < \mu_R = 0,392$$

Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,169}) = 0,232$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,232) = 0,326 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u22}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,322}{0,326 \times 347,82} = 2,83 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 28,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } A_{st} = 10T20 = 31,42 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}, \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{1 \times 0,4}{1000}, \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(4 \times 10^{-4}; 4,347 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,34 \text{ cm}^2 < A_{st} = 31,42 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

ELS:

$$a \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

suivant

Lx :

$$\gamma = \frac{286,25}{210,25} = 1,36$$

$$a \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$a = 0,30 \leq 0,43 \text{ C.V}$$

Ly:

$$\gamma = \frac{286,9}{211,36} = 1,35$$

$$a \leq \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$a = 0,30 \leq 0,425 \text{ C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma < \bar{\sigma}_{sol}$. Les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

En Appui :**ELU :**• **Ferraillage suivant Lx:**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,322}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,7} = 0,169 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = 0,169 < \mu_R = 0,392$$

Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,169}) = 0,232$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,232) = 0,326m$$

$$A_{st} = \frac{Mu_{11}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,322}{0,326 \times 347,82} = 2,83 \times 10^{-3} m^2 = 28,3 cm^2$$

$$\text{Choix: } A_{st} = 10T20 = 31,42 cm^2.$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}, \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{1 \times 0,4}{1000}, \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(4 \times 10^{-4}; 4,347 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,34 \times 10^{-4} m^2 = 4,34 cm^2 < A_{st} = 31,42 cm^2 \quad \text{C.V}$$

- **Ferraillage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,102}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,7} = 0,053 M \text{ N.m}$$

$$\mu_u = 0,053 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,053}) = 0,068$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,068) = 0,350m$$

$$A_{st} = \frac{Mu_{22}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,102}{0,350 \times 347,82} = 8,37 \times 10^{-4} m^2 = 8,37 cm^2$$

$$\text{Choix: } A_{st} = 4T20 = 12,57 cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}, \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{1 \times 0,4}{1000}, \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(4 \times 10^{-4}; 4,347 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,34 \times 10^{-4} m^2 = 4,34 cm^2 < A_{st} = 12,57 cm^2 \quad \text{C.V}$$

ELS:

$$a \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

suivant

Lx :

$$\gamma = \frac{322,74}{236,61} = 1,36$$

$$a \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$a = 0,30 \leq 0,43 \text{ C.V}$$

Ly:

$$\gamma = \frac{139,59}{102,11} = 1,36$$

$$a \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$a = 0,30 \leq 0,43 \text{ C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma < \bar{\sigma}_{sol}$. Les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

Armature de répartition :

En travée : $Ar = \frac{A_{st}}{4}$

Suivant Lx :

$$Ar = \frac{31,42}{4} = 7,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

Suivant Ly :

$$Ar = \frac{31,42}{4} = 7,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$Ar = \frac{A_{st}}{4}$$

Suivant Lx :

$$Ar = \frac{31,42}{4} = 7,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

Suivant Ly :

$$Ar = \frac{12,57}{4} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement :**Suivant Lx :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = \frac{0,422}{1 \times 0,36} = 1,17 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,17 \leq \bar{\tau}_u = 2,5$$

C.V

Suivant Ly:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{0,403}{1 \times 0,36} = 1,11\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,11 \leq \bar{\tau}_u = 2,5$$

C.V

Les Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min(1,4; 1,57; 5,5) = 1,4\text{cm}$$

On prend: $\phi_t = 10\text{mm}$

Calcul de l'espacement:

D'après le B.A.E.L 91 on a

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 36; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq (32,4; 40\text{cm})$$

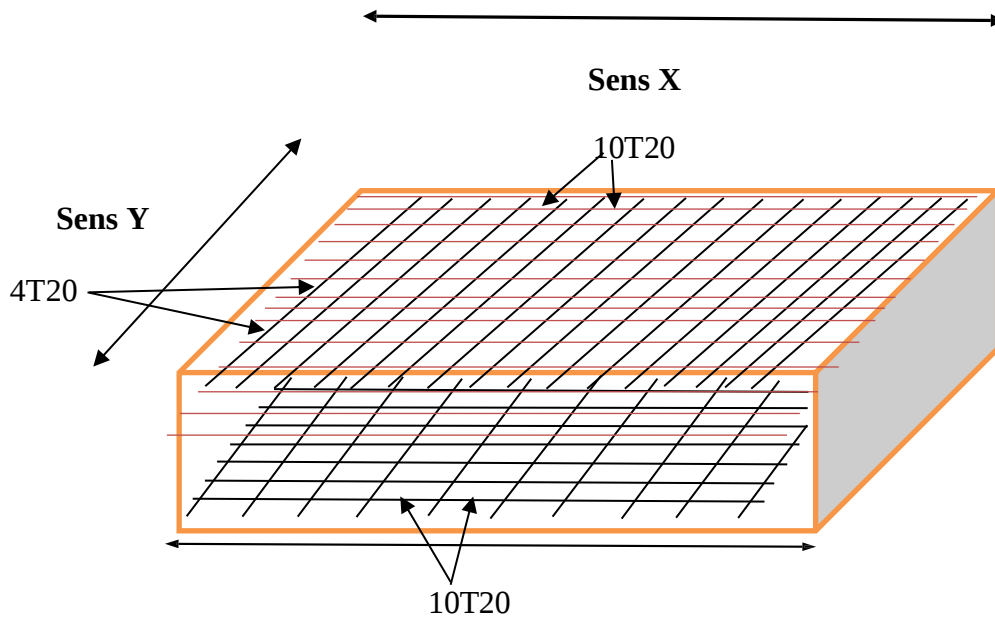
$$S_t \leq 32,4\text{ cm}$$

On prend $S_t = 20\text{cm}$

Après les calculs les résultats du ferrailage de la dalle sont récapitulés dans le tableau suivant
Tableau VI. 53. Récapitulation du ferrailage de la dalle

		Astcal (cm ²)	Astchoisi (cm ²)	Arcal (cm ²)	Archoisi (cm ²)	ϕ_t (mm)	S_t (cm)
LX	Travée	24,9	10T20 31,42	7.86	6 T14 9.24	10	20
	Appui	28,3	10T20 31,42	7.86	6T14 9.24	10	20
LY	Travée	28,3	10T20 31,42	7.86	6T14 9.24	10	20
	Appui	8,3	4T20 12,57	3.1	4T14 6,16	10	20

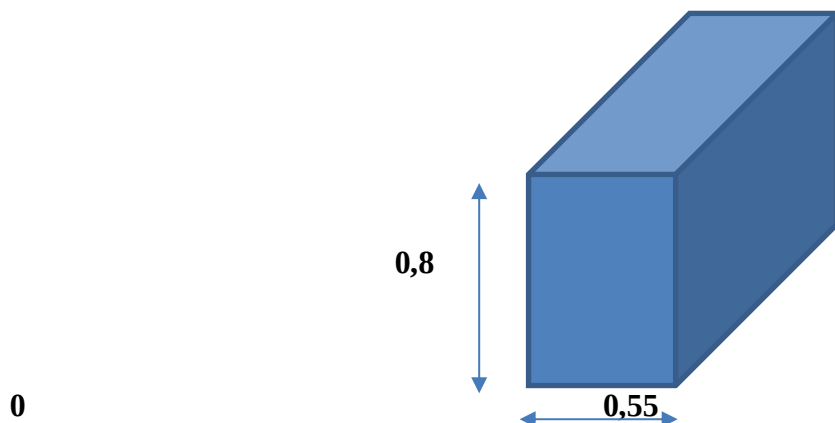
Le schéma suivant représente le ferrailage du radier



FigureVI. 45.Ferrailage radier

5.8. Calcul du ferrailage de la nervure

Le calcul se fait à la flexion simple de dimension(0,55×0,8)m



FigureVI. 46.Dimension de la nervure.

5.9. Les sollicitations de la nervure :

TableauVI. 54.Les sollicitations de la nervure.

Position	ELU	V (KN)	ELS
	Mu(KN.m)		Ms(KN.m)
Travée	180,87	250,63	167,21
Appui	201,54		120,74

En travée :

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,180}{1 \times (0,9 \times 0,8)^2 \times 14,7} = \mathbf{0,023 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_u = 0,023 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc}=0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023}) = 0,029$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,029) = 0,355 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,180}{0,355 \times 347,82} = 1,45 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 14,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } A_{st} = 10T16 = 20,11 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}, \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{1 \times 0,8}{1000}, \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} = (4,4 \times 10^{-4}; 4,78 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,78 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,78 \text{ cm}^2 < A_{st} = 20,11 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{20,11}{4} = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

ELS:

$$a \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

suivant

$$\gamma = \frac{180,87}{167,21} = 1,08$$

$$a \leq \frac{1,08 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$a = 0,25 \leq 0,29 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

$\sigma < \bar{\sigma}_{sol}$. Les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS

En Appui :

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,201}{1 \times (0,9 \times 0,8)^2 \times 14,7} = \mathbf{0,026 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_u = 0,026 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc}=0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026}) = 0,0329$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,0329) = 0,355m$$

$$A_{st} = \frac{Mu_{11}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,201}{0,355 \times 347,82} = 1,62 \times 10^{-3} m^2 = 16.2 cm^2$$

$$\text{Choix: } A_{st} = 10T16 = 20,11 cm^2.$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}, \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{1 \times 0,8}{1000}, \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} = (4,4 \times 10^{-4}; 4,78 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,78 \times 10^{-4} m^2 = 4,78 cm^2 < A_{st} = 20,11 cm^2 \quad \text{C.V}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{20,11}{4} = 5,02 cm^2$$

$$\text{Choix: } 6T14 = 9,24 cm$$

ELS:

$$a \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\text{suivant } \gamma = \frac{201,54}{120,74} = 1,66$$

$$a \leq \frac{1,66 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$a = 0,40 \leq 0,58 \text{ C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

$\sigma < \bar{\sigma}_{sol}$. Les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS

Vérification au cisaillement :

$$T_u = 250,63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{0,422}{1 \times 0,9 \times 0,8} = 0,347 \text{ MPa}$$

On prend $\alpha = 90^\circ$. Fissuration préjudiciable.

$$\tau_l = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_l = \min(2,5, 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_l$$

Les Armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \phi_{l_{min}})$$

$$\phi_t \leq \min(1,6 ; 1,57 ; 5,5)$$

$$\phi_t \leq 1,57$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \frac{3,14 \times \phi_t^2}{4} = 5,65 \text{ cm}^2$$

L'espacement des barres :

D'après le RPA 2024

• **Zone Nodale :**

$$S' \leq \min(h/4 ; 12 \phi_{\min} ; 10)$$

$$S' \leq \min(13,75 ; 24 ; 17,5 ; 9,6)$$

$S' < 9,6 \text{ cm}$ on prend $S' = 8 \text{ cm}$

• **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27,7 \text{ cm}$$

$$S_t' = 25 \text{ cm}$$

Après les calculs les résultats du ferrailage de la nervure sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau VI.55. Récapitulation du ferrailage de la nervure

	A_{stcal} (cm ²)	$A_{stchoisi}$ (cm ²)	A_{rcal} (cm ²)	$A_{rchoisi}$ (cm ²)	ϕ_t (mm)	S_t (cm)	S_t' (cm)
Travée	14,5	20,11 10T16	7,86	9,24 6T14	10	8	25
Appui	16,2	20,11 10T16	7,86	9,24 6T14	10	8	25

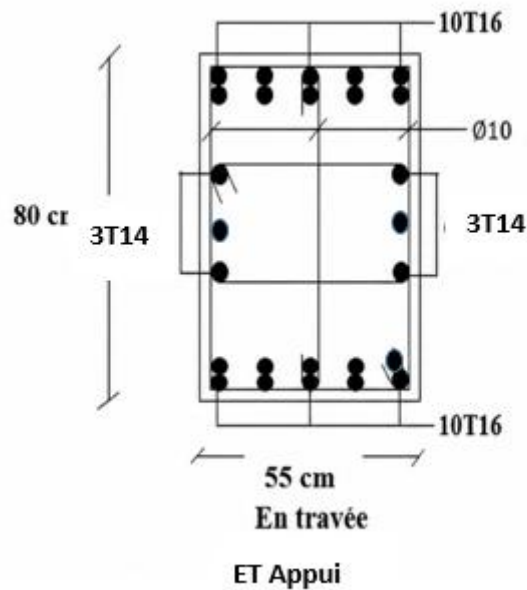


Figure VI.47. Ferrailage de la nervure.

6 Conclusion :

Ce chapitre est consacré à l'étude des fondations de type radier général. Il présente l'ensemble des vérifications nécessaires au dimensionnement et au ferrailage, notamment en ce qui concerne la résistance, la stabilité et le respect des conditions de sécurité.

CHAPITRE VII: Etude managériale

CHAPITRE VII: Etude managériale

VII.1. Introduction

La mise en œuvre d'un projet, particulièrement dans le domaine de la construction, demande une planification minutieuse et un suivi méthodique. La gestion de projet organise et supervise les différentes étapes du projet, depuis l'étude préliminaire jusqu'à la remise finale.

Elle utilise des méthodes et des instruments tels que le diagramme de répartition du travail (WBS), la gestion des ressources, l'évaluation des dépenses et le contrôle de l'exécution. Ce chapitre se focalise sur l'élaboration du devis quantitatif et estimatif pour notre projet.

VII.2. Le management de projet

C'est un ensemble de techniques, d'instruments et d'expertises qui facilitent la planification et l'exécution d'actions visant à réaliser un but spécifique dans le cadre de délais, de budgets et de ressources préétablis.

VII.3. Projet

Il s'agit d'une série d'opérations organisées et synchronisées, destinées à concevoir, construire ou rénover une infrastructure physique dans un cadre de temps, un budget et des critères techniques spécifiques.

VII.3.1. Le cycle de vie d'un projet

Il couvre toutes les quatre étapes qu'un projet traverse :

1. Étape de démarrage ;
2. Étape de planification ;
3. Étape de mise en œuvre ;
4. Phase de conclusion ;

VII.3.2. Les différents intervenants du projet

-Le maître de l'ouvrage :

Il s'agit d'une personne physique ou juridique qui assure le financement et la commande du projet.

- Le maître d'œuvre :

Il est responsable de la conception du projet, de l'élaboration des plans, de la coordination des études et du suivi de l'exécution des travaux.

-Le contrôleur :

Il est chargé de contrôler la conformité technique du projet avec les normes actuelles (sécurité, durée de vie, confort, etc.).

-Les entreprises de réalisation :

L'entreprise est tenue par des contrats avec le maître de l'ouvrage et est obligée d'accomplir les travaux en accord avec ces contrats. Cela peut concerner soit une entreprise générale, soit plusieurs entreprises spécialisées.

VII.4. Identification des ressources

Une fois le projet segmenté en différentes tâches, il est maintenant nécessaire d'attribuer à chaque tâche les ressources indispensables pour son exécution, qu'il s'agisse de ressources humaines ou matérielles.

Ressources humaines

Le projet compte huit groupes de travailleurs qualifiés :

CHAPITRE VII: Etude managériale

Ingénieurs, Coffreurs, ferrailleur, Maçons, Électriciens, Plombiers, menuiserie, Peintres

Ressources matérielles

Les machines et équipements utilisés dans le projet sont :

- Tracteurs
- Camions de 10 tonnes
- Grues
- Chargeuses
- Pelles hydrauliques

Matériaux du projet

Tableau VII.56. Matériaux du projet

Catégorie	Matériaux
Coffrage	Bois pour coffrage
Béton et structure	Béton, fer pour ferrailage, treillis soudés, gravillon roulé
Maçonnerie	Brique, enduit en ciment, plinthe en terre cuite
Revêtements	Dale de sol, carrelage granito, faïence
Electricité	Fils d'électricité, Gains d'électricité, Lampe et douille, projecteur, boites d'interrupteurs
Etanchéité / isolation	Feuille de polystyrène
Assainissement / plomberie	Tube en béton pour l'eau usée
Couverture	Tuile

VII.5. Eude économique

L'évaluation du coût des tâches s'effectue en tenant compte de deux facteurs essentiels : le coût indexé d'une tâche individuelle et les ressources requises pour son exécution.

Tableau VII.57. Devis estimatif et quantitatif du projet

N°	Désignation des ouvrages	U	Quantité	P.U	Montant
1-Infrastructures					
1-1Terrassement					
1.1.1	Débroussaillage, décapage, nivellement pour l'emprise et Creusement de la terre	m ³	1140.37	2000.00	2280740.00
1.1.2	Terrassement généraux périphérique autour du bloc	m ³	112.158	2000.00	224316.00
1.1.3	Remblai des vides enterrés de dépôt. y compris arrosage compactage	m ³	180.767	700.00	126536.9
1.1.4	Remblai sous hérissonage en terre sélectionnée (tuf. stérile)	m ³	460.233	700.00	322163.1
1.1.4	Evacuation des terres excédentaires à la décharge	m ³	245.20	1300.00	318760.00
Sous Total(1)					2953804.76
1-2 Béton en fondation					

CHAPITRE VII: Etude managériale

1.2.1	Béton de propreté dosé à 150kg/m ³ ép. = 10 cm sous radier y compris coffrage, décoffrage, nettoyage.	m ³	67.0151	5000.00	335075.5
1.2.2	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour radier y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration	m ³	536.1208	30000.00	16083624.00
1.2.3	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour nervure y compris coffrage, décoffrage, Nettoyage	m ³	182.8416	30000.00	5485248.00
1.2.5	Hérissongement en pierre sèche ép: 0.20m sur dalle flottante arrosée et compactée	m ²	289.18	700.00	202426.00
1.2.6	Plate-forme de 10cm d'ép. en béton armé avec treillis soudé (15x15cm). coulée sur hérissongement, y compris film polyane	m ²	40.5776	1000.00	40577.60
SousTotal(2)					22146951.1

1-3 Evacuation int et ext					
1.3.1	Fourniture et pose de conduites d'assainissement en PVC U assainissement PN06 à joint. y compris assemblage. Jointoiement lit de sable et tout essuie-joints de mise en service	ml	36	3000.00	100800.00
1.3.2	Exécution de regard de réception et de jonction des eaux EP, EV et EU en béton légèrement armé. Y compris dalle				
	Couverture en béton				
	a-dim 0.80mx0.80m	un	12	12000.00	144000.00
	b-dim 1.00mx1.00m	un	6	14000.00	84000.00
	c-dim 1.50mx0.80m	un	6	13000.00	78000.00
SousTotal(3)					406800
TOTAL(1)					25507555.86
2-Superstructures					
2-1 Superstructures					
2.1.1	B. Apour poteaux dosé à 350kg/m ³	m ³	662.796	30000.00	22535064.00

CHAPITRE VII: Etude managériale

2.1.2	B.Apourpoutres,chainagesetbande noyer dosé à 350 kg/m ³ . y compris coffrage et ferrailage	m ³	427.065	34000.00	14520210.00
2.1.3	B.Apour voiledoséà350kg/m ³ .y Compriscoffrageetferrailage	m ³	132.759	34000.00	4513806.00
2.1.4	B.Apourdallepleinedoséà350 kg/m ³ . Ycompriscoffrageetferrailage	m ³	36.44445	34000.00	1239111.3
2.1.5	B.Apourescalierdroitdoséà350 kg/m ³ . y compris coffrage et ferrailage	m ³	15.026175	34000.00	510889.95
2.1.6	Plancherencorps creux 16+5	m ²	5378.27	28000.00	80674050.00
2.1.7	B.Apouracrotèredoséà 350kg/m ³ y Compriscoffrageetferrailage	m ³	8.52606	28000.00	238729.68
SousTotal(1)					124231860.9

2-2Maçonnerieintext:

2.2.1	Maçonnerie doubleparoid'ép30cm pour mur extérieur:15+10cm.	m ²	4432.82	2400.00	6649235.01
2.2.2	Maçonneriesimpleparoi enbrique de 10 cm	m ²	582.25	1600.00	931600.00
SousTotal(2)					7580835.01

2-3Enduitsint extext:

2.3.1	Enduitsencimentsurmurs extérieurs.	m ²	8865.65	800.00	7979082.01
2.3.2	Enduitsencimentsousplafonds	m ²	5621.23	700.00	5059109.70
2.3.3	Enduitsencimentsurmursintérieurs	m ²	1164.50	700.00	1048050.00
SousTotal(3)					14086241.71

2-4Revêtementdessolsetmurs:

CHAPITRE VII: Etude managériale

2.4.1	Posedecarrelagegranito 25cmx25cm	m ²	5243.23	2200.00	7864849.50
2.4.2	Posedeplintheenterre cuite	ml	4348.00	280.00	1087000.00
2.4.3	Pose de faïence de couleur 20cmx30cm pour cuisine. Loggia et WC et SDB	m ²	1090.24	1800.00	1962430.20
2.4.4	Posedefrise pour faïence pour cuisine. loggia. WC et SDB	ml	301.5	700.00	211050.00
2.4.5	Revêtement en marche et contre Marche En plaque de granitod'ép 03 cm	m ²	6610.00	2800.00	18508000.00
SousTotal(4)					29633329.70

2-5 Ouvrages divers :

2.5.1	Exécution de potager de cuisine 0.60mx2.50m. comprenant paillasse. jambage. enduits et revêtement en plaque de marbre blanc de 3cm d'ép	un	65.53	50000.00	3276500.00
SousTotal(5)					3276500.00

2-6 Conduits de fumée et ventilation:

2.6.1	Exécution de cheminée en brique de 10 cm en terrasse. y compris dalle	un	7.5	8500.00	63750.00
2.6.2	Exécution d'une gaine d'évacuation type shunt en brique de 10 cm.	ml	115.5	2000.00	231000.00
SousTotal(6)					294750.00

2-7 Etanchéité:

2.7.1	F/P formé de pente en béton	m ²	609.45	1200.00	731340.00
2.7.2	F/P Isolation thermique y compris toutes sujétions de mise en œuvre (polyène. polystyrène....)	m ²	598.96	800.00	479168.00
2.7.3	F/P d'étanchéité multicouche	m ²	598.96	1400.00	838544.00
2.7.4	F/P d'élév. d'étanchéité	ml	222	900.00	199800.00
2.7.5	F/P de gravier de protection	m ²	598.96	600.00	359376.00
2.7.6	Etanchéité sous carrelage	m ²	595.96	1000.00	595960.00
2.7.7	F/P de gargouilles	un	9	2000.00	18000.00

CHAPITRE VII: Etude managériale

2.7.8	F/PdecouvrejointverticalenPVC accordéon	ml	60	1600.00	96000.00
SousTotal(7)					2586848.00
TOTAL(2)					187821465.3

3-Menuiserie bois et métallique:**3-1 Menuiserie métallique:**

3.1.1	Fetposedeportemétalliquedim 1.40x2.20pour entréebloc	un	3	50000.00	150000.00
3.1.2	Fetposedeportemétalliquedim 1.10x2.20pour entrée logement	un	53	30000.00	1590000.00
3.1.3	Fetposedetuberond 40 mmpour Maincourante	ml	98.6	1400.00	138040.00
3.1.4	Fet posedetuberond40mmposé sur séchoir	ml	360	1000.00	360000.00
3.1.5	FetPosed'unensembledeboiteàla Lettremétallique pour45lgs	un	45	8000.00	360000.00
3.1.6	Fetposedetrappe d'accès métallique dim0.80x0.80	un	1	7000.00	7000.00
3.1.7	Fet pose de porte grille métallique pour gaine technique de regroupementdescompteursuivant DétailSONELGAZ	un	4	20000.00	80000.00
3.1.8	Fetposedeportenichecompteurgaz naturel type Sonelgaz	un	36	2500.00	90000.00
3.1.9	Fetposedeportemétallique Enroulablepourlocaledim 2.40x2.20 pour entrée bloc	un	12	25000.00	300000.00
SousTotal(1)					3075040.00

3-2Menuiserieboiset aluminium:

3.2.1	Fourniture et pose de porte salon vitrée. double vantaux avec alaise périphérique de largeur 10cm. y compris cadre en bois de 7x7 ; dedim 1.40x2.17	un	45	16000.00	720000.00
3.2.2	Fourniture et pose de porte isoplane avec alaise périphérique de largeur 10cm ycompris cadre en bois de 7x7 ; dedim0.84x2.20	un	207	9000.00	1863000.00
3.2.3	Fourniture et pose de porte isoplane. avec alaise périphérique de largeur 10cm ycompris cadre en bois de 7x7 ; dedim0.74x2.20	un	90	8500.00	765000.00

CHAPITRE VII: Etude managériale

3.2.4	Fourniture et pose de fenêtre avec persienne. Y compris cadre en bois de 7x14 ; de dim 1.20x1.40	un	189	15500.00	2929500.00
3.2.5	Fourniture et pose de deux portes glissantes en aluminium vitrée avec persienne. y compris cadre en aluminium de dim 2x2.20	un	18	13000.00	234000.00
3.2.6	Fourniture et pose de fenêtres sans persienne. Y compris cadre en bois de 7x14 ; de dim 0.60x0.60 p/ cage escalier	un	18	7000.00	126000.00
3.2.7	Fourniture et pose de fenêtre. y compris cadre en bois de 7x7 de dim 0.50x0.50 avec ouvrant à bascule p/sdb et wc	un	90	4000.00	360000.00
3.2.8	Fourniture et pose de porte placard sous potager de cuisine. Y compris cadre en bois de 7x7; de dim 0.60x2.30	un	45	12000.00	540000.00
3.2.9	Fourniture et pose de porte pour gainetechique. Y compris cadre en bois; de dim 0.40x1.40	un	45	6000.00	270000.00
3.2.10	Fet pose de porte placard. Y compris Cadre en bois de 7x7; de dim 2.10x2.30	un	45	400.00	18000.00
Sous Total(2)					7825500.00
TOTAL(3)					10225100.00
4-Electricité:					
4.1.1	Fet pose de tableau de distribution Pour bureau, locale et log type F3 et F4 composé de : 01 disjoncteur différentiel 32A 02 divisionnaire 10A pour circuit allumage 02 divisionnaire 16A pour circuit prise	un	64	30000.00	1920000.00
4.1.2	Fet Posé d'un ensemble de Regroupement de compteur électrique 14 cpt) en bakélite y compris branchement au coffret -C- en 4x25 mm²	un	45	70000.00	3150000.00
4.1.3	Fet pose de câble 2x6mm²	ml	570	300.00	171000.00
4.1.4	Fet pose de fil électrique 1x2.5 mm² pour liaison du log type au câble de terre	ml	147	40.00	5880.00

CHAPITRE VII: Etude managériale

4.1.5	Fetposedeboitededérivation intérieure 100mm x100mm	un	72	100.00	7200.00
4.1.6	Fetposedecâbleencuivre1x28 mm ² Pourmiseàlaterre	ml	54	600.00	32400.00
4.1.7	Fetposedebarrettede coupure	un	3	500.00	1500.00
4.1.8	Fetposedepiquetdeterre. Y compris Miseàla terre	un	3	800.00	2400.00
4.1.9	Fetposed'interrupteursimple allumage	un	252	700.00	176400.00
4.1.10	Fetposed'interrupteurdouble allumage	un	36	700.00	25200.00
4.1.11	Fetposedeboutonpoussoirpour sonnerie	un	45	700.00	31500.00
4.1.12	Fetposedesonnerie	un	45	1000.00	45000.00
4.1.13	Fetposed'interrupteurvaetvient	un	72	700.00	50400.00
4.1.14	Installationélectriquecomplètepour la minuterie de la cage d'escalier. y compris minuterie. 06 boutons poussoirs.05 Hublotsaveclampede100w.y Compristoutessujétionset disjoncteur unipolaire	for	3	50000.00	150000.00
4.1.15	Fetposedepriusedecourant2P 16A	un	144	700.00	100800.00
4.1.16	Fetposedepriusedecourant2P+T 16A	un	108	750.00	81000.00
4.1.17	Fetposedepriusedecourantétanche 2P+T16A	un	45	800.00	36000.00
4.1.18	Fetposedelampeàincandescence 60W 220V	un	208	700.00	145600.00
4.1.19	Fetposed'hublotincandescent étanche Poursdbetséchoiraveclampede 40W	un	72	1800.00	129600.00
4.1.20	Fetposed'appliquelinolithepour lavabo	un	45	2000.00	90000.00
4.1.21	Fetposedenéonpourcuisinede0.6 de longueur	un	45	2000.00	90000.00

4.1.22	F/P d'ascenseur y compris bouton. câbles	un	1	12000000.00	12000000.00
--------	--	----	---	-------------	-------------

TOTAL(4) 18441880.00

5-Plomberiesanitaire:

	Fetposedelavaboenporcelaine vitrifié. y compris siphon de	un	45	15000.00	675000.00
--	---	----	----	----------	-----------

CHAPITRE VII: Etude managériale

5.1.1	vidange. raccordement aux chutes				
5.1.2	Fetposederobinetteriemélangeuse EC.EFpour lavabo	un	45	3000.00	135000.00
5.1.3	Fetposedesiègeàlaturqueavec siphon. Ycomprisraccordementauchuteet toutes sujétions	un	45	6000.00	270000.00
5.1.4	Fetposed'évieravecégouttoiren INOXàunecuve. Ycomprissiphon de vidange. Raccordementauxchutesettoutes sujétions	un	45	4000.00	180000.00
5.1.5	Fetposederobinetteriemélangeuse EC. EF pour évier de cuisine. y compris toutes sujétions	un	45	3000.00	135000.00
5.1.6	Fet pose de baignoire en gré émaillé de dim 1.70x0.70 m. y compris siphondevidange.Raccordementaux chutes ettoutessujétions	un	45	15000.00	675000.00
5.1.7	Fetposederobinetteriemélangeuse EC. EF avec pommelte de douche pour receveur de douche. Ycompris Toutessujétions	un	45	4000.00	180000.00
5.1.8	Fet pose de siphon de sol diamètre 100mmenacier.poursdbetloggia. Ycompris Raccordementauxchutes	un	90	500.00	45000.00
5.1.9	Fetposederobinetd'arrêtaprès compteur diam 15/21	un	45	1000.00	45000.00
5.1.10	Fetposedevanned'arrêtgénéral 40/49	un	3	2200.00	6600.00

5.1.11	Fet pose de tuyauterie en acier galvanisé. Ycompris raccords. coudes Colliersetfourreauxenplastiquela rencontre des planchers et murs a-colonnemontantediam: 40/49 b-Alimentationintérieurediam: 15/21	ml	79	1300.00	102700.00
		ml	162	650.00	105300.00
	Fetposedetuyauterieencuivre EcrouipourEFetEC. Ycompris				

CHAPITRE VII: Etude managériale

5.1.12	Raccordsoudé-brasé.Démontablesur branchement et collier pour raccordement desappareilsanitaires a-diam:12/14 b-diam:14/16	ml	1152.00	900.00	1036800.00
		ml	36	1100.00	39600.00
5.1.13	FetposedetuyauterieenPVCgris pour raccordement des appareils sanitaires aux chutes : diam: 40	ml	216	500.00	108000.00
5.1.14	Fet pose de tuyauterie en PVC gris tamponné.Ycompristoutessujétions p/ chute descente et fourreaux -EP : diam110 a-EP:diam110 b-EV(wc):diam110 c-EU.EM(sdb.cuisine) : diam110	ml	108	800.00	86400.00
		ml	96	800.00	76800.00
		ml	96	800.00	76800.00
5.1.15	Fetposederobinetdepuisage15/21 au niveau du wc et séchoir	un	72	1200.00	86400.00
5.1.16	FetetPosedeportesavonnette. porte serviette.glace ettablettep/lavabo	un	45	2000.00	90000.00
5.1.17	Fetposedegrilled'aérationdediam 20 cm au niveau de la cuisine	un	45	300.00	13500.00
TOTAL(5)					4168900.00

5-2Colonnemontante gaznaturel

5.2.1	Fet posedetuyauterieeencuivresérie gaz. y compris coudes. raccords soudure à l'argent. colliers. Percementdesplanchersetfourreaux en plastique à la rencontre des Planchersetmurs a- colonnemontantediam:26/28 b-Alimentationdeslogtsdiam:20/22	ml	72	2000.00	144000.00
		ml	18	2500.00	45000.00
5.2.2	F&pose deraccorddiam:10/32	un	3	600.00	1800.00

5.2.3	F & pose de raccord diam:06/20	un	45	3500.00	157500.00
5.2.4	F&posedetés encuivreavec Soudureetfixation: 28/22/28	un	45	1000.00	45000.00
5.2.5	F&posederobinetd'arrêt06/20	un	45	1500.00	67500.00
5.2.6	F&pose d'unegrille d'aération 20x20cmpourgainegaznaturel	un	45	300.00	13500.00
TOTAL(6)					474300.00

6-Peinturevitrierie:

6.1.1	Peinture vinylique pour murs extérieurs exécutés en 03 couches (couched'imprégnation+02couches Depeinture)	m²	8685.65	170.00	1476559.94
-------	---	----	---------	--------	------------

CHAPITRE VII: Etude managériale

6.1.2	Peinture vinylique pour murs intérieurs exécutés en 03 couches (couche d'imprégnation+02couches Depeinture). y/c02couches d'enduits sous peinture	m²	5423.61	170.00	922013.70
6.1.3	Peinture vinylique sous plafond exécutés en 03 couches (couche d'imprégnation+02couches de peinture). y/c02 couches d'enduits sous peinture	m²	2481.00	170.00	421770.00
6.1.4	Peinture à l'huile pour cuisines. sdb et wc sur mur. Y compris 02 couches d'enduit sous peinture	m²	1467.00	170.00	249390.00
6.1.5	Peinture à l'huile sous plafond. y compris une couche d'enduit	m²	480	170.00	81600.00
6.1.6	Peinture à l'huile sur menuiserie bois	m²	180	170.00	30600.00
6.1.7	Peinture à l'huile sur menuiserie métallique	m²	112.5	170.00	19125.00
6.1.8	Verres d'ép 02 mm pour fenêtres	m²	213	1500.00	319500.00
6.1.9	Verre martelé pour portes	m²	30	2000.00	60000.00
6.1.10	Verre armé d'ép 04 mm pour portes métalliques	m²	4.5	3000.00	13500.00
TOTAL(7)					3594058.64
TOTAL GLOBAL en HT					244102159.8
TVA 07%					17087151.19
TOTAL en TTC					261189311

6. Conclusion

La gestion de projet consiste en un ensemble de méthodes destinées à identifier, organiser et superviser les différentes phases d'un projet pour garantir l'atteinte des buts fixés dans les délais impartis et avec les moyens disponibles tout en respectant le budget prévu. Nous avons évalué le coût total de notre projet.

En définitive, une gestion adéquate garantira la bonne exécution du projet et assurera un pilotage efficace

Conclusion générale

Ce travail de fin d'études nous a offert l'opportunité d'appliquer l'ensemble de nos savoirs accumulés durant notre cursus, de perfectionner notre maîtrise des diverses techniques de calcul et d'analyse des structures en nous référant aux documents techniques et normatifs, et de souligner les principes fondamentaux à considérer lors de la conception des structures bâties.

Ce travail nous a permis de mieux saisir les phases nécessaires à l'examen d'un édifice en béton armé et de bien appréhender le comportement des divers composants d'une structure pour être en mesure d'appliquer les normes essentielles.

La modélisation 3D à l'aide de SAP2000 est une phase cruciale pour illustrer le comportement authentique de la structure et pour analyser les contraintes exercées sur les éléments structuraux. L'arrangement des voiles est essentiel pour fortifier la structure, et cet agencement doit être minutieusement réalisé afin d'éviter tout phénomène de torsion.

Cette approche a renforcé notre compétence à élaborer une structure capable de résister aux tremblements de terre.

En explorant les composants structuraux et secondaires, nous avons pu identifier les diverses contraintes imposées à notre structure sous l'effet d'un séisme. Ceci a été réalisé en suivant les normes et conditions du RPA 2024 et BAEL 91, nous permettant de parvenir à un ferrailage approprié qui respecte toutes les exigences.

A cause de l'importance des charges transmises par la structure au sol, nous avons choisi de considérer l'infrastructure comme un radier nervuré, offrant une répartition efficace des charges et assurant la stabilité de la structure.

Nous espérons que notre travail pourra bénéficier aux futures promotions d'étudiants et contribuer positivement au domaine du génie civil.

Références bibliographie :

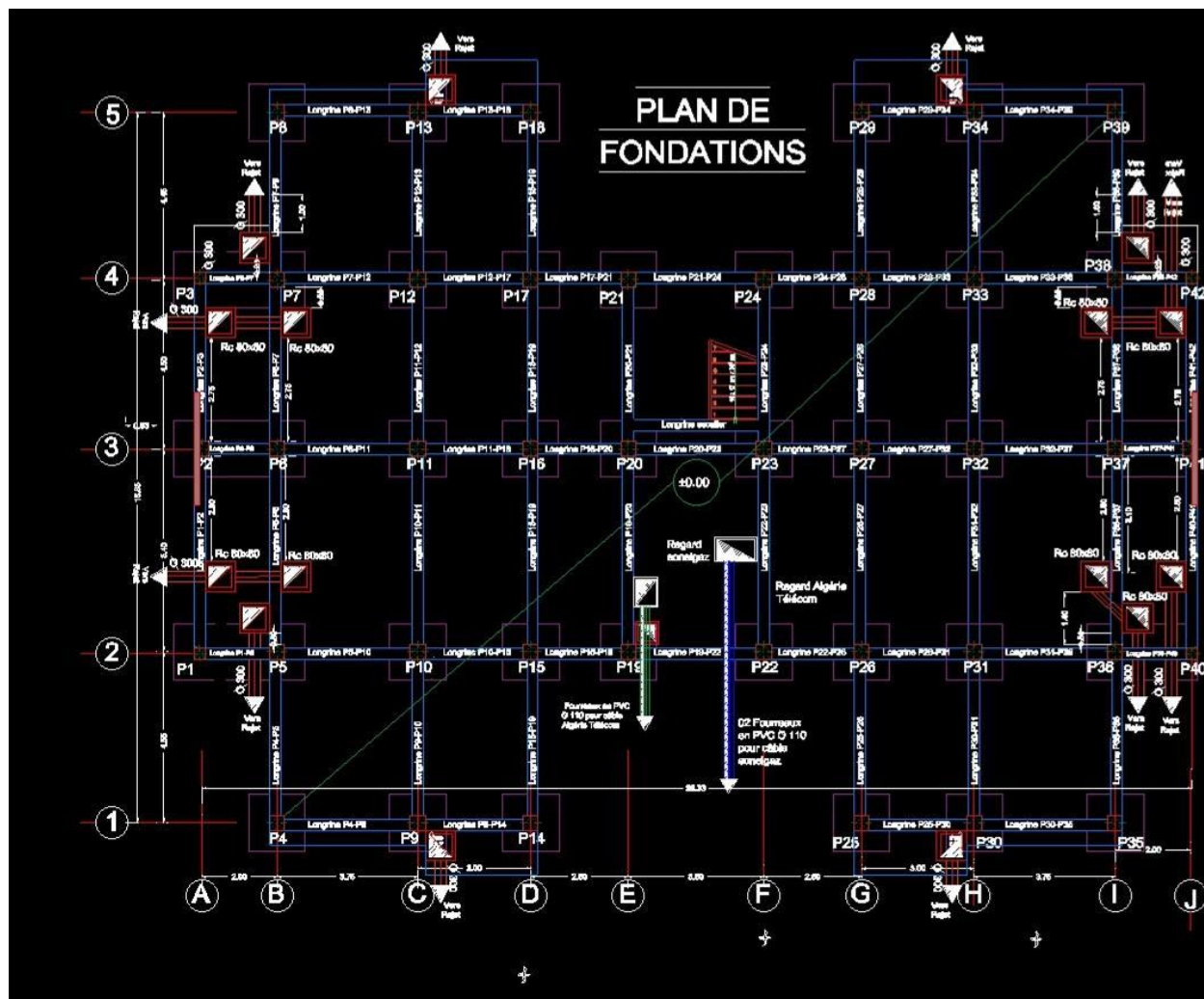
- [1]_ https://fr.wikipedia.org/wiki/Wilaya_de_Tlemcen
- [2]_ <https://fr.wikipedia.org/wiki/Chetouane>
- [3]_ https://fr.linkedin.com/posts/raoul-n-dry-0438b1322_la-dalle-%C3%A0-corps-creux-est-une-structure-activity-7274577361046499328-Dpf2
- [4]_ B. M. C. e. A. B. OMAR, L'isolation sismique dans une structure, 2023.
- [5]_ <http://dSPACE.univ-tiaret.dz/bitstream/123456789/11701/1/CH1%20F.pdf>
- [6]_ https://cdnmedia.mapei.com/docs/librariesprovider42/projects-documents-france/mapewrap-atec-2022-v2.pdf?sfvrsn=1dcea088_5
- [7]_ <https://dSPACE.univ-guelma.dz/jspui/bitstream/123456789/596/1/BETON%20ARME.pdf>
- [8]_ https://staff.univ-batna2.dz/sites/default/files/amrane_moussa/files/chapitre_1_les-planchers_cmm_2020.pdf
- [9]_ B. M. C. e. A. B. OMAR, L'isolation sismique dans une structure, 2023.
- [10]_ <https://www.civilmania.com/topic/29844-question-simple-hauteur-voile-entre-2-planchers/>
- [11]_ <https://www.facebook.com/omarrcherkaoui/posts/dalles-corps-creux-en-une-minute-%EF%B8%8Ftag-et-partagez-avec-vos-amis-les-dalles-corps/1210552737737450/>
- [12]_ https://coursexosup.blogspot.com/2015/04/les-planchers-et-lesterrasses-les_13.html
- [13]_ <https://www.flumroc.ch/fr/applications/cloisons/construction-massive-mur-a-double-paroi-isolation-intermediaire>
- [14]_ <https://maconnerie.bilp.fr/guide-general/part-1-generalites/materiel-materiaux/beton/constitution-repartition>
- [15]_ <https://www.allega.ch/fr/Profiles-Cornieres-a-ailes-egales-EN-755-9/29718>
- [16]_ B. Y. e. B. A. ELREZAK, ETUDE D'UN BATIMENT DE R+6 EN BÉTON, UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET, 2023.
- [17]_ G. Djefal Mohammed El-Hadi Anas et Kioun, Etude d'un bâtiment en béton armé, Université de Tlemcen, 2024.
- [18]_ <https://www.ilephysique.net/sujet-rdm-poutre-droite-263603.html>
- [19]_ <https://www.abeki.com/produits-pultrusion.htm>
- [20],[21] _ G. Djefal Mohammed El-Hadi Anas et Kioun, Etude d'un bâtiment en béton armé, Université de Tlemcen, 2024.
- [22]_ B. Y. e. B. A. ELREZAK, ETUDE D'UN BATIMENT DE R+6 EN BÉTON, UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET, 2023.
- [23]_ <https://f2school.com/wp-content/uploads/2020/01/Escalier-01.pdf>
- [24]_ <https://fr.freepik.com/photos-vecteurs-libre/escaliers-plan>

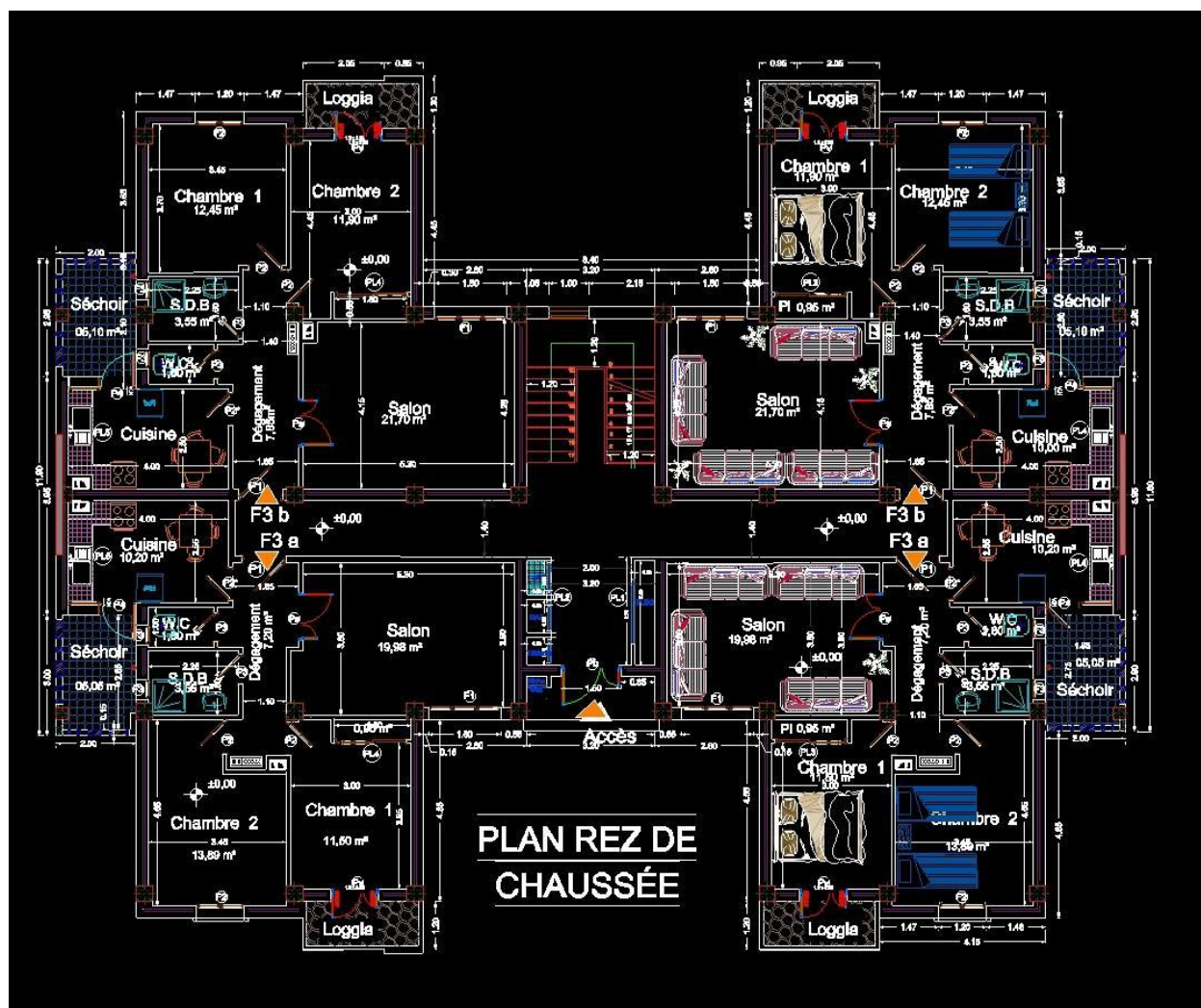
[25]_ G. N. e. G. Merwa, Etude technique et analyse statique non linéaire d'un bâtiment en béton armé, Université de Tlemcen, 2019.

[26]_ REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 2024, Alger: CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE, 2024.

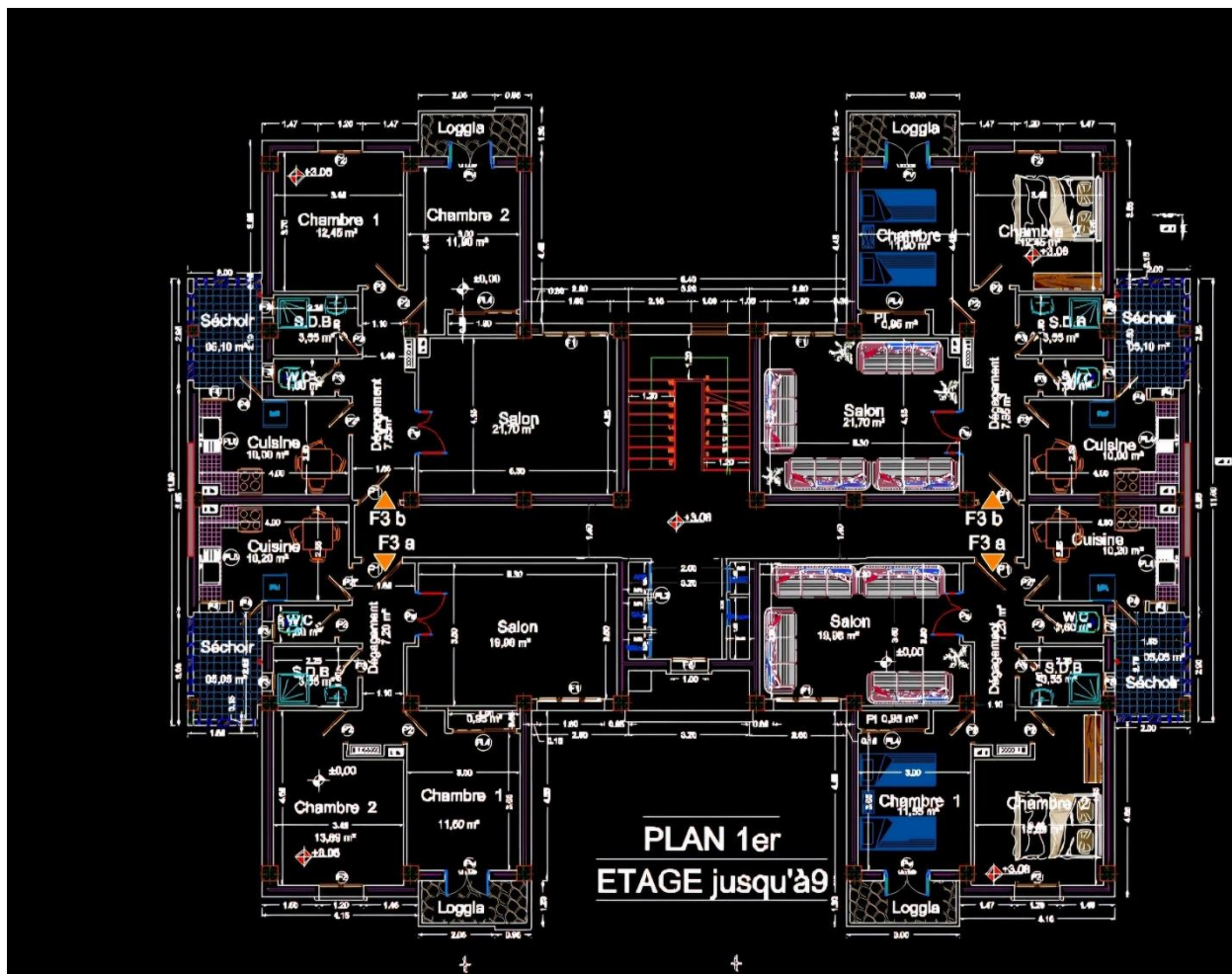
[27]REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCULDES STRUCTURES EN BETON ARME, CBA 1993.

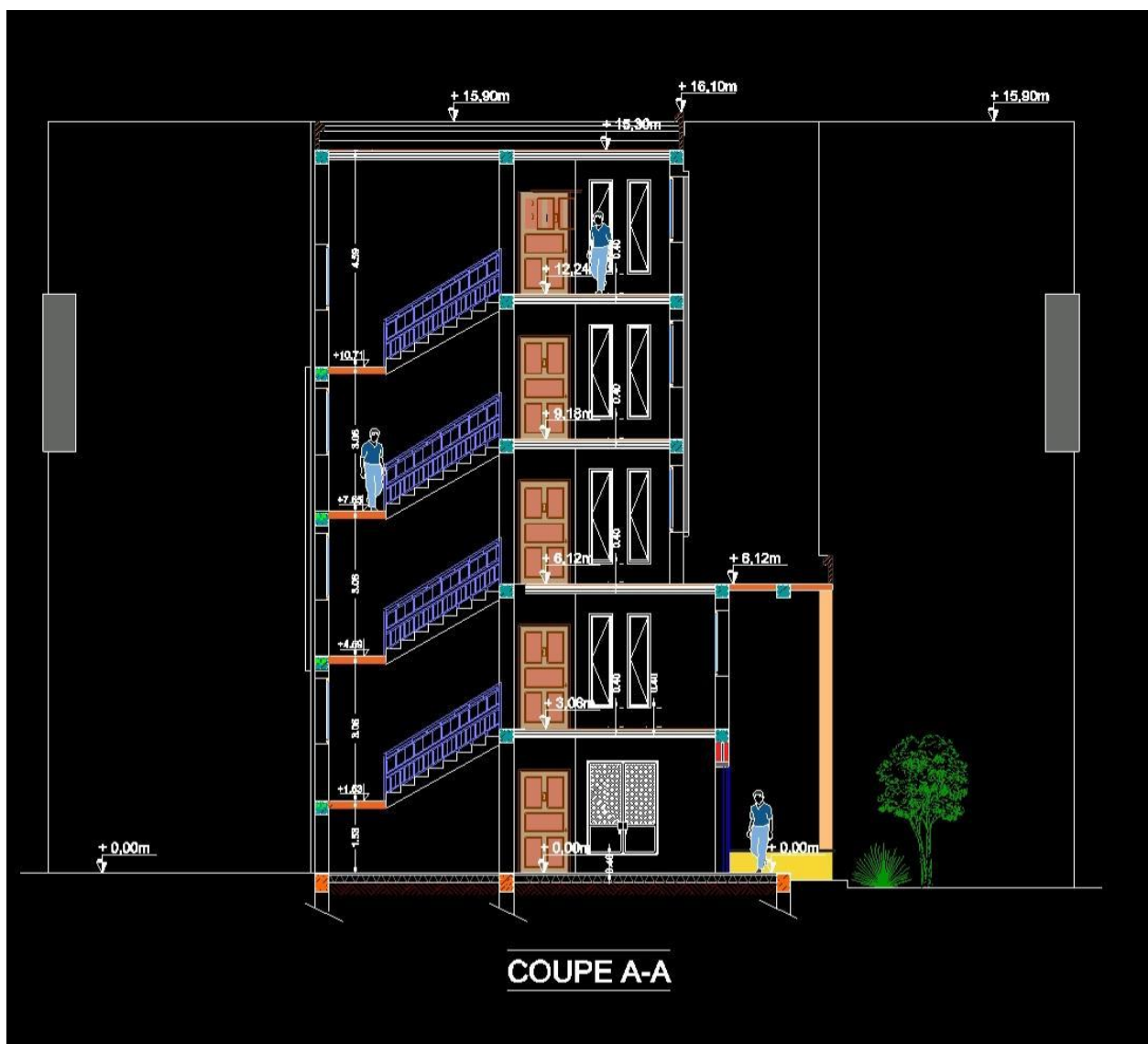
Annexe « A » : Les plans architecturaux



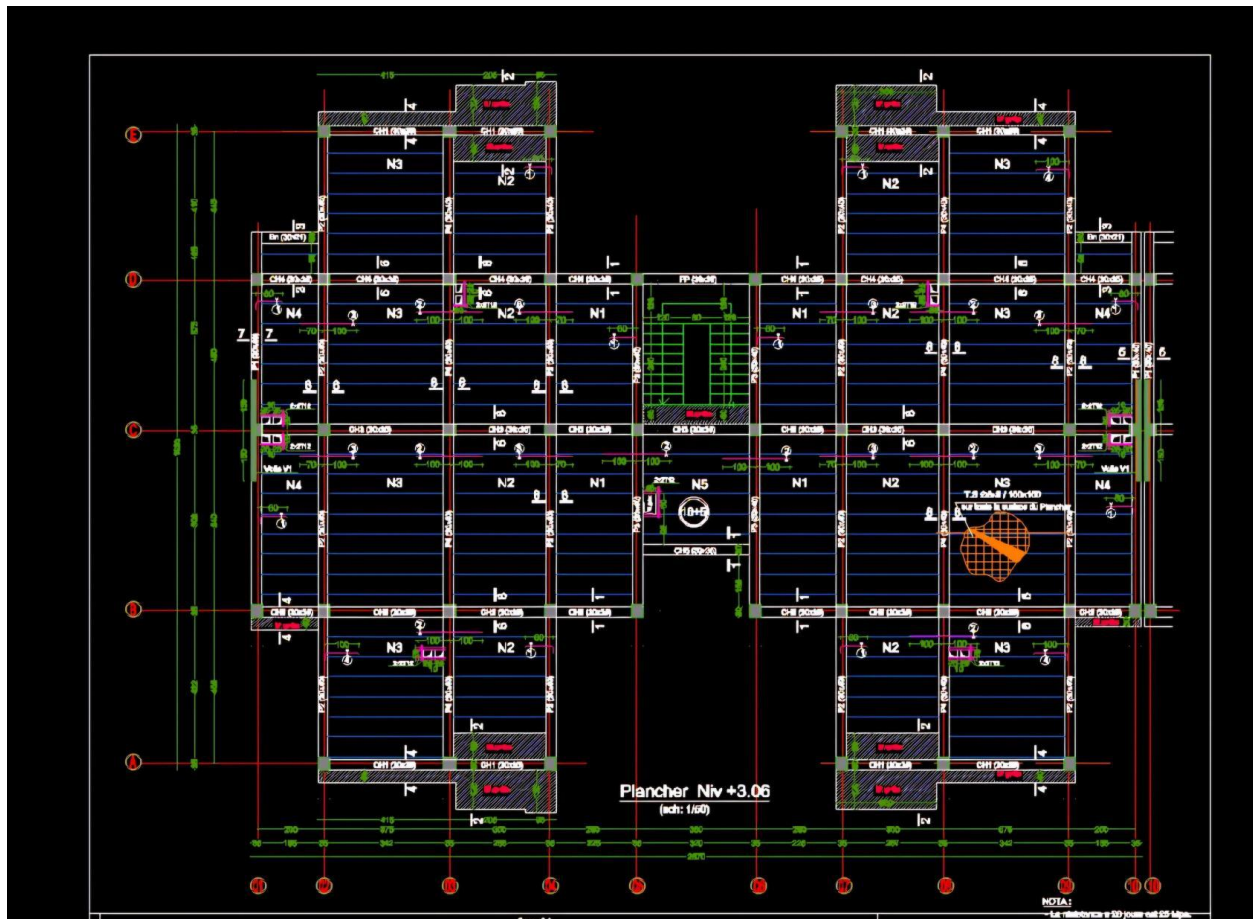


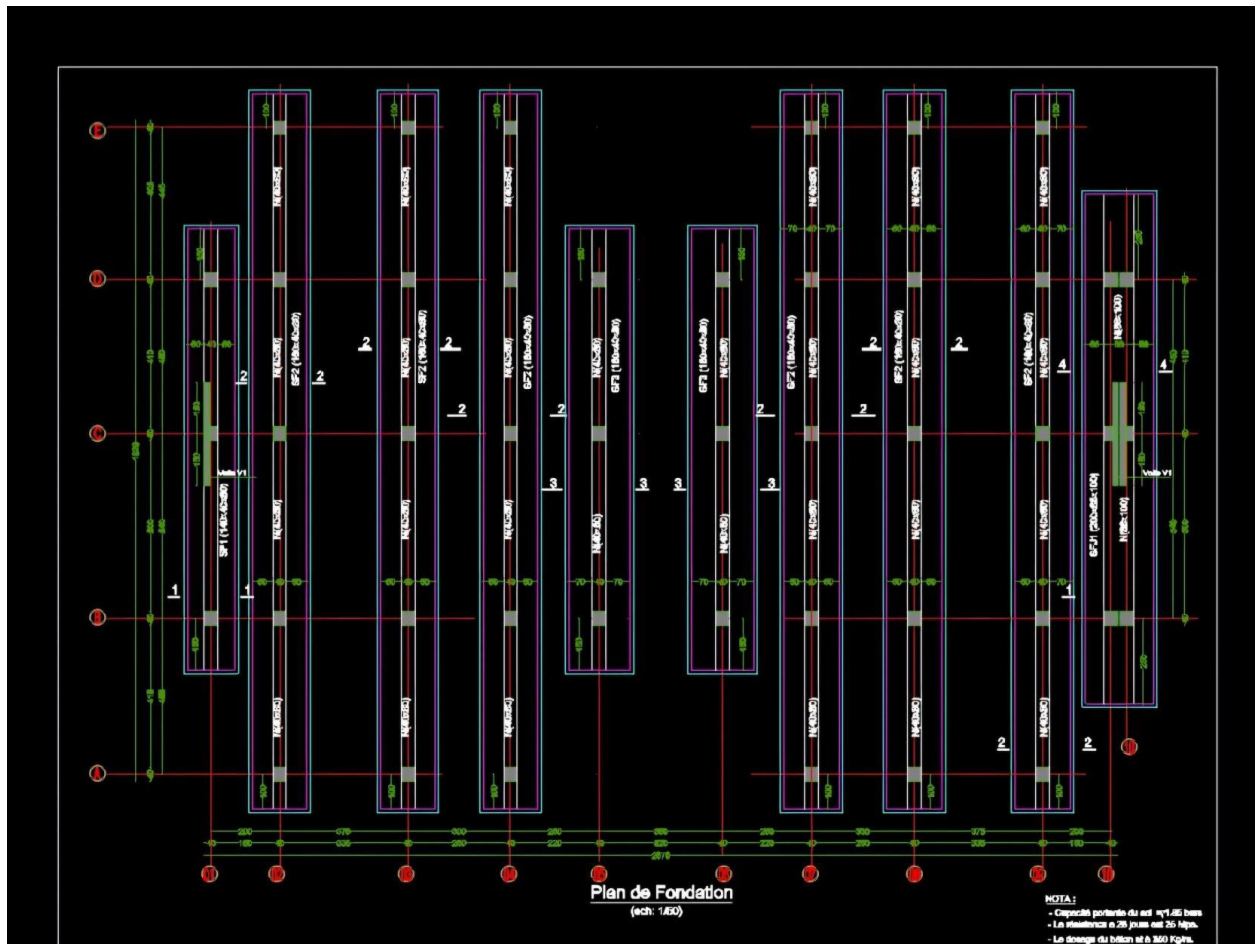
PLAN REZ DE
CHAUSSEE





Annexe « B » : Les plans de génie civil

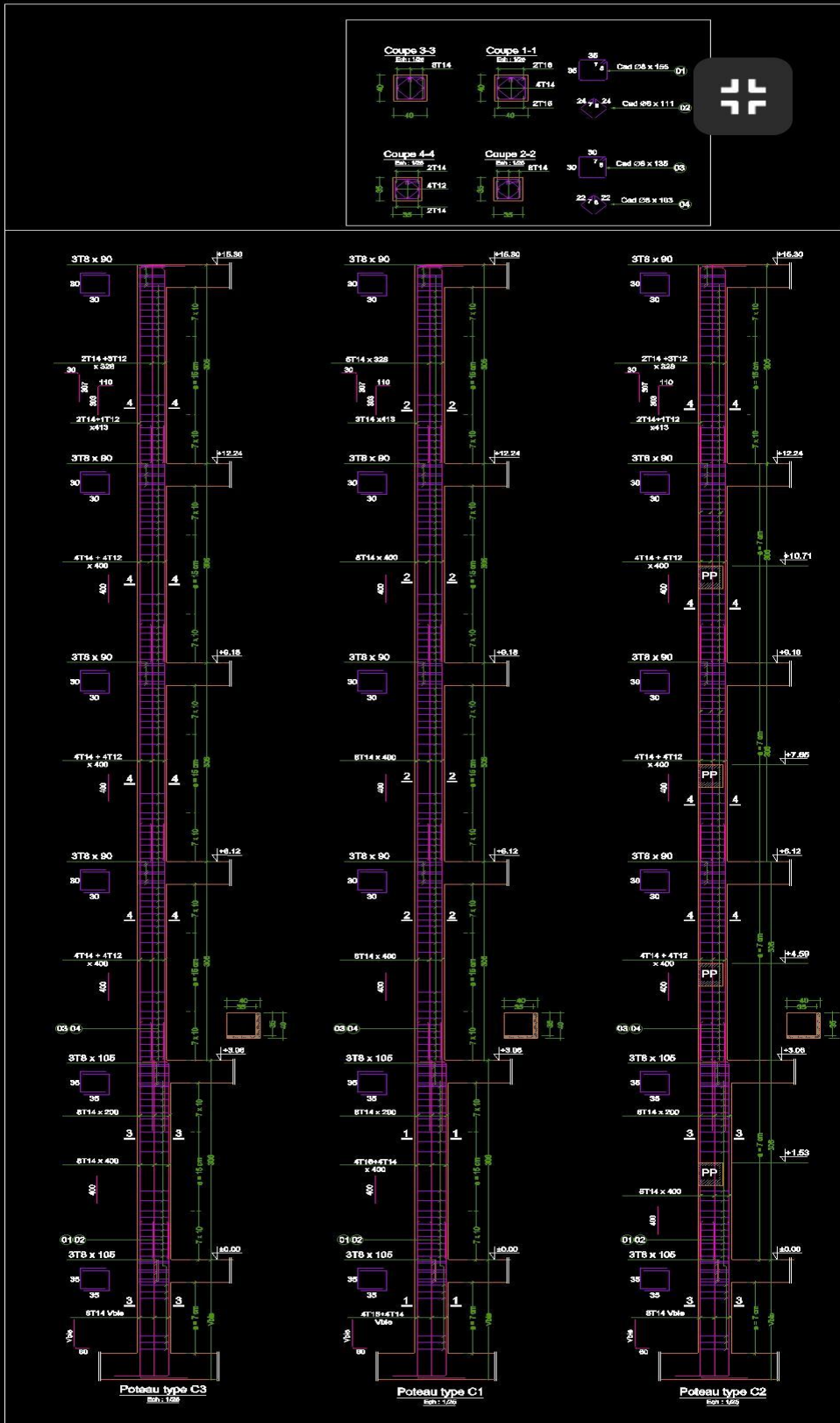




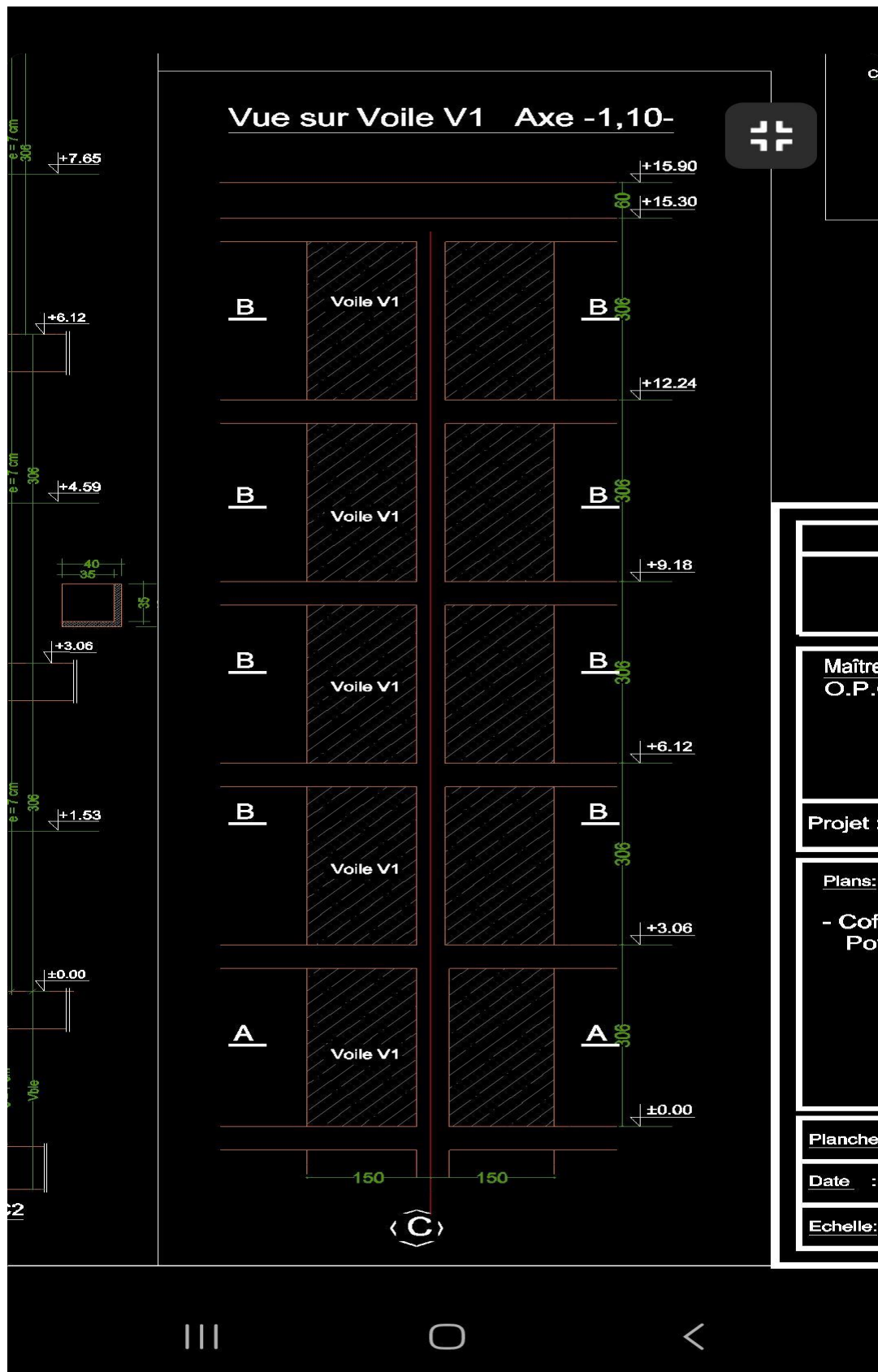
Semelle filante :



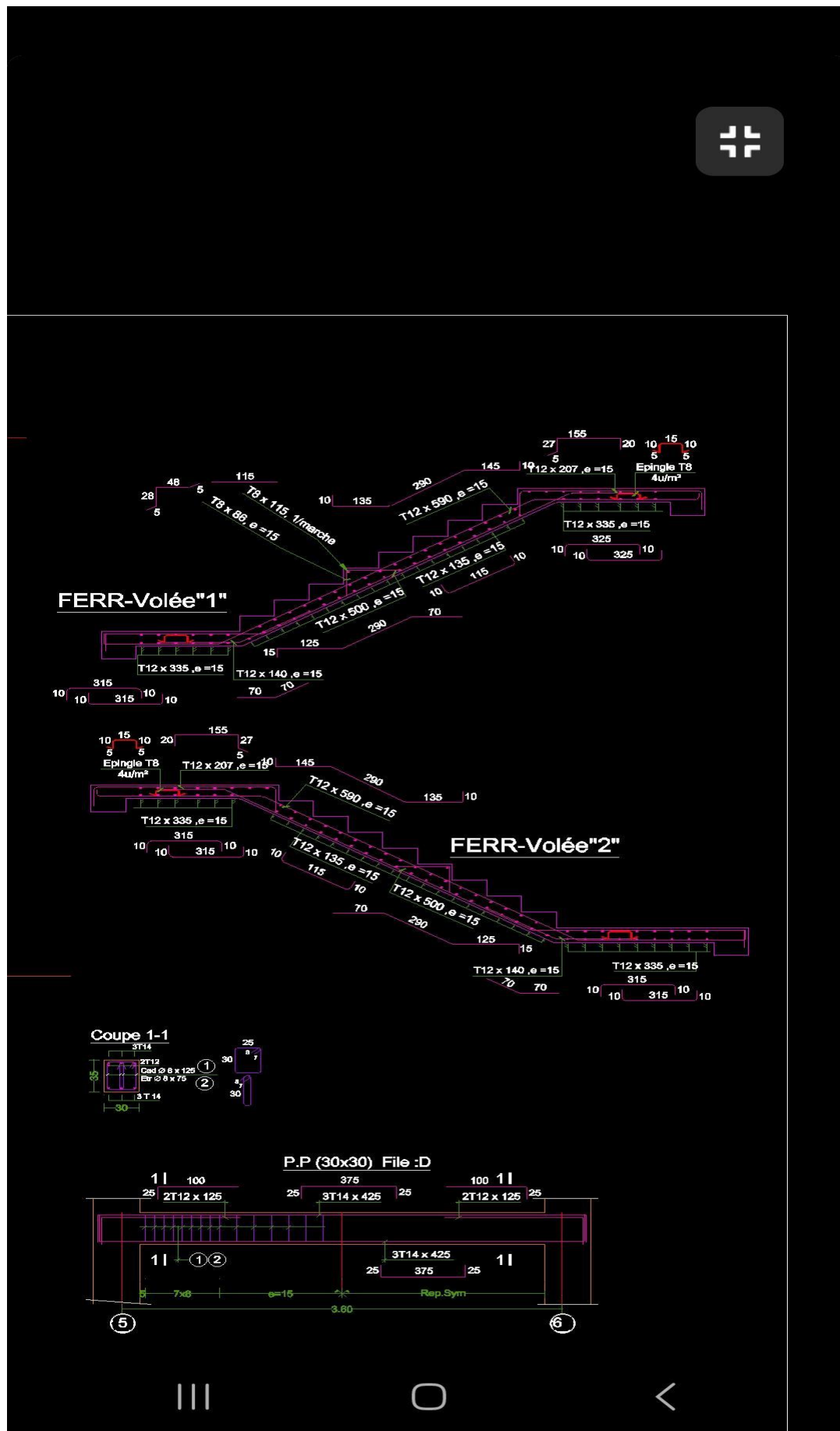
Les poteaux :



Les voiles :



Les escaliers :



⑤ Vue en Plan Niv: +3.06 a +15.306

