



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic Republic of Algeria

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية

Civil engineering department



Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE
MASTER ACADEMIQUE**

Thème

*Etude d'un bâtiment en béton armé (R + 5)
à usage Habitation*

Présenté par :

BENAMAR Mohamed mouhcine

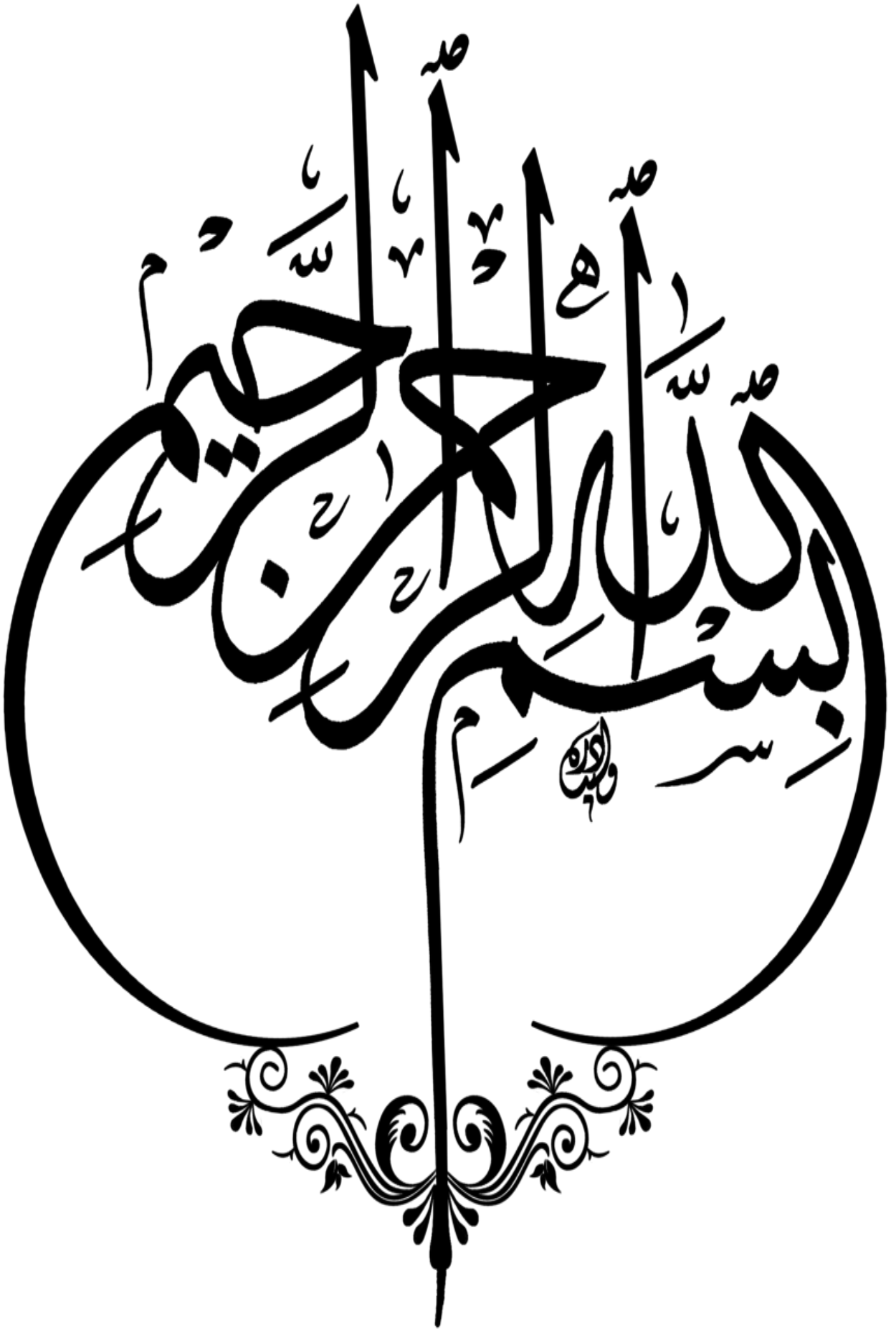
BELHAMITI Benaissa

Encadreur : M. REZIGUA AHMED

Président : M. ZERMATE Yacine

Examineur : M. AYAD TAYEB

Année Universitaire : 2024/2025



Remerciements

Au premier lieu, nous te néons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice **MONSIEU REZIGUA AHMED** pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet*

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribués à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Nos remerciements à notre famille et tous les amis(es), Sans oublier tous nos camarades de la promotion 2024/2025 pour leur aide, patience, compréhension et encouragement

Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude complète d'une structure qui contient de RDC et cinq 05 étages, à usage d'habitation.

La structure est implantée à la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

Dans le présent travail, nous avons abordé le Prédimensionnement des différents éléments, l'étude des planchers et éléments secondaires, l'étude dynamique réalisée par ROBOT (Version étude) et le ferrailage des différents éléments de la structure. Ceci en tenant compte des recommandations du BAEL91 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, RPA99 modifié2003, BAEL91modifié99.

Abstract

This project consisted in principle in the complete study of a structure which is content with a ground floor and five 05 floors, for residential use.

The structure is located in the wilaya of Mostaganem. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

In the current work, we have avoided the Pre-sizing of the different elements, planners and second elements, dynamically carried out by ROBOT (Study version) and of the different structural elements. This taking into account the recommendations of BAEL91 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

Keywords:

Building, Rein for cedconcrete, t, RPA99 modified 2003, BAEL91modified99.

ملخص

يتكون هذا المشروع بشكل أساسي من الدراسة الكاملة لهيكل يتكون من طابق أرضي وخمسة طوابق 05، للاستخدام السكني.

يقع الهيكل في ولاية مستغانم. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية IIa وفقاً لإصدار RPA99 2003. في هذا العمل، اقتربنا من الشد المسبق للعناصر المختلفة، ودراسة الأرضيات والعناصر الثانوية، والدراسة الديناميكية التي أجراها ROBOT (نسخة الدراسة) وتقوية العناصر المختلفة للهيكل. مع مراعاة توصيات BAEL91 ولوائح الزلازل الجزائرية RPA 99/2003.

الكلمات المفتاحية :

، العمارة ، الخرسانة المسلحة RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99 ،

TABLE DE MATERIAU

TABLE DE MATERIAU.....	1
LISTE DE FIGURE.....	7
LISTE DE TABLEAUX	1
LISTE DES SYMBOLES ET ABRIVIATIONS.....	1
INTRODUCTION GENERALE.....	3
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	1
I. INTRODUCTION	1
II. IMPLANTATION DE L’OUVRAGE.....	1
III. PRESENTATION DE L’OUVRAGE	1
IV. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L’OUVRAGE	2
A. Description technique de la structure.....	2
B. Voiles	2
C. Portiques	3
D. Structure secondaire.....	3
1. Planchers.....	3
2. Escaliers.....	4
3. Maçonnerie	4
4. Revêtement	5
5. Isolation	5
6. Acrotère	5
7. Fondation	5
E. Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
1. Caractéristiques mécaniques du béton	5
2. Résistance à la compression f_{cj}	6

3. Résistance à la traction f_{tj}	6
4. Contrainte limite de compression	6
5. Contrainte limite de cisaillement	7
5.1. Fissuration peu nuisible :	7
5.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :	7
5.3. Module d'élasticité	7
5.4. Caractéristiques mécaniques de l'acier.....	7
5.5. Limite élastique f_e	7
5.6. Contraintes limites de l'acier	7
5.7. Protection des armatures	8
Logiciels utilisés.....	8
Règlements utilisés	9
CONCLUSION.....	9
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT	10
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT	11
I. INTRODUCTION	11
II. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES	11
III. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES	11
IV. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES SECONDAIRES	12
V. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	12
A. Planchers à corps creux	12
B. Calcul des charges du plancher à corps creux	13
1. Plancher terrasse inaccessible	13
2. Plancher étage courant.....	14
C. Planchers de la dalle pleine	14
1. Condition de résistance à la flexion (BAEL 91) :	14
2. Condition d'isolation acoustique :	14
3. Condition de sécurité en matière d'incendie :	14
VI. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	15
A. Dimensionnement du poteau le plus sollicité	15
VII. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES	18

VIII. PREDIMENSIONEMENT DE L'ACROTÈRE	19
IX. PREDIMENSIONEMENT DES BALCONS.....	20
X. PREDIMENSIONEMENT DES ESCALIERS.....	20
XI. CONCLUSION.....	22

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS.....23

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS24

I. PLANCHER A CORPS CREUX.....	24
A. Types de poutrelles	24
B. Choix de la méthode de calcul.....	24
C. Application de la méthode forfaitaire.....	25
D. Ferrailage de la poutrelle.....	25
E. Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle	26
1. Vérification de l'étendue de la zone comprimée :	26
2. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :.....	26
3. Détermination des armatures :	26
4. Condition de non fragilité : [BAEL 91] :	27
5. Choix des armatures :	27
6. Calcul des armatures transversales :.....	27
7. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :.....	27
8. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures :	27
9. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :	28
10. Diamètre des armatures transversales [BAEL 91] :	28
11. Espacement des armatures transversales :	28
F. Ferrailage de la dalle de compression	28
1. Armature perpendiculaire aux poutrelles	29
2. Armature parallèle aux poutrelles	29

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX31

I. BALCON	32
-----------------	----

A. Détermination des efforts	32
B. Ferrailage de la dalle du balcon	32
II. ÉTUDE DE L'ACROTERE	33
A. Évaluation des sollicitations de calcul	34
B. Ferrailage de l'acrotère.....	35
III. ESCALIERS	37
A. Combinaisons de charges	38
B. Calcul des sollicitations des escaliers.....	38
C. Calcule de ferrailage de l'escalier	40
IV. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :.....	41
A. Pré dimensionnement :.....	42
1. Critère de rigidité : selon le BAEL91 les dimensions de la poutre palière sont :.....	42
2. Vérification selon le RPA99V2003 :	42
V. CONCLUSION	46
CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE.....	47

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE	48
I. INTRODUCTION	48
II. ÉTUDE DYNAMIQUE.....	48
A. Objectif de l'étude	48
B. Présentation du Logiciel Robot structural Analysis.....	48
C. Modélisation de la structure.....	49
D. Résultats de la modélisation numérique.....	51
III. VERIFICATIONS DE LA STRUCTURE SELON LES RECOMMANDATIONS DU RPA 99 VERSION 2003	53
A. Vérification de la période	53
B. Vérification du taux de participation modale	53
C. Vérification des déformations.....	54
D. Vérification de l'effet P- δ	54
E. Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement	55
IV. CONCLUSION	56

CHAPITRE VI :	57
----------------------------	-----------

ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX	57
--	-----------

CHAPITRE VI : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX	58
--	-----------

I. INTRODUCTION	58
II. ETUDE DES POUTRES	58
A. Recommandations pour les poutres selon le RPA99version 2003	58
B. Ferrailage des poutres.....	58
C. Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre.....	60
III. ETUDE DES POTEAUX.....	61
A. Recommandations pour les poteaux selon le RPA 99 version 2003	61
B. Ferrailage des poteaux.....	62
C. Exemple de calcul du ferrailage d'un poteau	64
IV. ETUDE DES VOILES	66
A. Procédure de ferrailage	66
B. Recommandations pour les voiles selon le RPA 99 version 2003.....	68
C. Ferrailage des voiles.....	69
D. Exemple de calcul du ferrailage d'un voile	73

CHAPITRE VII : ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE	75
--	-----------

CHAPITRE VII : ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE	76
--	-----------

I. INTRODUCTION :	76
II. ETUDE DU MUR VOILE PERIPHERIQUE :	76
III. EPAISSEUR DU MUR :	76
A. Calcul de la poussée des terres :	77
B. Calcul des sollicitations :	77
C. Calcul des moments :	78
IV. CALCUL DU FERRAILLAGE :	78
V. GENERALITE :	81
VI. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :	81
A. Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles :	82

VII. ETUDE DU RADIER :	83
A. Prédimensionnement du radier :	83
1. Calcul de surface minimale du radier :	83
2. Prédimensionnement de la dalle :	83
3. Calcul du débordement D :	84
4. Pré dimensionnement de la nervure :	84
B. Vérification au poinçonnement :	85
D. Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :	86
E. Caractéristiques géométriques du radier :	86
A. Calcul des inerties et du centre de gravité du radier :	86
B. Vérification de la stabilité du radier :	88
1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :	89
2. Vérification de la stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$:	89
3. Vérification de la compression sous $(G+Q+E)$:	89
VIII. FERRAILLAGE DU RADIER :	90
A. Méthode de calcul :	90
B. Ferrailage de panneau le plus sollicité :	91
C. Calcul des valeurs de μ_x et μ_y :	91
D. Calcul des sections d'armatures :	92
4. Vérification au cisaillement :	92
IX. ETUDE DE DEBORD DU RADIER :	92
X. FERRAILLAGE DE LA NERVURE :	93
CONCLUSION.....	97
CONCLUSION.....	98
ANNEXES	99
ANNEXE.....	100
BIBLIOGRAPHIE	101

LISTE DE FIGURE

FIGURE 1. IMPLANTATION DU BATIMENT (SOURCE : GOOGLE EARTH)	1
FIGURE 2: PLAN DE RDC ET DES ETAGES COURANTES	1
FIGURE 3 : VUE DE LA FAÇADE PRINCIPALE DU BATIMENT.	2
FIGURE 4 : DALLE A CORPS CREUX	3
FIGURE 5 : PLANCHER A DALLE PLEINE	4
FIGURE 6 : COMPOSANTS D'UN ESCALIER	4
FIGURE 8 : SECTION TRANSVERSALE DE LA POUTRE PRINCIPALE.....	12
FIGURE 9 : SECTION TRANSVERSALE DE LA POUTRE SECONDAIRE	12
FIGURE 10 : SCHEMA D'UNE DALLE A CORPS CREUX	13
FIGURE 11 : SECTION AFFERENTE DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE.....	15
FIGURE 12 : SECTION REDUITE DU POTEAU.....	16
FIGURE 13 : COUPE EN ELEVATION D'UN VOILE	19
FIGURE 14 : SECTION TRANSVERSALE DE L'ACROTERE.....	19
FIGURE 15 : ELEMENTS COMPOSANTS D'UN ESCALIER	20
FIGURE 16 : SCHEMA TYPE D'UN ESCALIER A 2 VOLEES.....	21
FIGURE17 : DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES	24

FIGURE 18 : SECTION TRANSVERSALE DE FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE	25
FIGURE 19 : SECTION DE FERRAILLAGE	26
FIGURE 20 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION ...	29
FIGURE 21 : FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE	30
CHAPITRE 22 : COUPE PLANCHER ETAGE COURANT.	30
FIGURE 23 : SCHEMAS STATIQUES EN ELU ET EN ELS DU BALCON	32
FIGURE 24 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU BALCON	33
FIGURE 25 : COUPE TRANSVERSALE DE L'ACROTERE	34
FIGURE 26 : SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE	35
FIGURE 27 : FERRAILLAGE DE L'ACROTERE	37
FIGURE 28 : SCHEMAS STATIQUES DES TROIS VOLEES DE L'ESCALIER	38
FIGURE 29 : DIAGRAMMES DE M ET T DE L'ESCALIER DE L'ETAGE COURENT EN ELU	39
FIGURE 30 : DIAGRAMMES DE M ET T DE L'ESCALIER DE L'ETAGE COURENT EN ELS	39
FIGURE 31 : FERRAILLAGE DE L'ESCALIER	41
FIGURE 32 : SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE	41
FIGURE 33 : MODELE 3D DE LA STRUCTURE	50

FIGURE 34 : COUPE EN PLAN DE LA DEPOSITIONS DES VOILES	51
FIGURE 35. CROQUIS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE	60
FIGURE 36. CROQUIS DU FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE	60
FIGURE 37 : SECTION DE FERRAILLAGE DU POTEAU.....	63
FIGURE 38 : CROQUIS DU FERRAILLAGE DES POTEAUX	64
FIGURE 39 : SCHEMA D'UN VOILE	67
FIGURE 41 : SECTION DU FERRAILLAGE DU VOILE	69
FIGURE 42 : CROQUIS DU FERRAILLAGE DES VOILES	72
FIGURE 43 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES DE LA SPT	73
FIGURE 44 : SCHEMA STATIQUE D'UN VOILE PERIPHERIQUE.....	77
FIGURE 45 : SCHEMA DU RADIER NERVURE.	83
FIGURE 46 : DIMENSIONNEMENT DU FEUILLET MOYEN.....	85
TABLEAU 45 : FERRAILLAGE DES NERVURES SUIVANT LES DEUX SENS.....	94
FIGURE 48 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES SENS XX	96
FIGURE 49 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES SENS YY.	96

LISTE DE TABLEAUX

TABLEAU 1. NUANCES ET LIMITES D'ELASTICITE DES ACIERS	7
TABLEAU 2. CHARGES DU PLANCHER TERRASSE	13
TABLEAU 3. CHARGES DU PLANCHER D'ETAGE COURANT.....	14
TABLEAU 5. DEGRESSION VERTICALE DES SURCHARGES D'EXPLOITATION	17
TABLEAU 6. FEUILLE D'EXCEL DE CALCUL DU PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	18
TABLEAU 7. CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX	18
TABLEAU 8. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES	19
TABLEAU 9. CHARGES DE LA DALLE PLEINE DU BALCON	20
TABLEAU 10. CARACTERISTIQUES DES ESCALIERS SELON LE NIVEAU	21
TABLEAU 11. CHARGES DE LA DALLE PLEINE DU PALIER	22
TABLEAU 12. CHARGES DE LA DALLE PLEINE DE LA PAILLASSE.....	22
TABLEAU 13. MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS MAXIMUMS DE CHAQUE TYPE DE POUTRELLE.....	25
TABLEAU 14. MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS MAXIMUMS DU FERRAILLAGE	25
TABLEAU 15. CHOIX ADOPTE POUR LE FERRAILLAGE DES POUTRELLES ...	26

TABLEAU 16 : ELEMENTS DE REDUCTION (M , T) DU BALCON.....	32
TABLEAU 17. CHARGES D'ACROTERE.....	34
TABLEAU 18. SOLLICITATIONS DE CALCUL DE L'ACROTERE	35
TABLEAU 19. VALEURS DE X ET Y DES VOLEES D'ESCALIER.....	38
TABLEAU 20. M_{MAX} EN APPUI ET EN TRAVEE ET T_{MAX} DE L'ESCALIER DE L'ETAGE COURENT EN ELU	40
TABLEAU 21. M_{MAX} EN APPUI ET EN TRAVEE ET T_{MAX} DE L'ESCALIER DU L'ETAGE COURENT EN ELS	40
TABLEAU 22. TABLEAU DU FERRAILLAGE DES ESCALIERS	41
TABLEAU 23. VALEURS DES PENALITES Pq	52
TABLEAU 24. COMPARAISON ENTRE LA PERIODE DYNAMIQUE ET LA PERIODE EMPIRIQUE.....	53
TABLEAU 25. TAUX DE PARTICIPATION MODALE.....	54
TABLEAU 26. VERIFICATION DE DEFORMATION.....	54
TABLEAU 27 : VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ SENS XX.....	55
TABLEAU 28 : VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ SENS YY.....	55
TABLEAU 29 : TAUX DES CHARGES VERTICALES PORTEES PAR LES VOILES	56
TABLEAU 30 : TAUX DES CHARGES VERTICALES PORTEES PAR LES POTEAUX.....	56

TABLEAU 31. SOLLICITATIONS DE CALCUL MAXIMALES DES POUTRES.....	59
TABLEAU 32. TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES.	59
TABLEAU 33. LE TABLEAU DE SOLLICITATION DE CHAQUE POTEAU	63
TABLEAU 34. TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES.	64
TABLEAU 35. EFFORTS DE REDUCTION LES PLUS DEFAVORABLES AGISSANTS SUR LES VOILES.....	69
TABLEAU 36 : TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL	70
TABLEAU 37 : TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL	70
TABLEAU 38 : DETERMINATION DES MOMENTS FLECHISSANT EN APPUIS ET EN TRAVEE.	78
TABLEAU 39. EVALUATION DES SECTIONS D'ARMATURES LONGITUDINALES DU VOILE PERIPHERIQUE.	81
TABLEAU 40. LES SURFACES DES SEMELLES ISOLEES REVENANTES A CHAQUE POTEAU.	82
TABLEAU 41. LES SURFACES DES SEMELLES REVENANTES A CHAQUE VOILE.	82
TABLEAU 42 : RESULTATS DE CALCUL DE LA STABILITE DU RADIER.....	89
TABLEAU 43 : RESULTATS DES CALCULS.....	90
TABLEAU 44 : TABLEAU DE FERRAILLAGE DU RADIER.....	92

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

•A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

- As : Aire d'une section d'acier.
- At : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures.
- α : Angle de frottement.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
- r_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- r : Contrainte tangentielle.
- T : L'effort de traction.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- ε : Déformation relative.
- E.L.U : État limite ultime.
- E.L.S : État limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- V : Effort tranchant.
- T : Période.
- St : Espacement.
- λ : Élançement.
- e : Épaisseur.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.

- f : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- LF : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- MT : Moment en travée.
- Ma : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- I : Moment d'inertie
- F_i : Flèche due aux charges instantanées.
- F_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{Fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{Fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- α : élancement d'un panneau de dalle.
- η : Coefficients de fissuration.
- θ : Coefficient d'application de charge.
- a : l'épaisseur de voile.
- h_e : hauteur libre d'étage.
- u : Coefficient de Poisson.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours le souci primordial de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été le sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure adéquate et la mieux adaptée parmi celles qui existent.

La construction est l'ensemble des techniques qui permettent de bâtir un refuge pour l'homme et qui nécessite un bon aménagement. Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leurs coûts et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques et les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol. Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment Rez-de-chaussée avec cinq étages à usage habitation (R+5) contreventé par des murs voiles, implantée dans la wilaya d'MOSTAGANEM qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa selon le RPA 99 version 2003)

L'objectif de ce travail sera exprimé par un critère qualitatif, fixé d'avance et qu'on cherchera à atteindre. C'est à dire, mener une étude de Prédimensionnement d'une structure de ce type, par le calcul de ses éléments porteurs et non porteurs entrant dans la réponse comportementale du bâtiment.

**CHAPITRE I :
PRESENTATION DU
PROJET ET
CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX**

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de présenter une vue d'ensemble de l'ouvrage, en décrivant ses caractéristiques ainsi que ses éléments constitutifs et en fournissant des informations détaillées sur leurs propriétés mécaniques respectives.

II. Implantation de l'ouvrage

Le projet s'intitule dans la ville d'Mostaganem classée comme zone de moyenne sismicité IIa selon le RPA 99 version 2003 et contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{bc}} = 2,0 \text{ bars}$. (Figure 1).

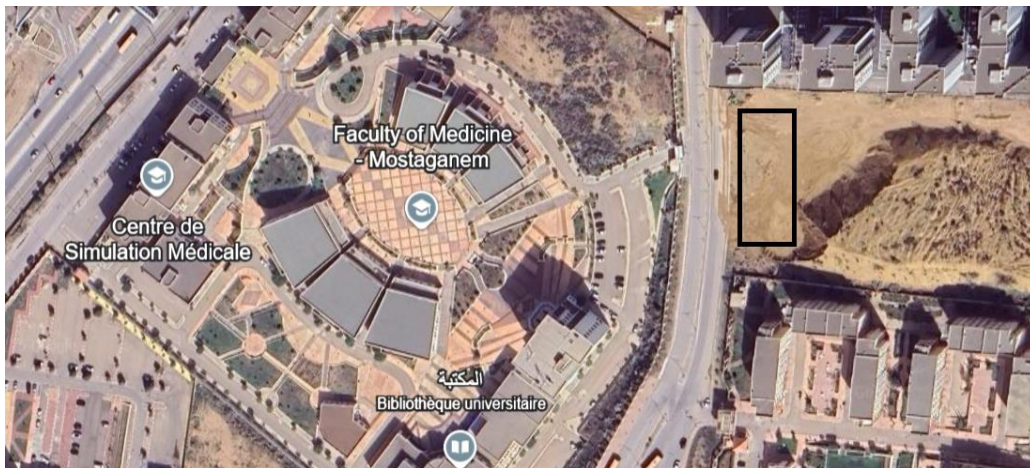


Figure 1. Implantation du bâtiment (Source : Google Earth)

III. Présentation de l'ouvrage

(Figure 2)

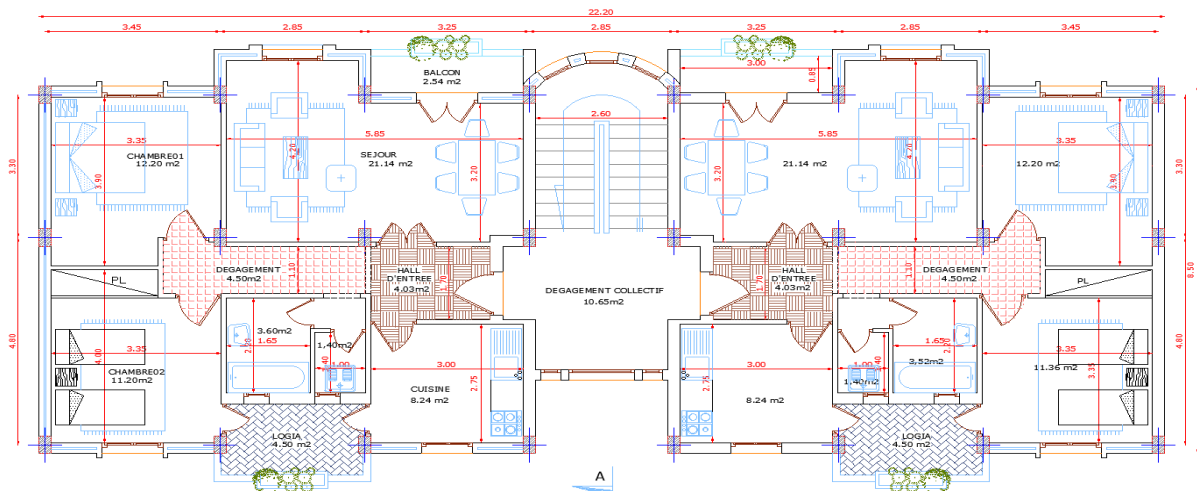


Figure 1: Plan de RDC et des étages courantes



Figure 3 : Vue de la façade principale du bâtiment.

- Largeur en plan 11,13m.
- La longueur en plan 22,40m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 18,36m.
- Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère) 18,96m.
- Hauteur de RDC 3,06m
- Hauteur d'étage courant 3,06m

IV. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

A. Description technique de la structure

Structure principale

Les normes parasismiques algériennes, RPA 99 version 2003, recommandent une combinaison de voiles et portiques pour les structures des bâtiments dépassant 14 mètres de hauteur ou quatre niveaux en zone IIa.

B. Voiles

Les voiles sont des composants verticaux en béton armé qui sont placés dans les directions transversale et longitudinale. Ils remplissent deux fonctions principales :

- Le transfert des charges verticales pour assurer la fonction porteuse.

- La résistance aux charges horizontales pour assurer la fonction de contreventement et garantir la stabilité de la structure

C. Portiques

Les portiques en béton armé sont composés de poteaux et de poutre set ils doivent être positionnés de manière à remplir les fonctions suivantes :

- Supporter les charges et les surcharges verticales.
- Transférer directement les efforts aux fondations.

D. Structure secondaire

1. Planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent deux niveaux successifs d'un bâtiment. Ils sont conçus pour supporter les charges et surcharges d'exploitation tout en répondant aux exigences d'isolation thermique et acoustique. De plus, ils permettent le passage des différentes gaines et conduites telles que l'eau, le chauffage, l'électricité, etc.

Dans notre structure, il existe deux types de planchers à savoir, les planchers en corps creux et les planchers en dalle pleine :

Le plancher en corps creux est supporté par des poutrelles (solives) disposées parallèlement à la petite portée des travées, sur lesquelles on pose les corps creux (hourdis). (Figure 4)

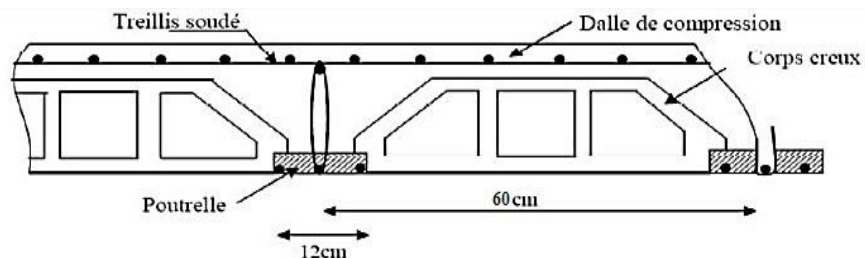


Figure 4 : Dalle à corps creux

Les planchers à dalle pleine (Figure 5) sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Les balcons de notre structure sont également réalisés en dalle pleine.

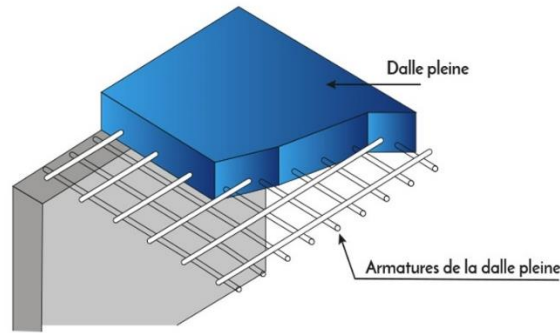


Figure 5 : Plancher à dalle pleine

2. Escaliers

Les escaliers (Figure 6) sont des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre dans notre structure. Pour cela, une cage d'escaliers en béton armé est réalisée, avec du béton coulé sur place.

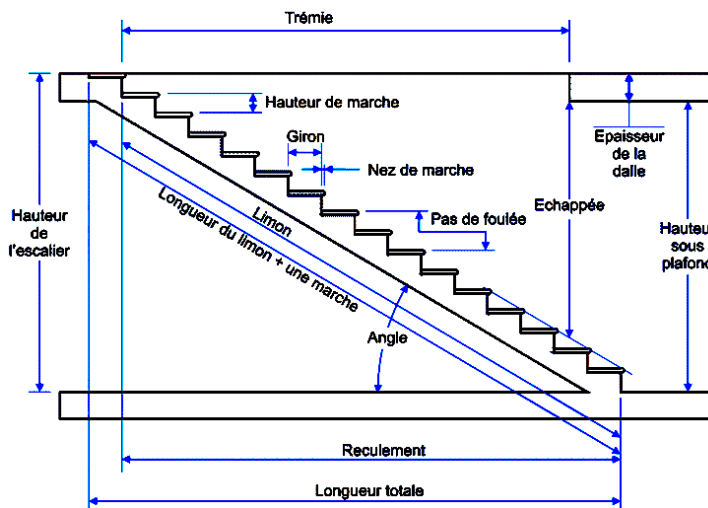


Figure 6 : Composants d'un escalier

3. Maçonnerie

Les cloisons intérieures sont construites à partir de briques creuses d'une épaisseur de 10 à 15 cm, tandis que les murs extérieurs sont constitués de briques creuses en double paroi de 30 cm (15+5+10). (Figure 7)

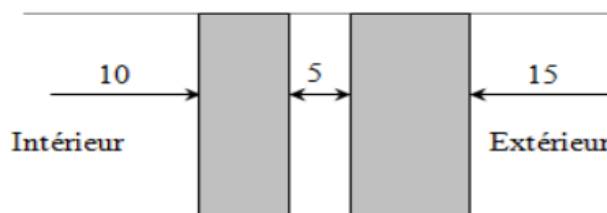


Figure 7 : Murs intérieurs et extérieurs

4. Revêtement

- Les planchers et escaliers seront recouverts de carrelage.
- Les salles d'eau et cuisines seront équipées de revêtements en céramique.
- Les murs de façade et les cages d'escaliers seront enduits de ciment.
- Les cloisons intérieures et les plafonds seront réalisés en plâtre.

5. Isolation

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs et l'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour le plancher terrasse.

6. Acrotère

Dans notre bâtiment, la terrasse est inaccessible et elle entourée par un acrotère, ce dernier est un muret indispensable à la réalisation d'une étanchéité de toiture plate ou à faible pente.

7. Fondation

Les fondations sont des éléments en béton armé qui ont pour fonction de transférer au sol les charges provenant des différents éléments de la structure tels que les poteaux, les murs ou encore les voiles. Les fondations peuvent transmettre les charges au sol de deux manières différentes : soit directement, dans le cas des semelles filantes ou du radier général, soit par l'intermédiaire d'organes, dans le cas des semelles reposant sur pieux.

On choisit le type de fondation à utiliser en fonction des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, en prenant en compte la résistance et le tassement. Il y a trois types de fondations possibles :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

E. Caractéristiques mécaniques des matériaux

1. Caractéristiques mécaniques du béton

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages s'en béton armé (BAEL) et le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Une bonne résistance au feu.

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues. Cette association est efficace car l'acier adhère au béton, ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.

2. Résistance à la compression f_{cj}

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à "j" jours d'âge est déterminée à partir de ses sais aux laboratoires sur des éprouvettes $16 \times 32 \text{ cm}^2$.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . D'après l'article A.2.1.11 du BAEL91, pour les calculs en phase de réalisation, les valeurs adoptées à "j" jours sont données par les formules suivantes :

- Si $J < 28$
- $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$ $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$ $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$
- Si $J > 28$
- $f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$

Pour l'étude de notre projet, on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

3. Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge "j" jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa.}$$

4. Contrainte limite de compression

La contrainte admissible de compression à la l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$

Avec $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{pour les cas courants (ELU).} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

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

5. Contrainte limite de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

5.1. Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$$

5.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

5.3. Module d'élasticité

Le module de déformation longitudinal du béton est donné par les formules suivantes :

- Module instantané : $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$
- Module différé : $E_{iv} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,90 \text{ MPa}$

5.4. Caractéristiques mécaniques de l'acier

- L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :
- Aciers doux ou mi-durs avec 0.15% à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25% à 0.40% de carbone.

5.5. Limite élastique f_e

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes pour d'acier de ferrailage sont données par le Tableau 1 suivant :

Tableau 1. Nuances et limites d'élasticité des aciers

Type d'acier	Nuances	f_e (MPa)
Barres HA	FeE400	400

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à 2.10^5 MPa .

5.6. Contraintes limites de l'acier

- **Etat limite ultime (ELU)**

Si $\varepsilon_s < \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par une droite d'équation : $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

Si $\varepsilon_s \geq \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par l'horizontale d'ordonnée : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

ε_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10‰.

E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier, $E_s = 200000$ MPa

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348$ MPa (Situation durable et transitoire).

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$ MPa (Situations accidentelles).

- **Etat limite de service**

La contrainte de traction des armatures est limitée selon le type de la fissuration par :

- Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est pas limitée, alors aucune vérification n'est requise pour les aciers.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$; [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$; [MPa]

η : Coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{pour l'acier rond lisse (RL)} \\ 1,6 & \rightarrow \text{pour l'acier haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

5.7. Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- 3 cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- 1 cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Logiciels utilisés

Les logiciels utilisés durant notre travail sont :

- Logiciel Robot Structural Analysis Professional 2022 (License étudiant).
- AutoCAD 2025 (License étudiant).
- Expert BA 2010 (Robot Expert).
- RDM6.
- Office 2016.

Règlements utilisés

- Règles parasismiques Algériennes : RPA99 version 2003.
- Règles de calcul du béton armé aux états limites : BAEL 91.
- Document technique réglementaire : DTR B.C. 2.2.
- Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles : DTR-BE 1.31.

Conclusion

Ce premier chapitre a été consacré à une présentation de la structure étudiée en précisant son implantation, sa conception, sa typologie et son système constructif. D'autre part, un aperçu a été donné sur les matériaux constitutifs du projet (béton et acier) et les logiciels et les règlements utilisés dans cette étude.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

I. Introduction

Le Prédimensionnement des éléments résistants de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles et autres) est une étape préliminaire, son objectif est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, il est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, BAEL 91 et le DTR B.C.2.2, Pour cela une descente des charges et des surcharges a été réalisée afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

II. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Il existe deux types de poutres, principales et secondaires (Chaînages). Elles doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant les conditions suivantes :

- Critère de rigidité

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } 0,4h \leq b \leq 0,8h$$

- Condition du R.P.A 99 versions 2003

$$b \geq 20 \text{ cm}; h \geq 30 \text{ cm}; \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ et } b_{max} \leq 1.5 h + b_1$$

Avec

b : Largeur de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b₁ : Largeur du poteau

b_{max} : Largeur maximale de la poutre.

III. Prédimensionnement des poutres principales

$$L_{max} = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

On prend : h = 40 cm et b = 30 cm

Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2004

b = 30 cm > 20 cm; h = 40 cm > 32 cm; h/b = 1.33 < 4.0. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 8) pour la poutre principale est (40x30) cm².

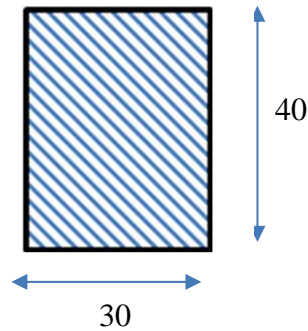


Figure 8 : Section transversale de la poutre principale

IV. Prédimensionnement des poutres secondaires

$$L_{\max} = 320\text{cm}$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}$$

On prend : $h = 30\text{ cm}$ et $b = 20\text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003

$b = 20\text{ cm} > 20\text{ cm}$; $h = 30\text{ cm} > 30\text{ cm}$; $h/b = 1,5 < 4.0$. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 9) pour la poutre secondaire est $(30 \times 40)\text{ cm}^2$.

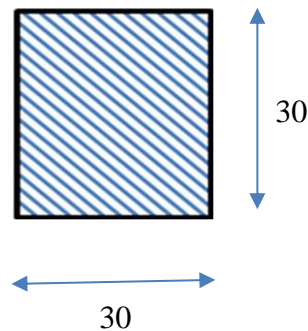


Figure 9 : Section transversale de la poutre secondaire

V. Prédimensionnement des planchers

A. Planchers à corps creux

Les planchers sont fabriqués à partir de poutrelles préfabriquées combinées avec des corps creux (Figure 10). La hauteur du plancher à corps creux est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{320}{25} \leq e_p \leq \frac{320}{20}$$

$$12.8\text{ cm} \leq e_p \leq 16\text{ cm}$$

Une épaisseur de plancher de 16 cm est choisie, ce qui correspond à une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, associée à un corps creux d'une hauteur de 12 cm.

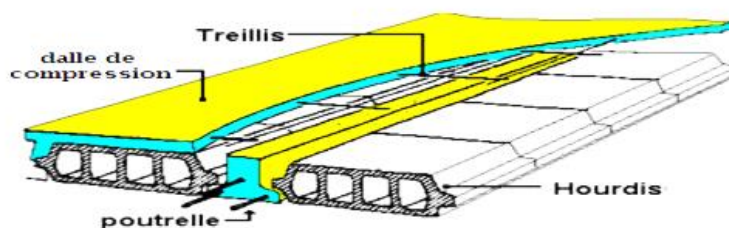


Figure 10 : Schéma d'une dalle à corps creux

Les dimensions des poutrelles en T utilisées pour la structure sont les suivantes :

- Hauteur totale du plancher est de 16 cm ($h_t = 16$ cm).
- Distance entre axe de deux poutrelles est de 60 cm ($L_n = 60$ cm).
- Largeur de la nervure est de 12 cm ($b_0 = 12$ cm).
- Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm ($h_0 = 4$ cm).
- Largeur effective est de 60 cm ($b = 60$ cm).

B. Calcul des charges du plancher à corps creux

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir du document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation "DTR B.C.2.2".

1. Plancher terrasse inaccessible

La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales et dont le calcul de sa charge est donné dans le Tableau 2.

Tableau 2. Charges du plancher terrasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Protection gravillon	20	0.04	0.8
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	20	0.06	1.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle corps creux (12+4)			2.8
Enduit plâtre	10	0.01	0.1
Charge permanente			G = 5.18 kN/m²
Charge d'exploitation			Q = 1 (kN/m²)

2. Plancher étage courant

L'étage courant est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau 3.

Tableau 3. Charges du plancher d'étage courant

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Dalle de sol	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.01	0.2
Chappe de béton	20	0.02	0.4
Enduit plâtre	10	0.01	0.10
Dalle corps creux (16+4)			2.8
Cloisons intérieures			1
Charge permanente			G = 4.9 kN/m²
Charge d'exploitation (Charge d'habitation)			Q = 1.5 kN/m²

C. Planchers de la dalle pleine

Le plancher d'une dalle pleine est considéré horizontalement comme étant infiniment rigide, et l'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance qui sont énumérées ci-dessous.

1. Condition de résistance à la flexion (BAEL 91) :

Le panneau le plus défavorable du plancher en dalle pleine du sous-sol est pris en compte pour la détermination de l'épaisseur du plancher. La dalle travaille dans les deux sens car :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{500}{593} \leq 1$$

L'épaisseur de la dalle dans ce cas doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{50} = \frac{593}{50} = 11,86 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{L}{40} = \frac{593}{40} = 14,83 \text{ cm}$$

On choisit $h_d = 15 \text{ cm}$

2. Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens : $2500 \cdot h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$

3. Condition de sécurité en matière d'incendie :

- $h_d = 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe de feu.
- $h_d = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe de feu.

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur de la dalle pleine égale à $h_d = 16$ cm.

VI. Prédimensionnement des poteaux

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- Respect des critères de résistance.
- Respect des conditions du RPA 99 version 2003.
- Satisfaction des conditions de flambement.

Le poteau le plus sollicité a une section afférente dont les dimensions sont représentées sur la (Figure 11).

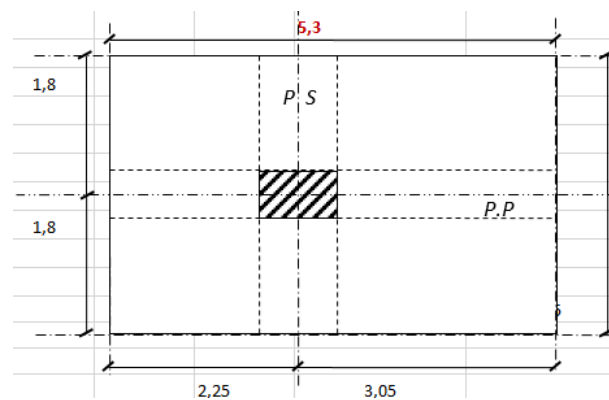


Figure 11 : Section afférente du poteau le plus sollicité

A. Dimensionnement du poteau le plus sollicité

Les poteaux les plus sollicités de cet ouvrage supportent des charges réparties sur une surface afférente $S_{aff}=27,5m^2$.

Le dimensionnement est basé sur les trois critères suivants :

- **Critère de résistance :**

$$B_r \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

Avec

B_r : Section réduite du béton (Figure 15)

Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).

σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

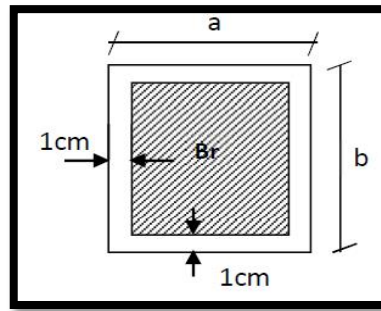


Figure 12 : Section réduite du poteau

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\frac{A}{B_r} = 1 \% \text{ (Mostaganem : zone IIA)}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 + 2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1,2$

$$\text{d'où, } B_r \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9}\right) + 0,85 \left(\frac{1}{100}\right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot N_u = 0,641805185 \cdot N_u$$

N_u : Charge verticale à l'ELU et qui se calcule en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{et } \frac{N_c}{f_{c28} \times B_c} \leq 0,3$$

- Vérification des conditions de flambement :

Selon les règles du BAEL 91, on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$.

I : Moment d'inertie minimal de la section du poteau.

B : Section du béton.

λ : Elancement du poteau.

l_0 : Hauteur d'étage.

a, b : Dimensions du poteau.

L_f : Longueur du flambement.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10% par étage jusqu'à $0.50.Q$ sauf pour le dernier et avant-dernier niveau. Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on peut adopter les valeurs des surcharges en appliquant la dégression verticale (Tableau 5).

Tableau 4. Dégression verticale des surcharges d'exploitation

i =	Niveaux	Charge d'exploitation Q (kN/m ²)
1	Haut 5 ^{ème} étage	1
2	Haut 4 ^{ème} étage	2,5
3	Haut 3 ^{ème} étage	3,85
4	Haut 2 ^{ème} étage	5,05
5	Haut 1 ^{er} étage	6,1
6	Haut RDC	7

Tous ces paramètres ont permis d'établir un fichier Excel pour la détermination des sections des poteaux de ce projet (Tableau 6)

Tableau 5. Feuille d'Excel de calcul du pré dimensionnement des poteaux

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{upp} [KN]	N _{ups} [KN]	N _{ulong} [KN]	N _{upot} [KN]	N _{planc} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verif catio n RPA	Verif flambe ment
27,54	haut 5 eme etage	5,18	1	21,47	7,290		0,000	162,046	190,801	139,214	124,425	13,155	35	15,95 0	190,81 3
24,48	haut 4 eme etage	10,08	2,5	42,93	14,580		112,207	331,191	500,908	365,743	326,650	20,073	35	25,84 3	169,61 1
21,24	haut 3 eme etage	14,98	3,85	64,395	21,870		211,763	496,042	794,070	580,038	517,826	24,756	40	32,53 9	128,76 8
18,36	haut 2 eme etage	19,88	5,05	85,86	29,160		324,299	656,600	1095,91 9	801,086	714,667	28,733	40	38,22 6	111,30 8
15,3	haut 1 eme etage	24,78	6,1	107,325	36,450		421,283	812,865	1377,92 3	1007,75 2	898,567	31,976	45	42,86 3	82,450
12,24	haut rdc	29,68	7	128,790	43,740		523,115	964,837	1660,48 2	1215,14 7	1082,82 8	34,906	45	47,05 3	65,960
2,5	haut Avant poteau	29,68	7	128,790	43,740	30,915	604,034	964,837	1772,31 6	1297,98 7	1155,75 7	35,996	45	48,61 2	13,472
	haut semelle	29,68	7	128,79 0	43,740	30,915	618,38 6	964,837	1786,66 9	1308,61 8					

En résumé le choix des sections des poteaux est récapitulé dans le Tableau 6.

Tableau 6. Choix des sections des poteaux

Niveaux	Section Choisie (cm ²)
Avant poteaux – 1 ^{er} étage	45 x 45
2 ^{ème} – 3 ^{ème} étage	40 x 40
4 ^{ème} – 5 ^{ème} étage	35 x 35

VII. Prédimensionnement des voiles

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7 du RPA99 version 2003. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre une part des efforts verticaux (plus 20 % pour notre système de contreventement), qu'ils transmettent aux fondations ; D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 les voiles (Figure 13) sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

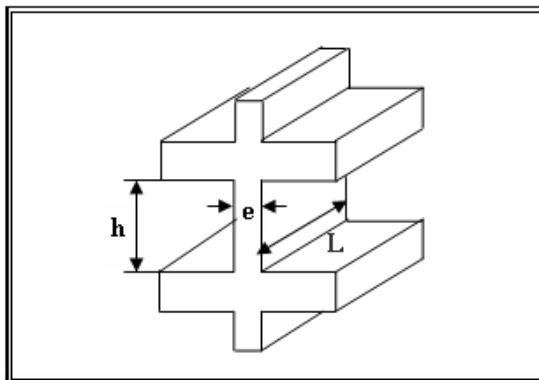


Figure 13 : Coupe en élévation d'un voile

Les voiles dans ce projet sont de type linéaire, en L et en U et par conséquent, la condition exigée par le RPA 99 version 2024 pour les voiles linéaire devient le cas le plus défavorable et dont la formule est $a \geq \max(0,15 ; \frac{h_e}{20})$

Le Prédimensionnement des voiles de contreventement pour les différents niveaux est donné dans le Tableau 8.

Tableau 7. Prédimensionnement des voiles

	h (cm)	h_e (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	a (cm)
RDC	306	290	14,5	15
Etage courant	306	290	14,5	15

En conclusion, dans ce projet l'épaisseur du voile de contreventement adopté pour l'ensemble de la structure est de 15cm.

VIII. Prédimensionnement de l'acrotère

Un mur d'acrotère est un mur et en béton armé coulé sur place situé sur l'ensemble de la périphérie de la toiture terrasse et dont la section transversale ci-dessous (Figure 14).

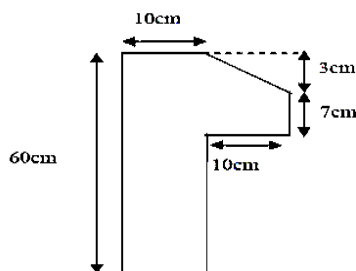


Figure 14 : Section transversale de l'acrotère

IX. Prédimensionnement des balcons

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres ou les voiles. La largeur du plus grand balcon est de 2.85 m et l'épaisseur adoptée pour les balcons est de 15 cm.

Les charges appliquées sur la dalle du balcon sont regroupées dans le Tableau 9.

Tableau 8. Charges de la dalle pleine du balcon

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement de carrelage	22	0.025	0.55
Mortier de pose	20	0.015	0.3
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente			G = 5.32 kN/m²
Charge d'exploitation			Q = 3.5 kN/m²

X. Prédimensionnement des escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble (Figure 15).

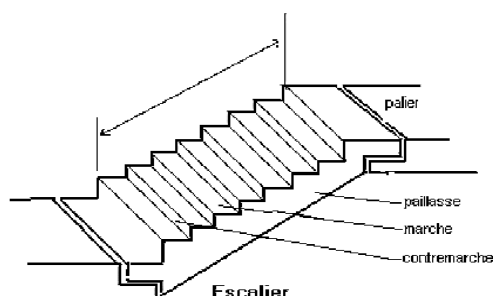


Figure 15 : Eléments composants d'un escalier

Les escaliers sont des éléments importants et ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements).

Dans ce projet, les escaliers sont composés de trois volés entourant l'ascenseur (Figure 16) et vu les différentes hauteurs d'étage dans ce projet, il est nécessaire de faire la distinction entre la cage d'escalier du sol-sol, du rez-de-chaussée et de l'étage courant.

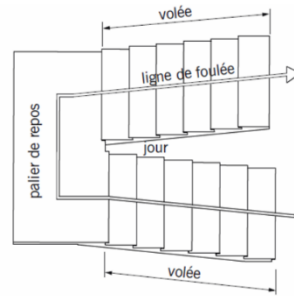


Figure 16 : Schéma type d'un escalier à 2 volées

La loi de Blondel est une formule universelle qui régit le confort d'un escalier afin qu'il soit agréable à emprunter pour un usager. La loi de Blondel met en relation 2 dimensions : la hauteur de marche, et le giron et dont la formule est : $60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

En prenant $g=30 \text{ cm}$ et $h=30 \text{ cm}$, la relation de blondel est vérifiée car $g+2 \times h = 64 \text{ cm}$.

Le nombre de contres marches change dans la volée 1 et 2 (Figure 19) à cause de la hauteur d'étage qui est variable selon le niveau considéré et le Tableau 10 récapitule les données des escaliers pour le différent niveau.

Tableau 9. Caractéristiques des escaliers selon le niveau

	RDC	Etage courant
h_e (m)	3,06	3,06
N contre marches	18	18
N contre marches volée 1	9	9
N contre marches volée 2	9	9
$h_{\text{volée1 et 2}}$ (m)	1,53	1,53
$l_{\text{volée1 et 2}}$ (m)	2,40	2,40

La pente est constante pour toutes les volées et elle est égale à :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29,54$$

L'épaisseur de la paillasse et du palier sera calculée avec la longueur de la paillasse ($L_{\text{paillasse}}$) la plus défavorable, c'est-à-dire celle du rez-de-chaussée.

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 284,62 \text{ cm}$$

Tableau 10. Charges de la dalle pleine du palier

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement Horizontale	28	0.025	0.7
Mortier de pose	20	0.2	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente			G = 5.57 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2.5 (kN/m²)

Tableau 11. Charges de la dalle pleine de la paillasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement horizontale	28	0.025	0.7
Revêtement verticale	28	0.025. (0,17/0,3)	0.39
Matière de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de la paillasse	25	0.12/Cos29.54	3.45
Poids propre des marches	22	0.17 (1/2)	1.87
Enduit ciment	18	0,01	0.18
Charge permanente			G = 6,99 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2.50 (kN/m²)

XI. Conclusion

Il est clair que le Prédimensionnement des éléments de la structure est très important pour aborder l'étude de ce projet. Dans ce chapitre, un Prédimensionnement de tous les éléments qui composent la structure étudiée a été proposé. Ce Prédimensionnement concerne les éléments porteurs comme les poutres, les poteaux, les planchers et les voiles et les éléments secondaires comme l'escalier, le balcon et l'acrotère.

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS

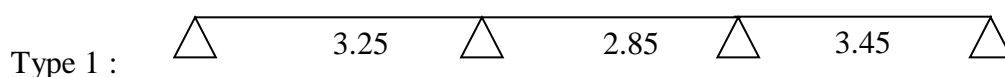
I. Plancher à corps creux

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction qui est celle de la résistance car les planchers supportent leur poids propre et les charges d'exploitations, servant à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux et celle d'isolation thermique et acoustique.

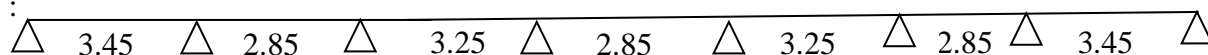
A. Types de poutrelles

Dans ce projet, il existe 2 types de solives (Figure 17).

(Étage courant)



Type 2 :



(Terrasse)

Type 2 :

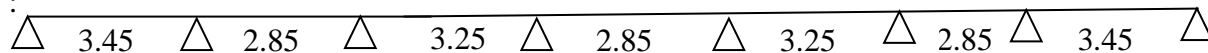


Figure17 : Différents types de poutrelles

B. Choix de la méthode de calcul

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

- **Méthode forfaitaire, si les conditions (a, b, c, et d) cités ci-après sont vérifiées.**
 - a) $q \leq 2G$; $Q \leq 5$ kN, charges localisées $\leq (2$ kN, $0,25 \cdot Q)$
 - b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées
 - c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
 - d) La fissuration est considérée comme peu nuisible
- Méthode de Caquot, si l'une des conditions (a, b, c, et d) n'est pas vérifiée.
- Méthode de Caquot minorée, si la condition « a » est vérifiée et une ou plus des autres conditions n'est pas vérifiée.

C. Application de la méthode forfaitaire

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

Tableau 12. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle

Types de poutrelle Étage		Moments en appuis [kN.m]		Moments en travées [kN.m]		Efforts tranchants [kN]	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	Étage courant	-4.63	-3.30	6.95	4.96	10.73	7.66
2	Étage courant	-4,63	-3.30	6,95	4.96	10.73	7.66
3	Terrasse	-4.24	-3.06	6.13	4.42	9.83	7.09

D. Ferrailage de la poutrelle

Les moments les plus défavorable utilisés pour le ferrailage des solives sont regroupées dans le Tableau 14. La section de ferrailage de la solive est celle schématisée sur la Figure 18.

Tableau 13. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage

	Moments en appuis [kN.m]	Moment en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-4,63	6.95	10.73
ELS	-3.30	4.96	

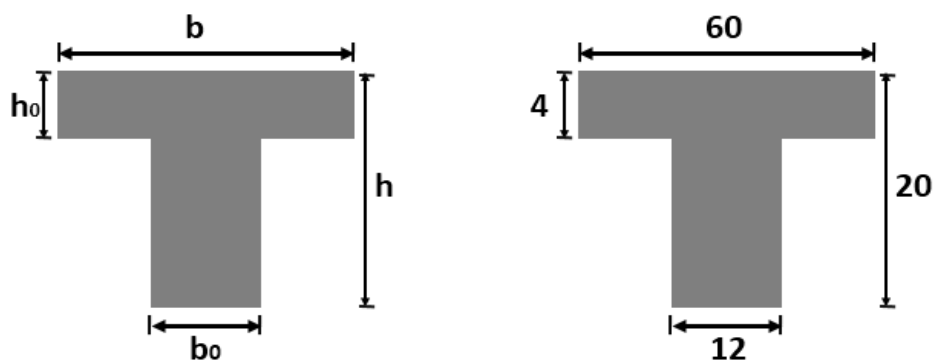


Figure 18 : Section transversale de ferrailage de la poutrelle

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

Tableau 14. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles

Armatures	Longitudinale	Transversale
En travée	3 HA10	2 Ø 6
En appuis	2 HA10	2 Ø 6

E. Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle

Etat limite ultime (ELU) : $M_{t\max}^u = 6.69 \text{ kN.m}$

1. Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

Avec

M_T : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$M_{t\max}^u = 6.69 \text{ kN.m} < M_T = 54,528 \text{ kN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ (Figure 19).

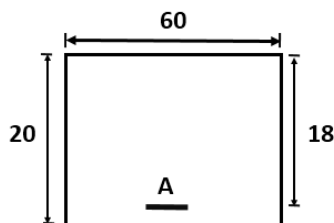


Figure 19 : Section de ferrailage

2. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6690}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,0242$$

$\mu = 0,0242 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_l$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03063$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

3. Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6690}{348 \times 0,988 \times 18} = 1,08 \text{ cm}^2$$

4. Condition de non fragilité : [BAEL 91] :

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

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,08 \text{ cm}^2$$

5. Choix des armatures :

$$3T10 \rightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS) : $M_{t_{max}}^s = 4,88 \text{ kN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' = \emptyset \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{t_{max}}^u}{M_{t_{max}}^s} = \frac{6,69}{4,88} = 1,37$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > \alpha = 0,130 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

6. Calcul des armatures transversales :

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

$$T_{max}^u = 12,41 \text{ kN}$$

7. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

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

Avec :

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

$$T_{max}^u = 12,41 \text{ kN} \leq 0,267 \times 16,20 \times 12 \times 25 = 129,762 \text{ kN}$$

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

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

On doit vérifier que :

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

$$A_1 = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,14}{400} \left[12410 + \frac{-6690}{0,9 \times 18} \right] \cdot 10^{-2} = 0,81 \text{ cm}^2$$

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

9. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b_0 \times d} = \frac{12410}{12 \times 18 \times 100} = 0,57 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \tau_u = 0,57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

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

10. Diamètre des armatures transversales [BAEL 91] :

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

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

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

11. Espacement des armatures transversales :

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

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

Donc :

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

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

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

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

F. Ferrailage de la dalle de compression

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

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- Si : $L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$
- Si : $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} (L_n \text{ en cm})$

Avec :

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

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

1. Armature perpendiculaire aux poutrelles

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

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$5T6 \rightarrow A_1 = 1,7 \text{ cm}^2$$

2. Armature parallèle aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$5T6 \Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2.$$

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

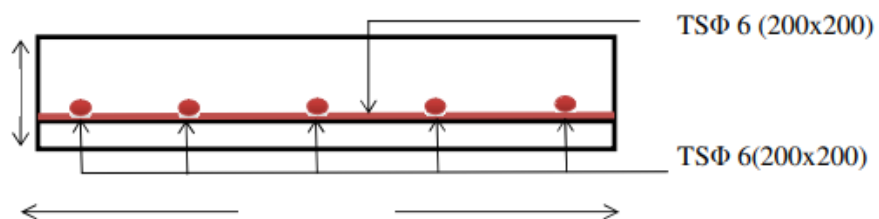


Figure 20 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

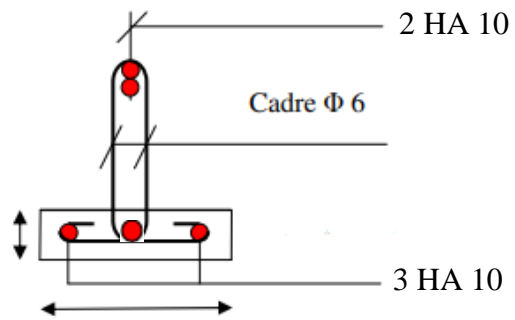
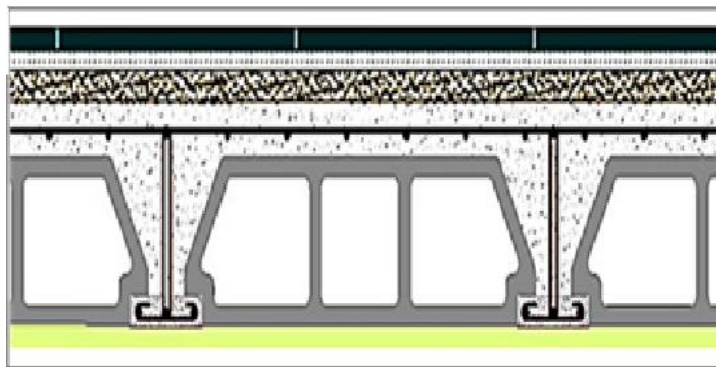


Figure 21 : Ferrailage de la poutrelle



Chapitre 22 : Coupe plancher étage courant.

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

I. Balcon

Le bâtiment est équipé de balcons composés de dalles pleines d'une épaisseur de 15 cm. Ces dalles sont de type console, ce qui signifie qu'elles sont intégrées et encastrées au niveau du plancher.

A. Détermination des efforts

Charges permanentes : $G_1 = 5,32 \text{ kN/m}^2$

Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Surcharges dues à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ kN/m}^2$

Charges des garde-corps en maçonnerie : $G_2 = 1 \text{ kN/m}^2$

Les schémas statiques du balcon en ELU et en ELS sont illustrés dans la Figure 23 et le calcul des sollicitations est regroupé dans le Tableau 16.

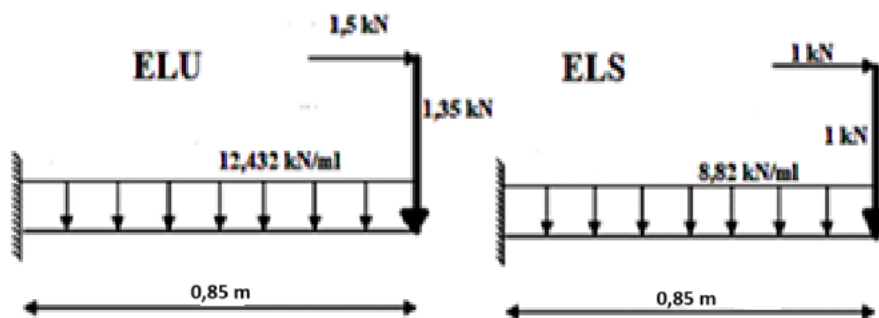


Figure 23 : Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon

Tableau 16 : Eléments de réduction (M , T) du balcon

	Moments en appuis [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	- 14.073	18.754
ELS	- 10.043	12.348

B. Ferrailage de la dalle du balcon

Le ferrailage est réalisé à l'état limite ultime (ELU), en tenant compte de la fissuration qui est considérée comme très préjudiciable. La section considérée pour le ferrailage a une largeur de 1,00 m et une épaisseur de 15 cm.

$$b = 0,85\text{m}, h = 16 \text{ cm}, d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.073 \times 10^6}{850 (135)^2 \times 14.2} = 0.064$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.073}{10.04} = 1.40$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \times 10^4 = 0.29$$

$$\mu_{bu} = 0.064 < \mu_{lu} = 0.29 \rightarrow (\text{On n'utilise pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$\mu_{bu} = 0.064 < 0.27 \rightarrow \text{On opte pour la méthode simplifiée}$$

$$\text{Calculer } Z_b : Z_b = d \times (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 135 \times (1 - 0.6 \times 0.064)$$

$$Z_b = 129.816 \text{ mm}$$

$$\text{Calculer } A_l : \mu_{bu} = \frac{M_u(\max)}{Z_b \times \sigma_{su}} = \frac{14.073 \times 10^6}{129.816 \times 348} = 311.515 \text{ mm}^2 = 3.11 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA10 = 3,93 cm² avec un espacement de 20 cm (Figure 24).

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{3.09}{4} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA8 = 2,51 cm² avec un espacement de 20 cm

Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{18.754 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

Les conditions des contraintes de compression dans le béton et des contraintes maximales dans l'acier sont vérifiées et étant donné que toutes les conditions requises pour le calcul des flèches sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

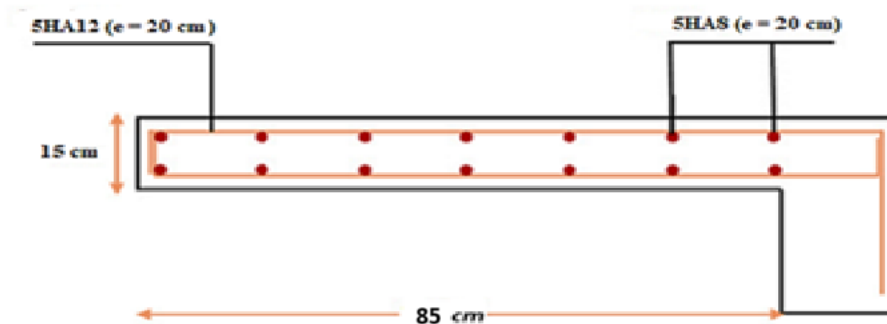


Figure 24 : Schéma de ferrailage du balcon

II. Étude de l'acrotère

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

Le calcul pour une bande linéaire de 1 mètre sera effectué en utilisant la méthode de flexion composée dans la section d'encastrement (Figure 25). Étant exposé aux intempéries, l'acrotère est vulnérable à la fissuration, ce qui peut avoir des conséquences préjudiciables. Par conséquent, le calcul sera effectué à la fois selon les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS).

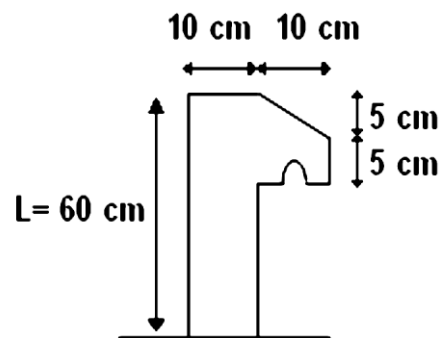


Figure 25 : Coupe transversale de l'acrotère

A. Évaluation des sollicitations de calcul

L'acrotère est sollicité par un effort normal dû à son poids propre et une surcharge d'exploitation dont le détail est sur le (Tableau 17).

Tableau 15. Charges d'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	0.069 x 25=1.725	0.015x 1.47 x 18 = 0.4	2.125	1

Selon l'article 6.2.3 du RPA99 version 2003, les éléments non-structuraux doivent être dimensionnés en fonction des forces horizontales, tel que décrit dans la formule ci-dessous :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

F_p : Force horizontale due au séisme.

A : Coefficient d'accélération zonal.

C_p : Facteur de force horizontale, qui varie entre 0,3 et 0,8 selon le tableau 6.1 du RPA99.

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.125 = 1,02 \text{ kN}$$

Centre de pression : $x_c = 0.0616 \text{ m}$ et $y_c = 0.327 \text{ m}$

L'acrotère se calcule comme une console soumise à la flexion composée et dont le schéma stique est illustrée sur la Figure 26 et le calcul des éléments de réduction (moments de flexion, effort normal et effort tranchant en Elu et en ELS) dans le Tableau 18.

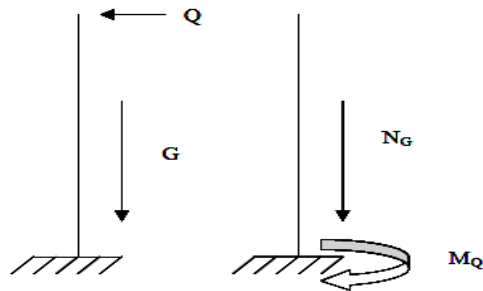


Figure 26 : Schéma statique de l'acrotère
Tableau 18. Sollicitations de calcul de l'acrotère

	M (kN.m)	N(kN)	T (kN)
ELU	0.918	2.86	1.53
ELS	0.918	2.125	1,02

B. Ferrailage de l'acrotère

$$h=10\text{cm} ; b=100\text{cm} ; c=7\text{cm} ; \quad d = 3\text{cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,28} = 0,395 \text{ m} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

Donc La section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M_1 qui est égal à $M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,9918 \text{ kN.m}$

$$\text{ELU} : \mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{900,6}{100 \cdot 5^2 \cdot 14,20} = 0,0254 < 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{2280}{348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 1,087 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures :

$$A_s = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

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

Choix d'armatures :

$$A_r = 4 \text{ HA}10 = 1,509 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = (60 - 2,5)/2 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

ELS : Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que :

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

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

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

$$M_s = 0,6 \text{ kN.m} \text{ et } N_s = 1,6875 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{0,60}{1,6875} = 0,35 \text{ m} \text{ donc, le centre de pression se à l'extérieur de la section (SPC).}$$

$$C = -e - h/2 = -0,35 - 0,1/2 = -0,4 \text{ m}$$

$$p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c) = -4794,22 \text{ cm}^2 \text{ et } q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c)^2 = 126467,79 \text{ cm}^3$$

$$y_2 \text{ est racine de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

Après itération on trouve :

$$Y_{2.1} = a \cos (\varphi / 3) = 43,17 \text{ cm}$$

$$Y_{2.2} = a \cos (\varphi / 3 + 240^\circ) = 79,86 \text{ cm}$$

$$Y_{2.3} = a \cos (\varphi / 3 + 120) = 36,67 \text{ cm}$$

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

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

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

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

Calcul du moment statique de la section

$$S^* = \frac{b y_{SER}^2}{2} + 15 A_s (d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1,94^2}{2} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,16)^2 = 1294,44 \text{ cm}^4$$

$$S^* = 42,72 \text{ cm}^3$$

Contrainte du béton

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

$$K = \frac{N_{SER}}{S^*} \Rightarrow K = \frac{1687}{100 \times 42,72} = 0,39$$

$K = 0,39$

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

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

Contrainte de l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{2 \times n} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$

On a une fissuration préjudiciable :

$\eta = 1,6$ (Acier HA)

$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 37,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifiée.

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

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

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{y^b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 90} = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots CV$

$\tau_u = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

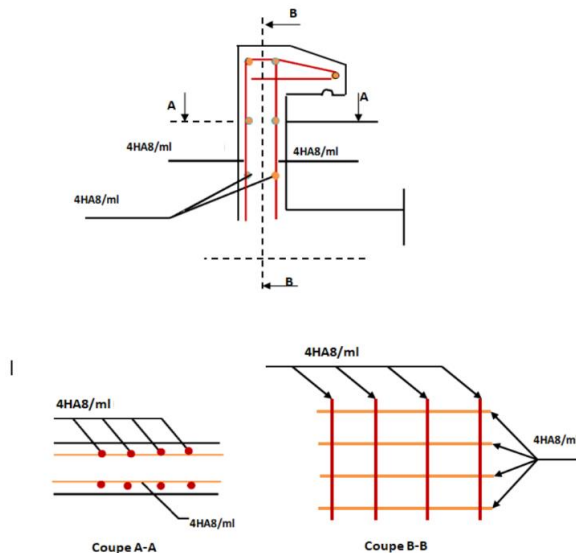


Figure 27 : Ferrailage de l'acrotère

III. Escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (paliers), ces derniers sont coulés sur place.

A. Combinaisons de charges

Les charges du palier et de la paillasse ont été calculée en chapitre 2, ce qui permet de déterminer les combinaisons de charges selon le BAEL 91.

ELU :

$$q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 4,82 + 1,5 \cdot 2,5 = 10,26 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \cdot 6,99 + 1,5 \cdot 2,5 = 13,19 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{\text{palier}} = 4,82 + 2,5 = 7,32 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 6,99 + 2,5 = 9,49 \text{ kN/m}$$

B. Calcul des sollicitations des escaliers

Les escaliers de ce bâtiment sont des escaliers droits à 2 volées et puisque la hauteur d'étage change entre le rez-de-chaussée, le sous-sol et l'étage courant, alors les schémas statiques des volées sont différents. La coupe en plan de la cage d'escalier a été schématisée dans le chapitre 2 lors du Prédimensionnement. Il est clair que le volée 2 reste inchangée pour les deux types d'escalier. Les schémas statiques des deux volets sont illustrés sur la Figure 28.



Figure 28 : Schémas statiques des trois volées de l'escalier

Les valeurs de X et Y pour chaque niveau sont regroupées dans le Tableau 19.

Tableau 19. Valeurs de X et Y des volées d'escalier

	Y (m)	X (m)
RDC (Volée 1 et 2)	2,4	1.1
E. Courant (Volée 1 et 2)	2.4	1,1

Epaisseur de la paillasse et du palier : $e_0 = 12 \text{ cm}$ (prédimensionnée au chapitre 2)

Longueur de la paillasse du volée 1 et 2 (paillasse) :

$$L_1 \text{ paillasse} = \sqrt{(240^2 + 153^2)} = 284,62 \text{ cm}$$

Pour les appuis simples, les escaliers sont partiellement encastrés et par conséquent le moment en appui n'est pas nul mais il est pris à 30% du moment maximal calculé. Le calcul est réalisé en utilisant RDM6 en ELU et en ELS (Figure 29 et 30).

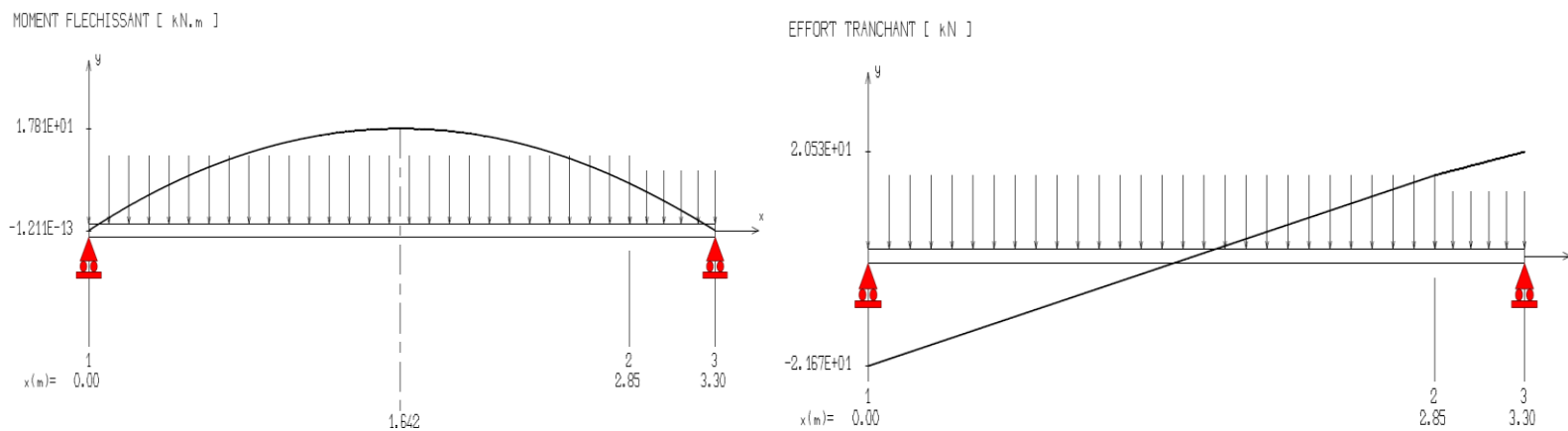


Figure 29 : Diagrammes de M et T de l'escalier de l'étage courant en ELU

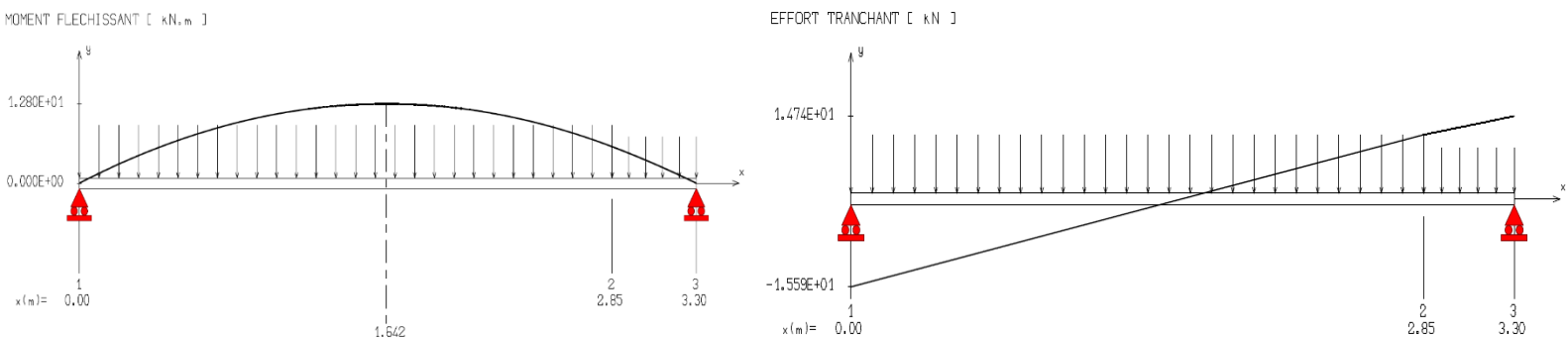


Figure 30 : Diagrammes de M et T de l'escalier de l'étage courant en ELS

Les moments maximaux en appui et en travée et l'effort tranchant maximal sont résumés dans le Tableau 20 pour ELU et dans le Tableau 21 pour l'ELS.

Tableau 20. M_{\max} en appui et en travée et T_{\max} de l'escalier de l'étage courant en ELU

		T_{\max} [kN]	M_{\max} (appui) [kN.m]	M_{\max} (travée) [kN.m]
Etage courant	Volée 1	20.53	0	17.81
	Volée 2	20.53	0	17.81

Tableau 16. M_{\max} en appui et en travée et T_{\max} de l'escalier du l'étage courant en ELS

		T_{\max} [kN]	M_{\max} (appui) [kN.m]	M_{\max} (travée) [kN.m]
Etage courant	Volée 1	14.74	0	12.80
	Volée 2	14.74	0	12.80

C. Calcul de ferrailage de l'escalier**Armatures Longitudinale****En travée :****ELU :**

$$u = \frac{M_u^t}{\delta_b \times 100 \times 11^2}$$

$$\text{Et } \sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{1.5} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$u = \frac{17,81 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 10^2} = 0.125$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.125}) = 0.167$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.167 = 0.933$$

$$A_u = \frac{M_u^t}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{17,81 \times 10^3}{348 \times 0.933 \times 10} = 5.49 \text{ cm}^2$$

Condition du non fragilité :

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times d = 0.0008 \times 100 \times 10 = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_L = \max(A_{cal}; A_{min})$$

$$A = 5.49\text{cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_R = \frac{A_L}{4} = \frac{8.30}{4} = 1.37\text{cm}^2$$

Tableau 17. Tableau du ferrailage des escaliers

Niveau du Etage courant		Armatures Longitudinale (cm ²)	Armatures de Répartition (cm ²)
Volée 1 et 2	En travée	6HA12 (6.79 cm ²)	2HA10 (1.57 cm ²)
	En travée	6HA12 (6.79 cm ²)	2HA10 (1.57 cm ²)

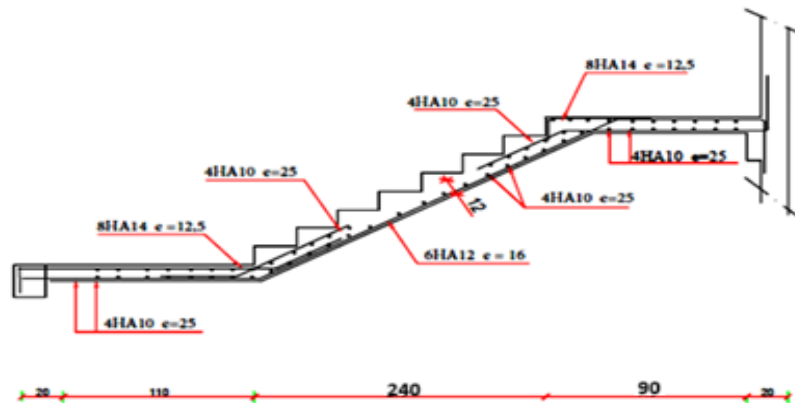


Figure 31 : Ferrailage de l'escalier

IV. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier :

Schéma

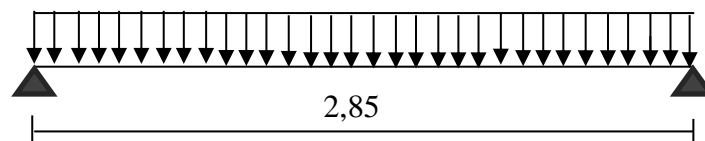


Figure 32 : Schéma statique de la poutre palière.

A. Pré dimensionnement :**1. Critère de rigidité : selon le BAEL91 les dimensions de la poutre palière sont :**

$$L = 2,85 \text{ m}$$

➤ **La hauteur de la poutre palière doit satisfaire la condition suivante :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 19,00 \leq h \leq 28,50 \quad \text{on prend } h = 30 \text{ cm}$$

➤ **Le largeur de la poutre :**

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

2. Vérification selon le RPA99V2003 :

$h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$ tel que:

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} = 1,00 \text{ CV}$$

La section de la poutre palière est de dimension $(bxh) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Efforts sollicitant la poutre palière :

$$\text{Son poids propre : } G_p = 2500 \cdot 0,30 \cdot 0,30 = 2,250 \text{ kN/ml}$$

La poutre palier support le max $(R_a ; R_b) = R_a / \text{ml}$

Calcul des sollicitations :

➤ **ELUR :**

$$q_u = 1,35G + R_a = 1,35 \cdot 2,250 + 23,45 = 26,49 \text{ kN/ml}$$

$$M_{0u} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{26,49 \cdot 2,85^2}{8} = 31,35 \text{ kN.m}$$

- En appui :

$$M_u^a = -0,4M_{0u} = -12,45 \text{ N.m}$$

- En travée :

$$M_u^t = 0,85M_{0u} = 22,52 \text{ kN.m}$$

➤ ELS :

$$q_{\text{ser}} = G + Ra = 19,06 \text{ kN/ml}$$

$$M_{0\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}L^2}{8} = \frac{19,06 \cdot 2,85^2}{8} = 19,35 \text{ kN.m}$$

- En appui :

$$M_{\text{ser}}^a = -0,4M_{0\text{ser}} = -7,74 \text{ kN.m}$$

- En travée :

$$M_{\text{ser}}^t = 0,85M_{0\text{ser}} = 16,45 \text{ kN.m}$$

a.5-Ferraillage de la poutre palière :

➤ E.L.U.R :

-En travée :

$$M_u^T = 22,52 \text{ kN.m}$$

$$d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{22,52}{30 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,072$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0 ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \alpha = 0,093 ; \beta = 0,963.$$

$$A_u^t = \frac{M_u^T}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22,52}{348 \cdot 0,963 \cdot 27} = 2,49 \text{ cm}^2$$

➤ ELS :

La fissuration peu nuisible, donc il faut que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$M_{\text{ser}}^t = 16,45 \text{ kN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$y_1 = 4.22 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{30.4,22^3}{3} + 15.0,65. (27 - 4,22)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 5688,20 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{1935}{5688,20} = 0,340$$

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 0,340. 4,22 = 1,435 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}.$$

Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2$$

-Armatures finales :

$$A_{adp} = \max(A_u; A_{min}) = 2,49 \text{ cm}^2$$

-Choix de l'armature :

$$\text{Soit } A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

-En appui :**➤ E.L.U.R :**

$$M_u^a = -12,45 \text{ kN.m}$$

$$d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12,45}{30 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,04$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa ; } \alpha = 0,051 ; \beta = 0,980.$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12,45}{348 \cdot 0,980 \cdot 27} = 1,40 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S :

$$M_{ser}^a = -4,74 \text{ kN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1'^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$y_1 = 4,22 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie :

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1'^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{30 \cdot 4,22^3}{3} + 15 \cdot 0,65 \cdot (27 - 4,22)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 5688,20 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{1935}{5688,20} = 0,340$$

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 0,340 \cdot 4,22 = 1,435 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}.$$

Les armatures calculées à l'ELUR conviennent

-Armatures finales :

$$A_{adp} = \max(A_u; A_{\min}) = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$q_u = 33,64 \text{ kN/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{31,35 \cdot 2,85}{2} = 44,67 \text{ N}$$

a-Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{La fissuration est peu nuisible } \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$T_u \text{ max} = 62137,58 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \cdot d \cdot 100} = \frac{462137,58}{30 \cdot 31,5 \cdot 10^2} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V. Conclusion

Ce chapitre a exposé en détail le calcul des différents éléments secondaires composant la structure de l'édifice et ainsi une étude détaillée avec ferrailage du plancher à corps creux a été réalisée. L'étude et le ferrailage du balcon, de l'acrotère et un seule type d'escalier assurant la circulation verticale a été détaillée dans ce chapitre.

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

I. Introduction

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents. L'étude parasismique considère que les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher et que seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte et que les planchers doivent être infiniment rigides dans leurs plans (planchers indéformables horizontalement).

Selon l'article 4.1.1 de RPA 99 version 2003, les forces sismiques peuvent être déterminées par la méthode statique équivalente, par la méthode d'analyse modale spectrale ou par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

II. Étude dynamique

A. Objectif de l'étude

L'objectif initial de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres non amorties (VLNA). Ce qui permet ensuite de calculer les efforts et les déplacements maximums dus à un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle est présentée initialement est souvent très complexe. C'est pourquoi il est courant de recourir à des modélisations qui simplifient suffisamment le problème pour qu'il puisse être analysé de manière plus aisée.

B. Présentation du Logiciel Robot structural Analysis

Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul et d'analyse de structures développé par Autodesk. Il offre des fonctionnalités avancées pour la modélisation, la simulation et l'analyse de divers types de structures, y compris les bâtiments, les ponts, les structures industrielles et les structures en béton armé.

Ce logiciel permet aux ingénieurs et aux concepteurs de réaliser des études de résistance, de stabilité et de réponse dynamique des structures. Il prend en charge la modélisation paramétrique, ce qui facilite la création et la modification de modèles complexes. Il permet également d'importer des modèles à partir de logiciels de CAO courants tels que AutoCAD et Revit.

Robot Structural Analysis propose une large gamme d'options de chargement, y compris les charges statiques, les charges de vent, les charges sismiques et les charges de température. Il permet d'effectuer des analyses linéaires et non linéaires, ainsi que des analyses de stabilité pour évaluer le comportement des structures sous différentes conditions.

Le logiciel offre également des fonctionnalités avancées pour la conception et l'optimisation des structures. Il fournit des outils de vérification des sections et des armatures, permettant de s'assurer que les éléments structuraux sont conformes aux normes de conception. De plus, il génère des rapports détaillés et des diagrammes pour faciliter la communication des résultats d'analyse.

En résumé, Robot Structural Analysis est un puissant outil d'analyse structurelle qui aide les ingénieurs à modéliser, simuler et analyser les performances des structures dans le but d'assurer leur sécurité et leur efficacité.

C.Modélisation de la structure

Une structure se compose de poutres flexibles reliées par des nœuds et soutenues par une fondation rigide. Cependant, il est important de souligner que ce modèle est une simplification mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure, y compris sa période et ses modes propres, nécessite le choix d'un modèle dynamique approprié qui reflète le plus fidèlement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique adopté est composé d'une console verticale fixée à sa base où les masses sont considérées comme concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau de la structure.

Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l) par nœud. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit. Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

Les étapes suivies lors de la modélisation sont comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle en déterminant la position des nœuds et la connectivité des éléments.
- Spécification et assignation des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments du modèle.
- Définition des différents cas de charges, qu'ils soient statiques ou dynamiques, et attribution de ces charges aux nœuds et aux éléments du modèle.

- Spécification des conditions aux limites, telles que les appuis ou les diaphragmes, afin de définir les contraintes auxquelles la structure est soumise.
- Lancement de l'analyse du problème et, si nécessaire, apport de corrections au modèle pour assurer sa précision.
- Visualisation des résultats obtenus, que ce soit à l'écran ou enregistrés dans des fichiers, permettant d'observer les réactions et les comportements de la structure.
- Interprétation des résultats pour évaluer les performances de la structure et en tirer des conclusions pertinentes.

La modélisation de la structure réalisée par Robot Structural Analysis 2022 est représentée sur la Figure 28.

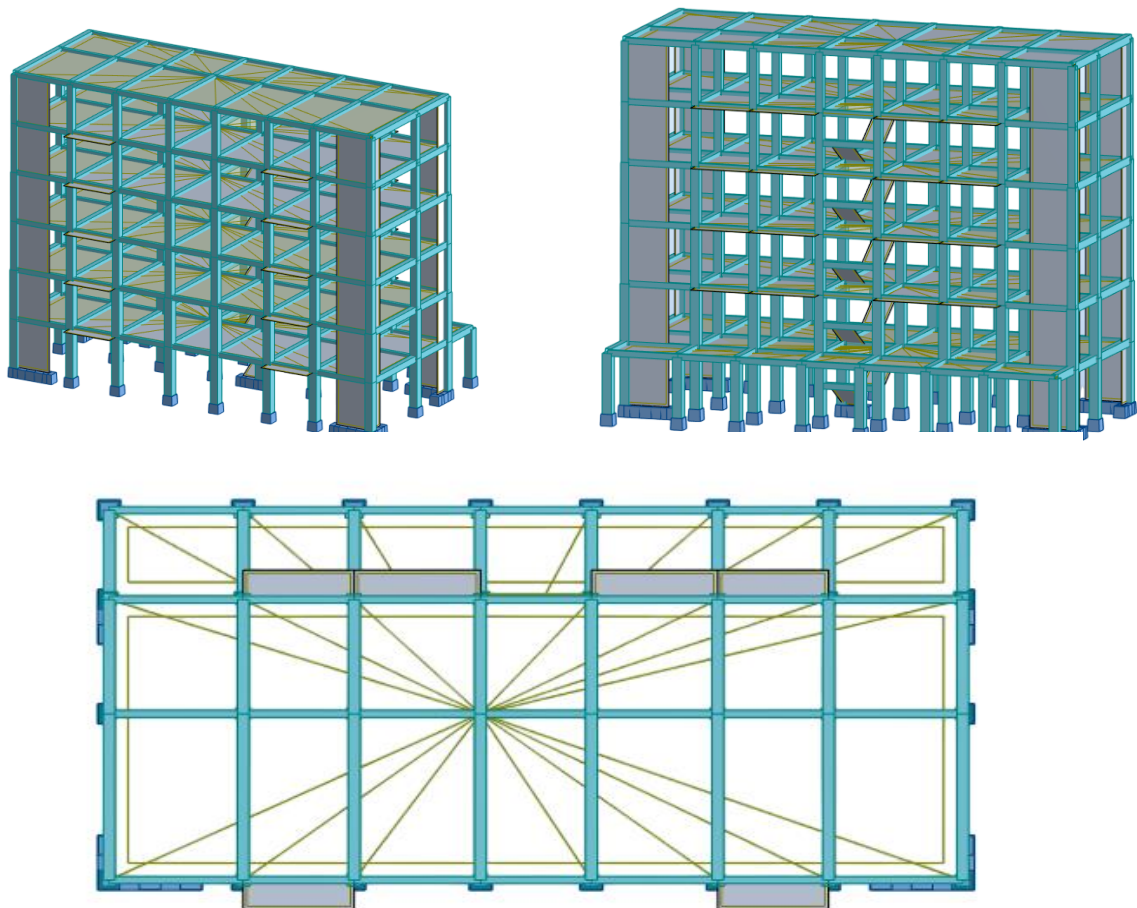


Figure 33 : Modèle 3D de la structure

La coupe en plan de la structure (Figure 29) où il est mentionné la position des voiles de contreventement choisis.

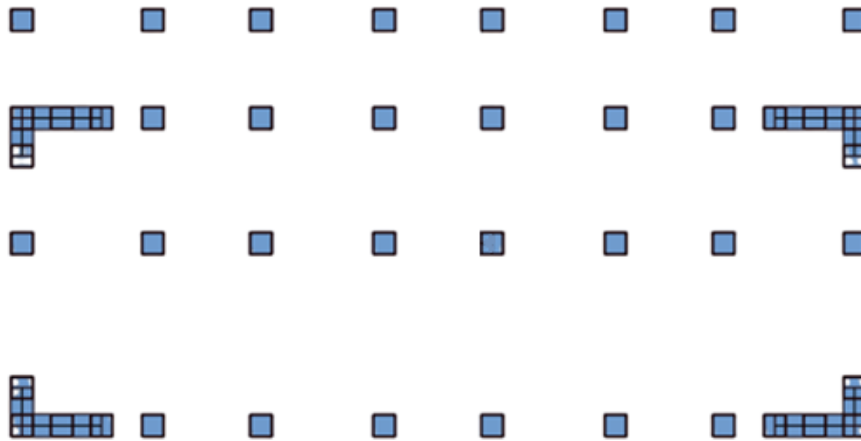


Figure 34 : Coupe en plan de la dépositions des voiles

D.Résultats de la modélisation numérique

Dans notre cas, la structure est implantée en Zone IIa et appartient au groupe d'usage 2, mais elle dépasse la hauteur limite de 18,36 m (ou 5 niveaux). Par conséquent, toutes les conditions requises pour l'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites. Il est donc nécessaire d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale en se référant au spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003 ci-dessous.

$$\left(\frac{S_a}{g} \right) \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) \left(2.5 \eta \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} T_2 & \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site (S2).

Sa : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient de la zone (tableau 4.1 du RPA 99 version 2003).

D : Facteur d'amplification dynamique.

Q : Facteur de qualité (du RPA 99 version 2003).

R : Coefficient de comportement (du RPA 99 version 2003).

W : Poids totale de la structure.

Zone IIa (Chlef) et Groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne)

$$A = 0,25$$

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du RPA99 version 2003 en fonction du système de contreventement. Dans notre cas on a utilisé un système de portiques contreventés par des voiles.

$$R=4$$

Le facteur de qualité (Q) est calculé avec cette formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Le Tableau 23 résume les valeurs des pénalités.

Tableau 23. Valeurs des pénalités P_q

Critère (q)	P_q
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10
	0,20

$$Q = 1,20$$

$\xi = 7\%$ pour les portiques en béton armé avec un remplissage dense.

Facteur de correction d'amortissement (η) : $\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi+2}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{7+2}} = 0,88 > 0,7$

Période fondamentale de la structure

Selon le RPA99, la formule de la période fondamentale est :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. $h_N=25,08$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003. $C_T = 0,05$

$$T = 0,56 \text{ s}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site. $T_2 = 0,50 \text{ s}$ (Site S_2).

$D = 1,412$

Calcul de poids total W de la structure

D'après le RPA 99 version 2003, le poids total de la structure $W = W_G + \beta W_P$

Le coefficient β est donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

$\beta = 0.2$ (Charge d'exploitation d'habitation et des bureaux).

$\beta = 0.4$ (Charge d'exploitation des locaux).

$W = 21407,03 \text{ kN}$

III. Vérifications de la structure selon les recommandations du RPA 99 version 2003

A. Vérification de la période

La valeur de T calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % (Art.4.2.4.4 du RPA99 version 2003). Le Tableau 24 montre la vérification de la période.

Tableau 24. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T_x (Emp)	0,36	1.3 T_x	0,47	>	T_x mod(Dyn)	0,43
T_y (Emp)	0,45	1.3 T_y	0,59	>	T_y mod(Dyn)	0,55

B. Vérification du taux de participation modale

Le Tableau 25 des résultats dynamique ci-dessous montre que l'absorption de 90 % de la masse n'est pas atteint et par conséquent et d'après le paragraphe 4.3.4 du RPA 99 version 2003 où il spécifie que si cette condition ne peut pas être satisfaite à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

où N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K .

$N = 7$, alors $K \geq 3 \cdot \sqrt{7} = 7,94 \approx 8$ $T_K = 0,09 \text{ s} \leq 0.20 \text{ s}$ Condition versifiée

Tableau 25. Taux de participation modale

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,55	0,00	70,74	0,00	70,74
2	0,43	61,91	70,74	61,91	0,00
3	0,41	68,17	70,74	6,26	0,00
4	0,18	68,17	85,17	0,00	14,44
5	0,12	86,26	85,17	18,09	0,00
6	0,12	86,28	85,17	0,02	0,00
7	0,09	86,28	92,97	0,00	7,80
8	0,06	86,30	97,02	0,01	4,05
9	0,06	89,06	97,03	2,76	0,01
10	0,06	94,57	97,03	5,51	0,00

C. Vérification des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau 26. Vérification de déformation

Niveaux	h (mm)	$\delta_{kx} = R^* \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R^* \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	OBS $\Delta_{kx} < 0,01h$	OBS $\Delta_{ky} < 0,01h$
RDC	3060	2,3	0,2	2,3	0,2	30,6	verifiée	verifiée
1 étage	3060	7,4	0,5	5,1	0,3	30,6	verifiée	verifiée
2 étage	3060	13,9	0,9	6,5	0,4	30,6	verifiée	verifiée
3 étage	3060	20,8	1,3	6,9	0,4	30,6	verifiée	verifiée
4 étage	3060	27,5	1,7	6,7	0,4	30,6	verifiée	verifiée
5 étage	3060	33,8	2,4	6,3	0,7	30,6	verifiée	verifiée

D. Vérification de l'effet P- δ

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet P- δ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10.$$

Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$.

Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

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

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

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

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Les tableaux 27 dans le sens xx et 28 dans le sens yy confirment que les effets P- Δ peuvent être négligés dans la structure étudiée.

Tableau 27 : Vérification de l'effet P- Δ sens XX

Niveaux	h (mm)	P (kN)	V_x (kN)	Δ_x (mm)	Θ_x	OBS
RDC	3060	221976,9	1016,49	2,3	0,1641	vérifiée
1 étage	3060	191997,4	965,54	5,1	0,3314	vérifiée
2 étage	3060	184190,2	871,95	6,5	0,4487	vérifiée
3 étage	3060	184190,2	735,75	6,9	0,5645	vérifiée
4 étage	3060	177301,4	552,71	6,7	0,7024	vérifiée
5 étage	3060	163613,2	311,3	6,3	1,0821	vérifiée

Tableau 28 : Vérification de l'effet P- Δ sens YY

Niveaux	h (mm)	P (kN)	V_y (kN)	Δ_y (mm)	Θ_y	OBS
RDC	3060	221976,9	916,35	3,6	0,2850	vérifiée
1 étage	3060	191997,4	869,24	7,7	0,5558	vérifiée
2 étage	3060	184190,2	784,1	9,5	0,7293	vérifiée
3 étage	3060	184190,2	654,19	8,9	0,8189	vérifiée
4 étage	3060	177301,4	482,7	7,7	0,9243	vérifiée
5 étage	3060	163613,2	266,8	5,7	1,1423	vérifiée

E. Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement

Le système de contreventement choisi est "voiles mixte" avec $R = 4$, donc les voiles doivent reprendre plus de 20 % des charges verticale et dont les résultats du tableau 29 et tableau 30 le confirme.

Tableau 29 : Taux des charges verticales portées par les voiles

Niveaux	F _Z sur les poteaux [kN]	F _Z sur les voiles [kN]	% Repris par les voiles
RDC	-9364,88	-1650,63	14,98
1 étage	-7514,94	-1138,31	13,15
2 étage	-5847,49	-956,94	14,06
3 étage	-4314,47	-683,67	13,68
4 étage	-2775,42	-446,46	13,86
5 étage	-1345,79	-137,35	9,26

Tableau 30 : Taux des charges verticales portées par les poteaux

Niveaux	F _Z sur les poteaux [kN]	F _Z sur les voiles [kN]	% Repris par les poteaux
RDC	347,04	669,45	34,14
1 étage	289,4	676,14	29,97
2 étage	286,05	585,89	32,81
3 étage	320,52	415,23	43,56
4 étage	228,01	324,7	41,25
5 étage	252,9	58,4	81,24

IV. Conclusion

L'étude dynamique a permis d'estimer la résistance via le risque sismique et d'entreprendre 8 2003. et le bâtiment étudié répond positivement à toutes ces exigences.

CHAPITRE VI :
Etudes des éléments
structuraux

CHAPITRE VI : Etudes des éléments structuraux

I. Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement entre eux, et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales afin de les transmettre vers la fondation qui, à son tour les transmet au sol.

Pour pouvoir ferrailer ces éléments, Il a été utilisé le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis Professionnal 2022), qui permet de déterminer les efforts internes au niveau de chaque section d'élément de la structure pour les différentes combinaisons de calcul.

Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé BAEL 91 et le RPA 99 version 2003.

II. Etude des poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux ayant pour rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux et aux voiles. Les poutres seront calculées en flexion simple en se référant aux règles du BAEL 91 et du RPA 99 version 2003 pour la vérification.

A. Recommandations pour les poutres selon le RPA99version 2003

Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003 \times S \times b$.
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de $(h/4, 12\phi)$ et en dehors de la zone nodale l'espacement doit être de $s \leq h/2$.

B. Ferrailage des poutres

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91 :

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

ELS : G + Q

Combinaisons accidentelles selon le RPA 99 version 2003 :

G + Q ± E

0,8G ± E

Les moments fléchissant et les efforts tranchants des poutres principales et secondaires sont pris depuis Robot Structural Analysis professionnel 2022 et les résultats sont regroupés dans le Tableau 31 ci-dessous.

Tableau 31. Sollicitations de calcul maximales des poutres

Combinaisons	Sollicitations	Poutres Principales (kN.m/kN)	Poutres Secondaires (kN.m /kN)
E.L.U : 1.35 G+1.5 Q	Moment en travée M_t	35,92	35,92
	Moment en appui M_a	-43,12	-43,12
	Effort Tranchent T_u	24,38	24,38
E.L.S : G + Q	Moment en travée M_t	26,10	26,10
	Moment en appui M_a	-31,42	-31,42
	Effort Tranchent T_s	17,74	17,74
A.C.C : G + Q ± E 0.8 G ± E	Moment en travée M_t	81,50	81,50
	Moment en appui M_a	-87,91	-87,91
	Effort Tranchent T_a	55,25	55,25

Le Tableau 32 résume le ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires et leurs croquis de ferrailage sont schématisés dans les Figures 35 et 36.

Tableau 32. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Désignation	A calculée (cm ²)		A _{min} (BAEL) (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix	
	A _t	A _a			En travée	En appui
Poutre Principale	6.1	8.1	1,63	7,5	4HA14	6HA14
Poutre Secondaire	6,0	6.3	1,30	6	6HA12	6HA12

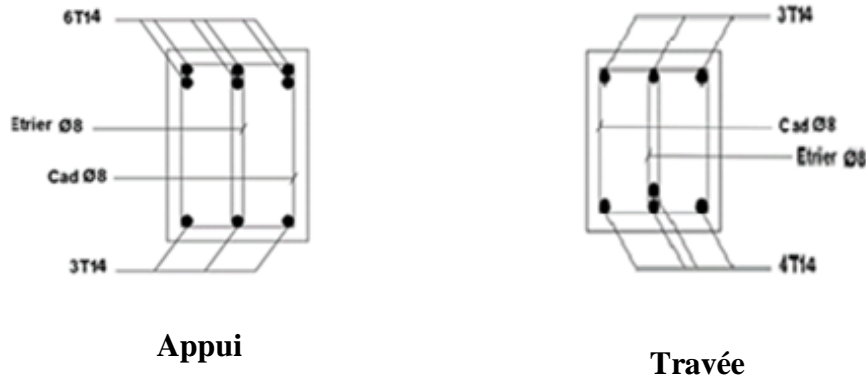


Figure 35. Croquis de ferrailage de la poutre principale

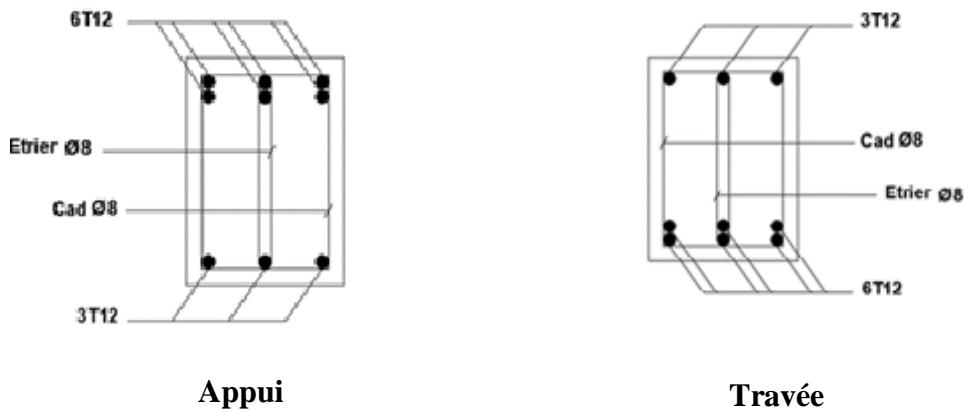


Figure 36. Croquis du ferrailage de la poutre secondaire

C. Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre

Ferrailage de la poutre principale en travée

$$M_t = 8,44 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8440}{14,2 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0.015 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.204; \beta = 0.918 \text{ et } A_s = \frac{8440}{348 \cdot 0.918 \cdot 36} = 0.734 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.304 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{min RPA}} = 0.5\%bh = 6,00 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_s = 256,4 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \text{ Condition non vérifiée}$$

$$\sigma_b = 7,33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le calcul doit se faire en ELS

$$M_{\text{ser}} = 68,46 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{ab} = 0.527; \text{ Axe neutre } \bar{y}_1 = 0.2479 \text{ m}; \text{ Bras de levier } \bar{Z}_1 = 0.387 \text{ m}$$

$$\text{Moment limite de service } \bar{M}_1 : \bar{M}_1 = b \cdot \bar{y}_1 \cdot \frac{\sigma_{bc}}{2} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right) = 0.216$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.0051; Y = 36.1986; Z = 0.41696$$

$$A_s = 8,1 \text{ cm}^2$$

Les conditions sont vérifiées maintenant

$$\sigma_s = 198,2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Section adoptée : $A_s = \max(4,18 \text{ cm}^2; 6,1 \text{ cm}^2; 1,70 \text{ cm}^2; 5,5 \text{ cm}^2) = 6,1 \text{ cm}^2$

Choix : 6HA14 avec $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{l \min}\right) = \min(1,14; 0,86; 1,4) \text{ On choisit HA8.}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II_a)

$$\Phi = 0,86 \text{ cm} \rightarrow L_r = 0,86 \times 40 = 34,4 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 40 \text{ cm.}$$

L'espacement des armatures transversales

$$\text{En zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{l \min}; 30 \text{ cm}\right) = 12 \text{ cm. On choisit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm On choisit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

III. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens (M_y et M_z), donc les poteaux sont sollicités en flexion composée déviée. La section d'acier est calculée en prenant en compte les trois types de sollicitations suivants :

- Effort normal maximal et le moment fléchissant correspondant.
- Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
- Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.

A.Recommandations pour les poteaux selon le RPA 99 version 2003

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de 0.8% (zone II_a).

Ferraillage maximum est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

la longueur minimale des recouvrements est 40ϕ (zone II_a).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm

En zone IIa.

Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme :

Dans la zone nodale : $t \leq \min (10\phi , 15\text{cm})$ (zone IIa)

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ (zone IIa)

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme suit :

0,3 % si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les valeur limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$.

B.Ferraillage des poteaux

Pour chaque combinaison d'efforts internes, la section d'acier est déterminée afin de garantir la résistance et la stabilité adéquates du poteau.

Les combinaisons fondamentales selon le BAEL 91 :

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

ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles selon le RPA version 2003 :

$G + Q \pm E$

$0,8 G \pm E$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants des poteaux sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnel 2022 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 33 ci-dessous.

Tableau 33. Le tableau de sollicitation de chaque poteau

Poteaux/Combinaisons		Sollicitations
45 x 45 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 1121,17\text{kN}$ $M_{y \max} = 14,56\text{kN}$ $M_{z \max} = 35,92\text{kN.m}$
	ELS	$N_{x \max} = 815,43\text{kN}$ $M_{y \max} = 10,52\text{kN}$ $M_{z \max} = 26,10\text{kN.m}$
	ACC	$N_{x \max} = 1027,93\text{kN}$ $M_{y \max} = 46,44\text{kN}$ $M_{z \max} = -87,91\text{kN.m}$
40 x 40 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 687,49\text{kN}$ $M_{y \max} = -15,02\text{kN}$ $M_{z \max} = -29,89\text{kN.m}$
	ELS	$N_{x \max} = 490,87\text{kN}$ $M_{y \max} = -10,87\text{kN}$ $M_{z \max} = -21,68\text{kN.m}$
	ACC	$N_{x \max} = 622,81\text{kN}$ $M_{y \max} = -52,29\text{kN}$ $M_{z \max} = 77,95\text{kN.m}$
35 x 35 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 318,8\text{kN}$ $M_{y \max} = -13,55\text{kN}$ $M_{z \max} = -43,12\text{kN.m}$
	ELS	$N_{x \max} = 231,43\text{kN}$ $M_{y \max} = -9,83\text{kN}$ $M_{z \max} = -31,42\text{kN.m}$
	ACC	$N_{x \max} = 256,27\text{kN}$ $M_{y \max} = -34,16\text{kN}$ $M_{z \max} = -49,29\text{kN.m}$

Le ferrailage du poteau se fait à la flexion composée déviée selon le Tableau 34 résume le ferrailage des poteaux et leurs croquis de ferrailage sont schématisées dans la Figure 37.

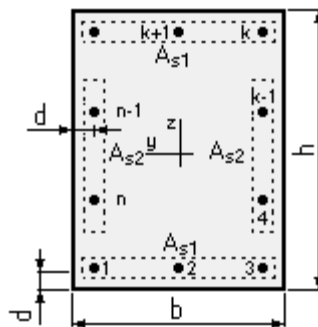


Figure 37 : Section de ferrailage du poteau

Tableau 34. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Dimensions des Poteaux (cm ²)	A calculée (cm ²)		Choix
	A _{s1}	A _{s2}	
45 x 45	12,32	6,16	12T14
40 x 40	9,05	6,16	8T14+4T12
35 x 35	9,05	4,52	12T12

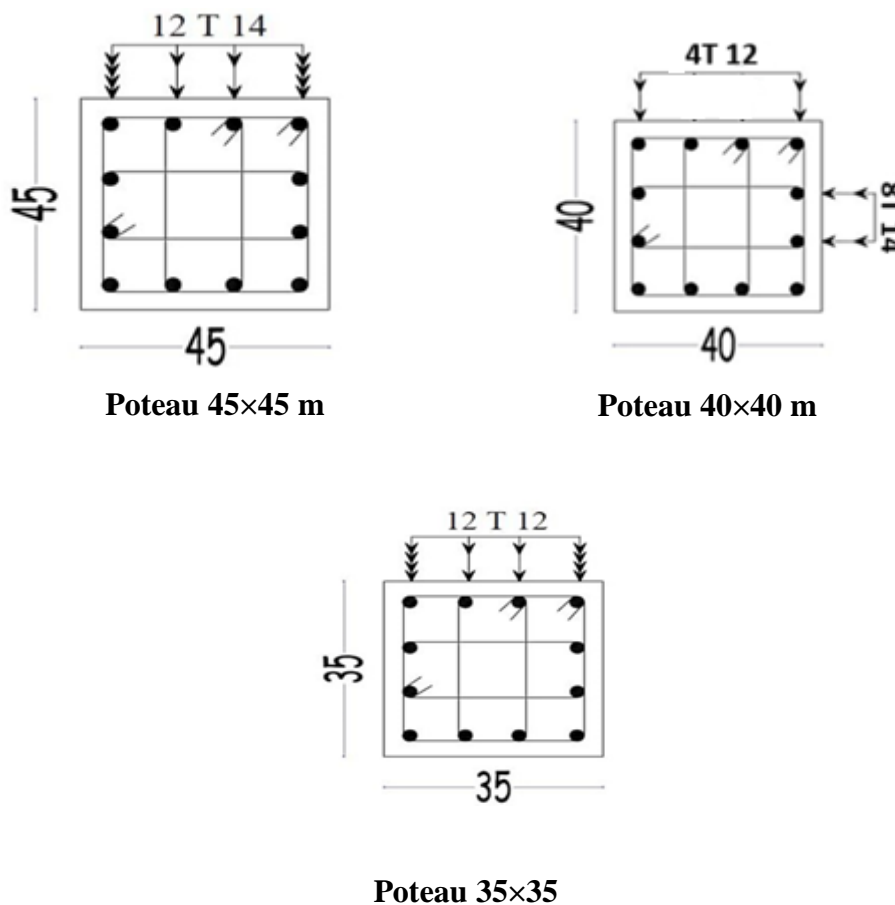


Figure 38 : Croquis du ferrailage des poteaux

C.Exemple de calcul du ferrailage d'un poteau

L'exemple choisi est le ferrailage du poteau de dimensions 45 x 45 cm² du RDC (Figure33), ayant les caractéristiques suivantes : S = 45×45 ; C = C' = 5 cm ; Acier Fe E400;

$d = 0,9h = 2,754$

$N_{Max} = 1469.29 \text{ kN}; My_{corr} = 42.52 \text{ kN.m}$

Position du point application de l'effort normal N est $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{42.5 \times 100}{1469.29} = 2,89 \text{ cm} < \frac{h}{12}$

L'effort normal de compression N est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur de noyau central (compression excentrée).

Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée

$\frac{l_f}{h} = 5,71 \leq \max \left[15; \frac{20 \cdot e_0}{h} \right] = 15$; Le calcul de la section se fera en flexion composée par la majoration des sollicitations comme suit:

$$\begin{aligned} N' &= N \\ M' &= N \cdot (e_0 + e_a + e_2) \end{aligned}$$

Excentricité additionnelle $e_a = 2 \text{ cm}$ et l'excentricité du 1^{er} ordre $e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot [2 + \alpha' \cdot \emptyset] e_2 = 1,7 \text{ cm}$

Efforts majorés: $N' = 1644,6 \text{ kN}$ et $M' = 73,01 \text{ kN.m}$

Position du point d'application de l'effort N' : $e_0 = \frac{M'}{N'} = 4,44 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$

L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée

$$(0,337h - 0,81c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \leq N'(d - c_1) - M'_1$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées

$$M'_1 = M' + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 401,902 \text{ kN.m} \text{ et } N'(d - c_1) - M'_1 = 255,882 \text{ kN.m}$$

$(0,337h - 0,81e_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h > N'(d - c_1) - M'_1$, d'où la section est partiellement comprimée, alors le calcul se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues.

$$(0,337h - 0,81c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h = 454,400 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence de l'armature comprimée $\mu = 0,279 < \mu_L = 0,392$, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Calcul des armatures par la méthode de la superposition des états

$$\text{Moment limite : } M'_{11} = \mu_L \cdot \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 0,392 \times 14,2 \times 50 \times 45^2 = 563,598 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment résiduel : } \Delta M'_1 = M'_1 - M'_{11} = -161,696 \text{ kN.m}$$

$$\Delta M' = -161,696 \text{ kN.m} < 0,4M'_{11} = 160,761 \text{ kN.m}$$

$$1000\varepsilon_L = \frac{f_e}{200\gamma_s} = 1,739; \alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668; \beta_L = 1 - 0,4 \alpha_L = 0,733$$

$$A_{11} = \frac{M'_{11}}{\sigma_s \cdot \beta_L \cdot d} = 49,10 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{12} = \frac{\Delta M'_1}{\sigma_s \cdot (d - \delta' d)} = \frac{-161696}{348 \cdot (45 - 0,111)} = -10,35 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0 \text{ et } A_1 = A_{11} + A_{12} = 49,10$$

En flexion composée $A' = 0$ et $A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 1,84 \text{ cm}^2$

Situation accidentelle (SA) $N = 1152,15 \text{ KN}$ et $M = 23,02 \text{ KN.m}$

Position du point application de l'effort normal de traction N

$$e_0 = \frac{M}{N} = 2 \text{ cm} < \frac{h}{2} - \delta'd = \frac{50}{2} - 5 = 20 \text{ cm}$$

L'effort normal de traction N est appliqué entre les armatures (section entièrement tendue).

Détermination des armatures: $A_1 = \frac{N \cdot a}{100 \cdot \sigma_{10} \cdot (d - c_1)}$ et $A_2 = \frac{N}{100 \cdot \sigma_{10}} - A_1$

$$A_1 = 6,96 \text{ cm}^2 \text{ et } A_2 = 7,84 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal (BAEL) $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 50 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,717 \text{ cm}^2$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1,84; 2,72) = 2,72 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$$A_{\text{sup}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 6,96 \text{ cm}^2; 2,72)$$

$$A_{\text{inf}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 7,84 \text{ cm}^2; 2,72)$$

$$A_{\text{sup}} = 6,96 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{\text{inf}} = 7,84 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures de ferraillage

$$4 \text{ HA } 16 \Rightarrow A_{\text{sup}} = A_{\text{inf}} = 8,04 \text{ cm}^2$$

IV. Etude des voiles

Les voiles sont des éléments ayant deux grandes dimensions par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Le rôle des voiles est de reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et servir de cloisons de séparation entre les locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions et un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieure à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile.

A. Procédure de ferraillage

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La Figure 34 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

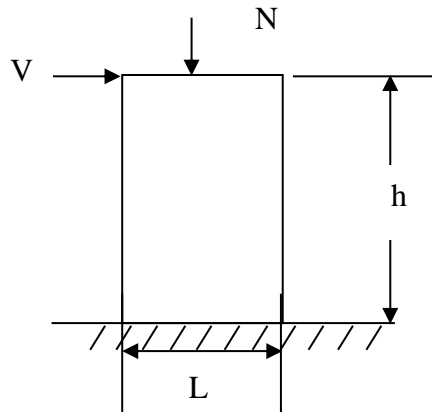


Figure 39 : Schéma d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile, d'armatures verticales uniformément réparties, d'armatures horizontales uniformément réparties, parallèles aux faces du murs et d'armatures transversales (epingles) perpendiculaires aux parement du voile. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Pour le ferrailage des voiles, il est nécessaire de calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements, le BAEL 91 et le RPA 99 version 2003.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure. En effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite et permet l'adoption d'un bon ferrailage, bien sûr après une bonne interprétation des résultats obtenus.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes, sachant que les contraintes maximales σ_{\max} et minimales σ_{\min} du voile sont déterminées à l'aide de M et N tirés à partir du fichier des résultats de Robot Structural Analysis Professionnel 2022. Les trois types de sections qui peuvent être obtenues sont décrites ci-dessous.

1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée (SEC)

Si $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) > 0$, la section du voile est entièrement comprimée et il n'existe pas de zone tendue. La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003.

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015.b.h$$

2^{ème} cas : Section Entièrement Tendue (SET)

Si $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) < 0$, la section du voile est entièrement tendue et par conséquent, il n'existe pas de zone comprimée. Le calcul des contraintes de traction permet de déterminer la section des armatures verticales $A = \frac{f_t}{f_e}$ qui est comparée à la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003 et ensuite ferrailer avec le cas le plus défavorable des deux.

3^{ème} cas : Section Partiellement Tendue (SPT)

Si $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min})$ sont de signe différents, la section du voile est partiellement tendue, donc le calcul est établi sur la base des contraintes de la zone tendue.

B.Recommandations pour les voiles selon le RPA 99 version 2003

Armatures verticales

Selon l'article 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003, elles sont disposées en deux nappes parallèles et le RPA 99 version 2003 exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton et le ferrailage est disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

Armatures horizontales

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003, les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures et les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Règles communes

Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003, Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est de 0,15% globalement dans la section du voile et de 0,10 % en zone courante.

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes ($1,5 \times a$; 30 cm) et les deux nappes doit être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile et les longueurs de recouvrement doivent être égale à 40 pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe est possible et à 20 pour les barres situées dans les zones comprimées.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile et si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement) et à chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

C.Ferraillage des voiles

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération selon le BAEL 91 et le RPA99 version2003 sont citées ci-dessous.

ELU : 1,35G + 1,5Q ; ELA : G + Q ± E et 0,8G ± E et ELS : G + Q

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier Robot Structural Analysis Professionnel 2022 et selon les valeurs des éléments de réduction, les voiles ont été classés en 2 types et les sollicitations maximales sont consignées dans le Tableau 36.

Tableau 35. Efforts de réduction les plus défavorables agissant sur les voiles

Type de voile	Combinaisons	N [kN]	M [kN.m]	V [kN]
Voile 1	G+Q+EX Min	-1822,076	-360,0297	527,1987
Voile 2	ELU	-1841,007	-73,0217	413,1145

Le ferraillage des voiles se fait à la flexion composée déviée selon le schéma de la section de ferraillage de la Figure 38 et le Tableau 37 résume le ferraillage des voiles.

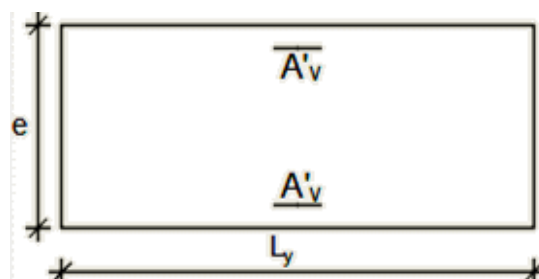


Figure 41 : Section du ferraillage du voile

Tableau 36 : Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinal

Type de voile	As retenu (cm ²)	Choix d'armature	Espacement en zone d'about (cm)	Espacement en zone courante (cm)
V1	6,34	5 HA 12(5,65 cm ²)	10	20
V2	3,06	5 HA 12 (3,93 cm ²)	10	20

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Article 7.7.2 du RPA 99version 2003). Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec la contrainte limite $\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$ et la contrainte

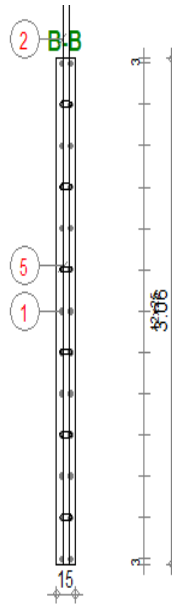
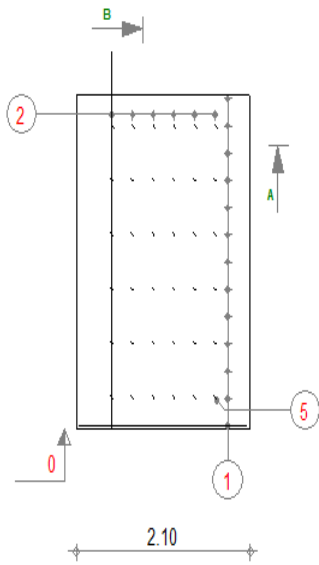
$$\text{de cisaillement } \tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1,4 \times V_{u \text{ cal}}}{b_0 d}$$

Dans cette structure, le calcul des armatures horizontales a été régi directement par le pourcentage minimum du ferrailage du RPA 99 version 2003 et qui de l'ordre de 0,15% de la section du voile en zones critiques et de 0,10% de la section du voile en zone courante et le

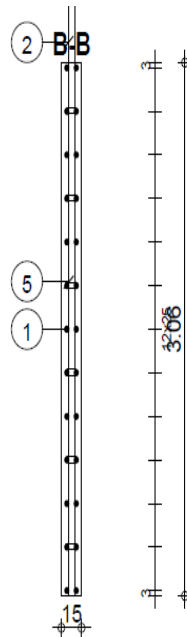
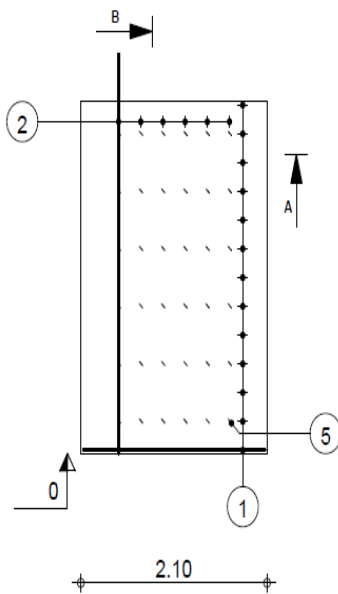
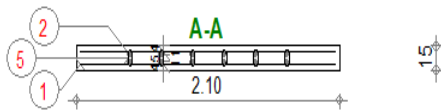
Ferrailage transversal des voiles adopté est indiqué dans le Tableau 38 ci-dessous et le croquis du ferrailage des voiles est schématisé dans la Figure 39.

Tableau 37 : Tableau récapitulatif du ferrailage transversal

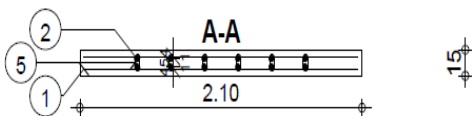
Type de voile	V (kN)	$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V_{u \text{ cal}}}{b_0 d}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	Espacement (cm)
Voile 1	527,1987	1,46	C.V	5 HA 10 (3,93)	15
Voile 2	413,1145	1,22	C.V	5 HA 10 (3,93)	15



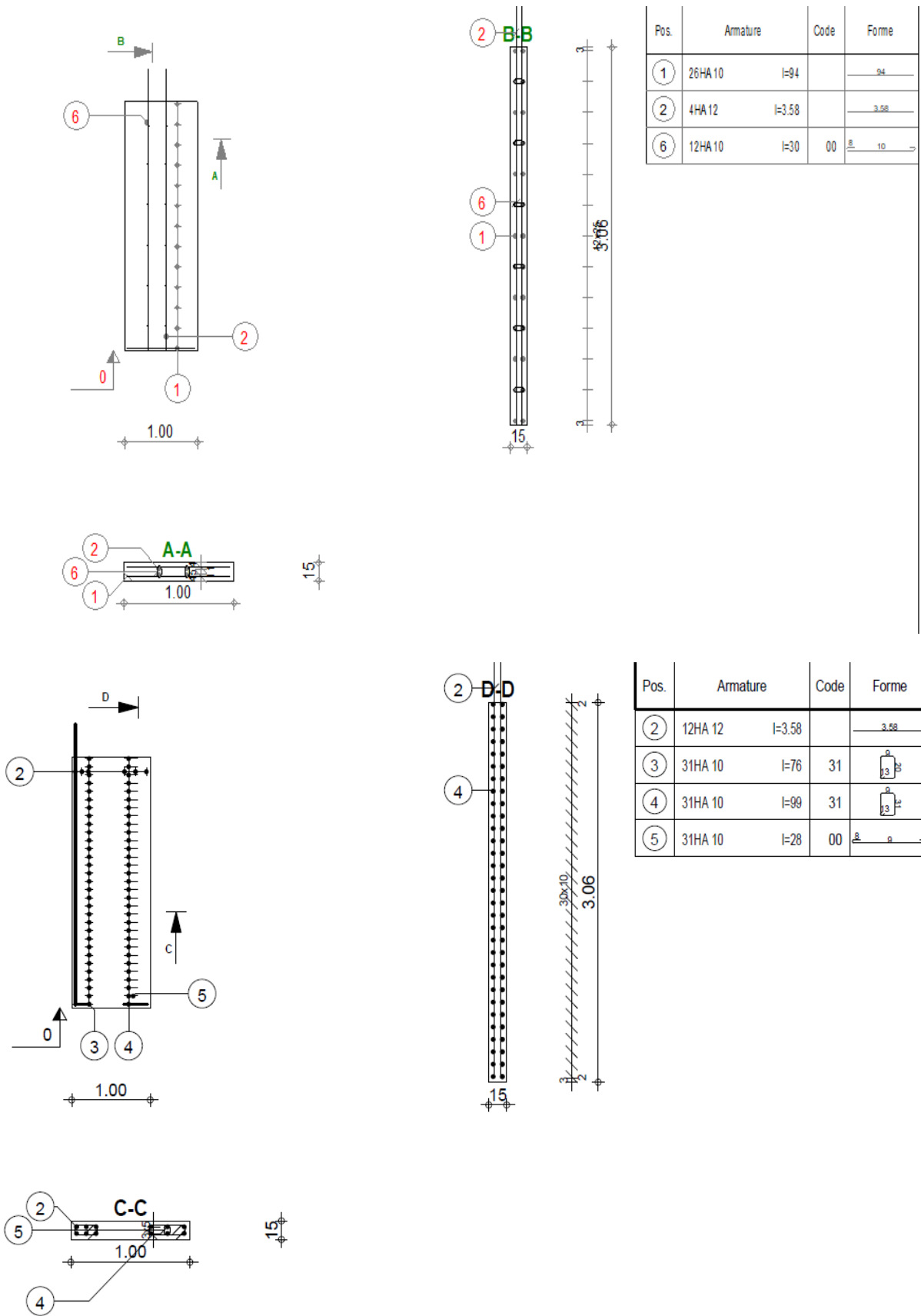
Pos.	Armature	Code	Forme
①	26HA10	l=2.04	— 2.04 —
②	12HA12	l=3.72	— 3.72 —
⑤	36HA10	l=30	00 $\frac{a}{10}$



Pos.	Armature	Code	Forme
①	26HA 10	l=2.04	— 2.04 —
②	12HA 12	l=3.72	— 3.72 —
⑤	36HA 10	l=30	00 $\frac{a}{10}$



VOILE 1



VOILE 2

Figure 42 : Croquis du ferrailage des voiles

D.Exemple de calcul du ferrailage d'un voile

Les caractéristiques géométriques du voile : $I=0,3658\text{m}^4$; $\Omega=0,56\text{ m}^2$; $v = L/2 = 1,4\text{ m}$

Armatures verticales

1^{ère} cas : $N_{\max}=1836,659\text{ kN}$ et $M_{\text{cor}}= 300,911\text{ kN.m}$

$\sigma_1=4750,88\text{ kN/m}^2$ et $\sigma_2= 2179,91\text{ KN/m}^2$ Section entièrement comprimée

$$A_s = \frac{0,15}{100} \cdot S = 0,15 \cdot 265,20 = 7,95\text{ cm}^2 \text{ soit } 1,5\text{ cm}^2 \text{ par face par ml}$$

2^{ème} cas : $M_{\max}= 905,0402\text{ kN.m}$ et $N_{\text{cor}}= - 449,5324\text{ kN}$

$\sigma_1=3018,14\text{ kN/m}^2$ et $\sigma_2= -4714,49\text{ kN/m}^2$

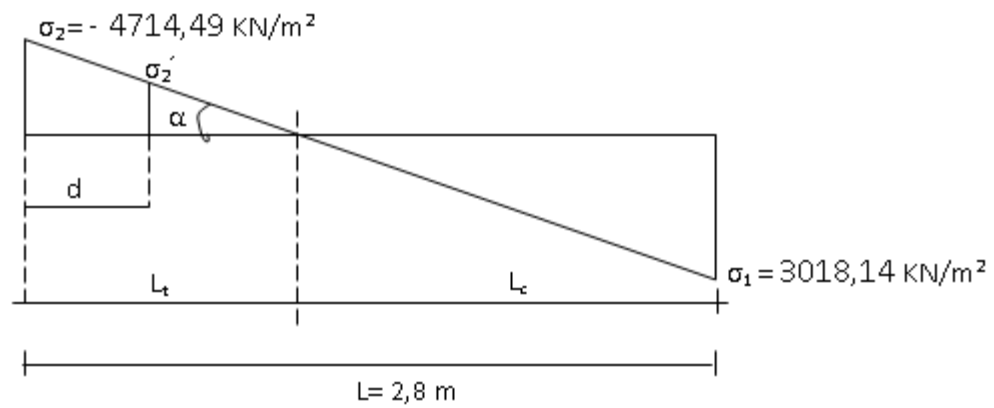


Figure 43 : Diagramme des contraintes de la SPT

Longueur de la zone tendue $L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1,62\text{ m}$

Longueur de la zone comprimée $L_c = L - L_t = 1,03\text{ m}$

$d \leq \min(h_e / 2, (2/3) \times l_c) = (1,89 ; 0,69)$ Soit : $d = 0,69\text{ m}$

$\sigma_1' = \text{tg} \alpha (L_t - d) = 2702,40\text{ kN/m}^2$

$I'^2 = 0,005464\text{m}^4$; $v' = 0,34\text{ m}$; $\Omega' = 0,14\text{ m}^2$

$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_1' + \sigma_2) = 511,43\text{ kN}$ et $M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_1' - \sigma_2) = 33,31\text{ kN.m}$

$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{33,31}{511,43} = 0,07\text{ m} < d/6 = 0,11\text{ m}$ Section est entièrement tendue (S.E.T).

Soit : $c = c' = 5\text{ cm}$

$A_s = \frac{N_1}{f_e} = \frac{511430}{100 \cdot 400} = 12,79\text{ cm}^2$ soit $3,95\text{ cm}^2$ par face par ml

$A_{\text{BAEL}} = 0,15 \cdot 265 \cdot 20 / 100 = 7,95\text{ cm}^2$ soit $1,5\text{ cm}^2$ par face par ml

$A_{\text{RPA}} = 0,20 \cdot 162 \cdot 20 / 100 = 6,48\text{ cm}^2$ soit 2 cm^2 par face par ml

$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,76\text{ cm}^2$ soit $1,1\text{ cm}^2$ par face par ml

$A = \max (A_s ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\text{min}}) = 9,26\text{ cm}^2$ par face par ml

3^{ème} cas : $N_{\min} = -857,8931 \text{ kN}$, $M_{\text{cor}} = 306,429 \text{ KN.m}$

$\sigma_1 = -309,60 \text{ kN/m}^2$ et $\sigma_2 = -2927,73 \text{ kN/m}^2$ Section entièrement tendue (SET)

$A_{\text{RPA}} = 10,60 \text{ cm}^2$ soit 2 cm^2 par face par ml

$A_{\min} = 7,95 \text{ cm}^2$ soit $1,5 \text{ cm}^2$ par face par ml

$A = \max(A_{\text{RPA}} ; A_{\min}) = 10,60 \text{ cm}^2$ soit 2 cm^2 par face par ml

$A = \max(A_{1 \text{ cas}} ; A_{2 \text{ cas}} ; A_{3 \text{ cas}}) = \max(1,5 ; 3,95 ; 2) = 3,95 \text{ cm}^2$ par face par ml

Calcul des armatures horizontales

D'après l'RPA 99/version 2003, le pourcentage minimum de ferrailage est de l'ordre de 0,15% de la section du voile en zones critiques, ce qui donne $0,15 \cdot 265,20 = 7,95 \text{ cm}^2$ soit $1,5 \text{ cm}^2$ par face par ml et le choix adopté est 20 HA 10.

Vérification de la résistance des voiles au cisaillement

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1,4 \times V_{u \text{ cal}}}{b_0 d} = 0,71 \text{ kN/m}^2 < \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ kN/m}^2$$

CHAPITRE VII : Etudes de l'infrastructure

CHAPITRE VII : ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE

I. Introduction :

Le sous-sol est constitué de voiles périphériques et de fondations : ceux sont des éléments de résistance de l'infrastructure qui doivent être capables de reprendre toutes les charges provenant de la superstructure et de les transmettre au bon sol (la bonne couche)

Un sol est caractérisé par sa capacité portante : une pression (contrainte) admissible maximale que peut supporter un terrain de fondation sans aucun risque de rupture (poinçonnement) ou de tassement différentiel (non uniforme).

Le taux de travail à la rupture, représente la contrainte entraînant le poinçonnement du sol.

De plus il ne faut pas qu'il y'ait de différence de tassement appréciable entre deux points porteurs 2 fondations, ceux qui engendrait des désordres graves dans la superstructure (fissurations des murs, déformations des planchers).

Dans le cas de projet de grande surface et d'un terrain peut homogène, on adoptera le taux de travail du sol le plus mauvais afin de limiter le tassement différentiel.

II. Etude du mur voile périphérique :

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres.

Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau (± 00) :

D'après le (RPA₉₉Version 2003), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.

III. Epaisseur du mur :

L'épaisse (e) du mur sera donnée par la condition suivante.

hauteur du mur: $h_e = 2,72 - 0,45 = 2,27$ m

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \rightarrow e \geq \frac{227}{25} \rightarrow e \geq 9,08 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte pour une epaisseur } e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,72}{5,42} = 0,50 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

A. Calcul de la poussée des terres :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes) :

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension (5,42x2,72) m².

La contrainte engendrée par la poussée des terres est notée par "q" due au poids volumique des terres est exprimée comme suit :

$$q = \gamma \cdot h_e \cdot A$$

Où :

γ : poids volumique des terres $\rightarrow \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

A: coefficient de poussée $\rightarrow A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow \varphi$: angle de frottement de la terre.

Et pour un terrain de gros éléments sans limons et argiles $\rightarrow \varphi = 30^\circ$

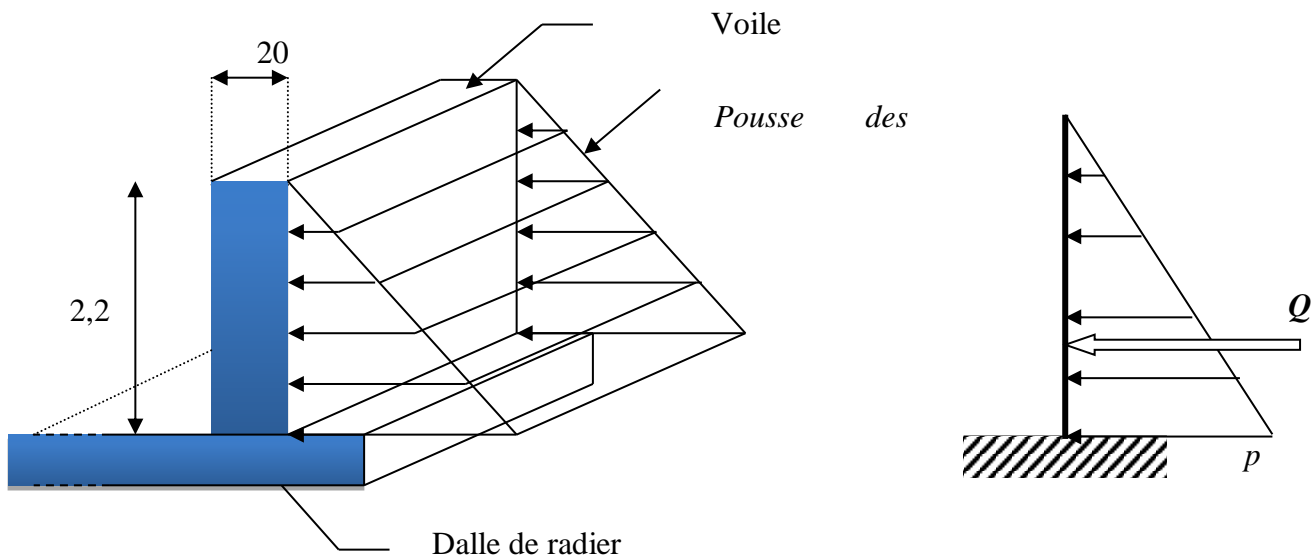


Figure 44 : Schéma statique d'un voile périphérique.

$$A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow A = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) \rightarrow A = 0,333$$

B. Calcul des sollicitations :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

$$\text{En appui : } M_{ax} = -0,4 M_{0x}$$

$$M_{ay} = -0,4 M_{0y}$$

Projet de fin d'étude

➤ **Combinaison fondamentale :**

$$\text{E.L.U.R} : q_u = (1,35 \cdot \gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1\text{m} \rightarrow q_u = 1,35 \cdot 18 \cdot 2,72 \cdot 0,333 \cdot 1 = 22,01 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = (\gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1\text{m} = 18 \cdot 3,0 \cdot 333 \cdot 1 = 16,3 \text{ kN/ml}$$

C. Calcul des moments :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 38 : Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.

Le panneau considéré		E.L.U.R	E.L.S
Lx (m)		3,45	3,45
Ly (m)		4,80	4,80
P		0,555	0,555
μ_x		0.0966	0.1000
μ_y		0.2500	0.3671
Moments isostatiques	M_{0x} (kN.m)	25,31	19.40
	M_{0y} (kN.m)	6.33	7.10
Moments en travée	M_{tx} (kN.m)	21.51	16.49
	M_{ty} (kN.m)	5.38	6.03
Moment en appui	M_{ax} (kN.m)	-10.12	-7.76
	M_{ay} (kN.m)	-2.53	-2,84

IV. Calcul du ferrailage :

➤ **E.L.U.R :**

Le sens X :

a) -En travée :

Calcul d'une section rectangulaire (bx_e) avec b=100cm et e=20cm.

$$M_{ux}^t = 21.51 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$d = 0,9 \times e = 0,9 \cdot 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{21.51 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,047$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\dot{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,047}) = 0,060$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,060 = 0,976$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21.51 \times 10^3}{348 \times 0,97 \times 18} = 3,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) -En appui :

$$M_{ux}^a = 10,12 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$A_u^a = 1,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le sens Y :

a) -En travée :

Calcul d'une section rectangulaire (bxh) avec b=100cm et h=20cm).

$$M_{uy}^t = 5,38 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$A_u^t = 0,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) -En appui :

$$M_{uy}^a = 2,53 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$A_u^a = 0,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **E.L.S :**

Fissuration préjudiciable → il faut calculer les armatures,

Le sens X :

a) -En travée :

$$M_{ser x}^t = 16,49 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$d = 0,9 \cdot e = 0,9 \cdot 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les HA}$$

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

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ MPa.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser x}^t}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} \rightarrow \mu_1 = \frac{16,49 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 201,66} = 0,0025$$

$$\lambda = 1 + 30 \cdot 0,0025 = 1,075$$

$$\cos \varphi = 1,075^{(-3/2)} = 0,897$$

$$\rightarrow \varphi = 26,21^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2 \sqrt{1,09} \cdot \cos\left(240 + \frac{26,21}{3}\right) = 0,243$$

$$K_1 = \frac{15(1 - 0,243)}{0,243} = 46,728$$

Projet de fin d'étude

$$\sigma_{bc} = \frac{201,66}{46,728} = 4,326 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ il n'y a pas d'armature comprimée.

$$\Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0,243}{3} = 0,919.$$

$$A_{ser}^t = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{16,49 \cdot 10^3}{201,66 \cdot 0,92 \cdot 18} = 4,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui :

$$M_{ser x}^a = 7,76 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$A_{ser}^a = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le sens Y :

a)-En travée :

$$M_{ser y}^t = 6,03 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$A_{ser}^t = 1,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) -En appui :

$$M_{ser y}^a = 2,84 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$A_{ser}^a = 0,850 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures minimales :**

$$\text{R. P. A: } A_{min} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = A_{min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{B. A. E. L: } A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} \right) \rightarrow A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix d'armatures :

« **Sens X** » :

$$\text{En travée : } A_x^t = \max(A_u; A_{ser}; A_{min \text{ BAEL}}; A_{min \text{ RPA}})$$

$$A_x^t = 4,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra : 7T10/ml = 5,50 cm²/ml → St = 15cm

$$\text{En appui : } A_x^a = \max(A_u; A_{ser}; A_{min \text{ BAEL}}; A_{min \text{ RPA}})$$

$$A_x^a = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra :

5T10/ml = 3,92 cm²/ml → St = 20cm.

« **Sens Y** » :

$$\text{En travée : } A_y^t = \max(A_u; A_{ser}; A_{min \text{ BAEL}}; A_{min \text{ RPA}})$$

$$A_y^t = 1,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra: 7T10/ml = 5,49 cm²/ml → St = 15cm

En appui : $A_y^a = \max(A_u; A_{ser}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}})$

$$A_y^a = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra: 5T10/ml = 3,92 cm²/ml → St = 20cm

Tableau Récapitulatif de ferrailage du mur voile périphérique :

Tableau 39. Evaluation des sections d'armatures longitudinales du voile périphérique.

	Ferrailage							
	Appuis				Travées			
	Armatures calculées			Armatures adaptées	Armatures calculées			Armatures adaptées
Le sens	A_u^a (cm ²)/ml	A_{ser}^a (cm ²)/ml	A_{min}^a (cm ²)/ml	A^a (cm ²)/ml	A_u^t (cm ²)/ml	A_{ser}^t (cm ²)/ml	A_{min}^t (cm ²)/ml	A^t (cm ²)/ml
Sens X	1,1	1.081	2,17	T12 , e = 20 cm	2,23	3,024	2,17	4T12 , e = 20 cm
Sens Y	0,25	0,5	2,17	T12 , e = 20 cm	0,54	1,4	1	4T12 , e = 20 cm

V. Généralité :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VI. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

A. Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

N.B : dans ce cas en prendre $\sigma = 2.5 \text{ bar}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ t/m}^2 \quad \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Tableau 40. Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau.

Semelles	Nser(kN)	S=Nser/ σ (m ²)
1	389,68	1,95
2	675,57	3,38
3	419,42	2,10
4	662,09	3,31
5	461,21	2,31
6	654,26	3,27
7	500,62	2,50
8	627,8	3,14
9	508,93	2,54
10	597,73	2,99
11	553	2,77
12	908,17	4,54
13	556,67	2,78
14	593,33	2,97

Les surfaces des semelles revenant à chaque voile sont données par le tableau suivant :

Tableau 41. Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile.

Semelles	Nser (t)	S=Nser/ σ (m ²)	Semelles	Nser (t)	S=Nser/ σ (m ²)
1	926,76	4,63	8	389,63	1,95
2	2614,73	13,07	9	837,1	4,19
3	2575,08	12,88	10	767,03	3,84
4	663,56	3,32	11	1945,5	9,73

5	511,33	2,56	12	955,64	4,78
6	519,57	2,60	13	1894,47	9,47
7	402,57	2,01	14	315.23	1.72

• **Commentaire :**

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité de l'exécution.

VII. Etude du radier :

A. Prédimensionnement du radier :

1. Calcul de surface minimale du radier :

On a $N_{ser} = 71131,51$ kN

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ kN.}$$

La surface du radier est :

$$S \geq \frac{71131.51}{250} = 284.53 \text{ m}^2$$

L'emprise totale de l'immeuble est de 664.65 m².

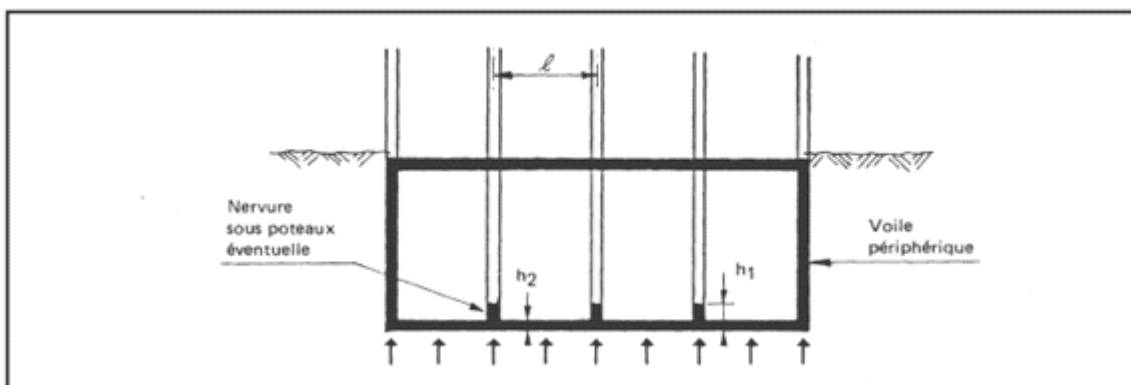


Figure 45 : Schéma du radier nervuré.

2. Prédimensionnement de la dalle :

Condition forfaitaire :

$$h_r \geq L_{max} / 10$$

Avec : L_{\max} la distance maximale entre deux files successives ($L_{\max} = 5.425\text{m}$)

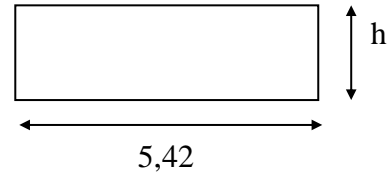
D'où : $h_r \geq 54.25 \text{ cm}$

➤ **Condition de résistance au cisaillement :**

D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,15 f_{cj} / \gamma_b$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.



Avec : $V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 5,42 m.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9 h_2} \leq \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2 S_{rad} \times b \times 0,07 f_{cj}}$$

On a: $N_u = 86414,16 \text{ kN} \Rightarrow h = 21,18 \text{ cm}$.

Remarque :

Le calcul effectué avec $h_2 = 21,18 \text{ cm}$ a conduit à des sections d'armatures élevées dans la hauteur envisagée, pour le placement de cette section d'armature on a opté pour une hauteur de la dalle de : $h_2 = 40 \text{ cm}$

3. Calcul du débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_2/2 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

Soit : $D = 50 \text{ cm}$

$$D'où : S_r = S + D \times P$$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

P : le périmètre de bâtiment.

$$S_r = 664,65 + 0,50 \times 107,2 = 718,18 \text{ m}^2$$

$$S_r = 718,18 \text{ m}^2$$

4. Pré dimensionnement de la nervure :

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

L'épaisseur du radier général doit satisfaire

$$h_1 \geq L_{\max} / 10 = 5,425 / 10 = 0,5425 \text{ m}$$

➤ **Condition de la longueur élastique :**

Projet de fin d'étude

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} : \text{Longueur élastique}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2 \quad K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'où : } h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} = 0,81 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_1 = 90 \text{ cm}$.

B. Vérification au poinçonnement :

❖ Condition de non poinçonnement :

$$Nu \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} \rightarrow (d)$$

Où :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

h : Epaisseur du radier

$$U_c = 2 (a_1 + b_1) \text{ avec :}$$

$$a_1 = a + h$$

$$b_1 = b + h$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \cdot (a+b+2 \cdot h)$$

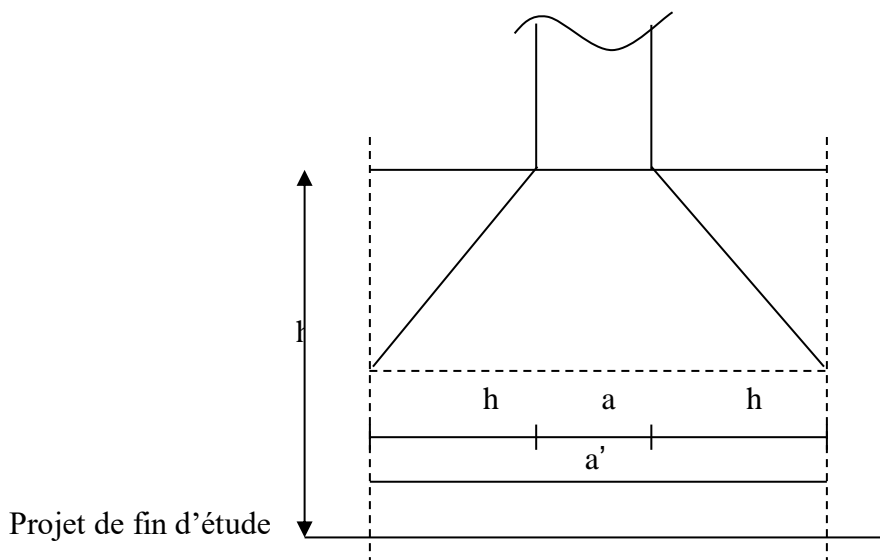


Figure 46 : Dimensionnement du feuillelet moyen.

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'ELUR.

Pour notre structure, $N_{u\max}=1930,24\text{kN}$ appliqué sur un poteau de section rectangulaire

De dimensions $a=50\text{cm}$ et $b=50\text{cm}$

$$N_u=1930,24 = 0.045 \times [(50+50) + 2.h] \times h \times 20 \geq 0$$

$$\Rightarrow 4500 h^2 + 2250 h - 1930,240 = 0$$

$$\Rightarrow h \geq 0,86 \text{ m}$$

Pour satisfaire les quatre conditions précédemment, soit $h = 90 \text{ cm}$

Le radier sera étudié comme un plancher renversé comporte un système de poutres (nervures).

Donc la condition est vérifiée.

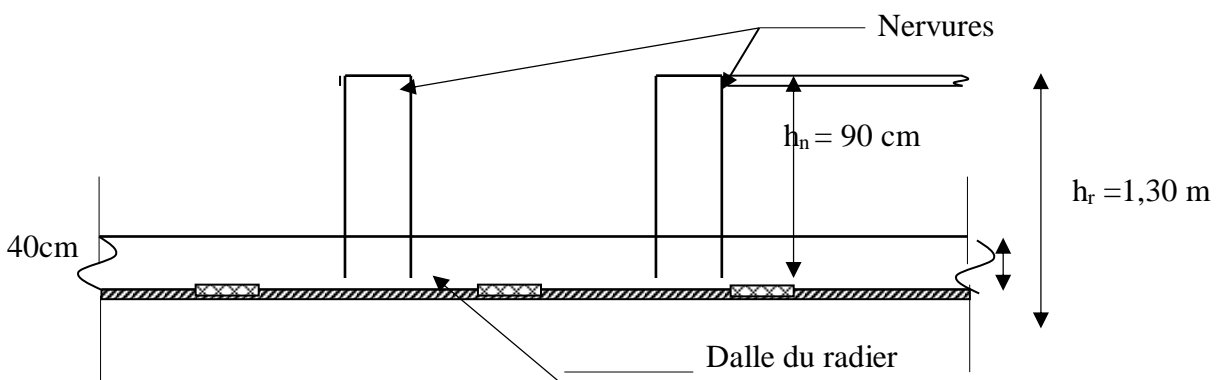


Figure 47 : Dimension du radier.

D. Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La condition à vérifier est :

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S_r$$

$$\text{Avec : } W = W_{bat} + W_{rad} = 7102,62 \text{ t}$$

$$F_s = 1.5 \text{ Coefficient de sécurité}$$

$$\delta = 1 \text{ t/m}^3 : \text{ Poids volumique de l'eau}$$

$$Z = 2,72 \text{ m} : \text{ Hauteur d'ancrage du radier}$$

$$F_s \times \delta \times Z \times S = 2930,17 \text{ t}$$

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

E. Caractéristiques géométriques du radier :

A. Calcul des inerties et du centre de gravité du radier :

Projet de fin d'étude

Le calcul sera fait en tenant compte de symétrie suivant x :

Sens longitudinal X :

<i>Panneaux</i>	<i>L_x (m)</i>	<i>L_y (m)</i>	<i>X_i (m)</i>	<i>Y_i (m)</i>	<i>S (m²)</i>	<i>I_{xx} (m⁴)</i>	<i>dx</i>	<i>I_x (m⁴)</i>
1	2.25	5.4	1.125	2.7	12	29.525	9.425	1108.81659
2	2.25	4.3	1.125	2.15	10	14.908	9.425	874.343859
3	2.25	4.3	1.125	2.15	10	14.908	9.425	874.343859
4	2.25	5.4	1.125	2.7	12	29.525	9.425	1108.81659
5	4.9	5.4	2.45	2.7	26	64.298	8.1	1800.3384
6	4.9	4.3	2.45	2.15	21	32.465	8.1	1414.86806
7	4.9	6.4	2.45	3.2	31	107.042	8.1	2164.57173
8	4.9	3.3	2.45	1.65	16	14.674	8.1	1075.58798
9	3.3	3.3	1.65	1.65	11	9.883	8.9	872.479575
10	3.3	4.2	1.65	2.1	14	20.374	8.9	1118.2248
11	3.3	4.4	1.65	2.2	15	23.426	8.9	1173.5548
12	3.3	4.2	1.65	2.1	14	20.374	8.9	1118.2248
13	3.3	3.3	1.65	1.65	11	9.883	8.9	872.479575
14	4.65	3.3	2.325	1.65	15	13.926	8.225	1052.02443
15	4.65	4.2	2.325	2.1	20	28.709	8.225	1349.92581
16	4.65	4.4	2.325	2.2	20	33.009	8.225	1417.14059
17	4.65	4.2	2.325	2.1	20	28.709	8.225	1349.92581
18	4.65	3.3	2.325	1.65	15	13.926	8.225	1052.02443
19	4.65	3.3	2.325	1.65	15	13.926	8.225	1052.02443
20	4.65	4.2	2.325	2.1	20	28.709	8.225	1349.92581
21	4.65	4.4	2.325	2.2	20	33.009	8.225	1417.14059
22	4.65	4.2	2.325	2.1	20	28.709	8.225	1349.92581
23	4.65	3.3	2.325	1.65	15	13.926	8.225	1052.02443
24	3.3	3.3	1.65	1.65	11	9.883	8.9	872.479575
25	3.3	4.2	1.65	2.1	14	20.374	8.9	1118.2248
26	3.3	4.4	1.65	2.2	15	23.426	8.9	1173.5548
27	3.3	4.2	1.65	2.1	14	20.374	8.9	1118.2248
28	3.3	3.3	1.65	1.65	11	9.883	8.9	872.479575
29	4.9	5.4	2.45	2.7	26	64.298	8.1	1800.3384
30	4.9	4.3	2.45	2.15	21	32.465	8.1	1414.86806
31	4.9	4.3	2.45	2.15	21	32.465	8.1	1414.86806
32	4.9	5.4	2.45	2.7	26	64.298	8.1	1800.3384
								45695.0805

Sens transversal Y :

<i>Panneaux</i>	<i>L_x (m)</i>	<i>L_y (m)</i>	<i>X_i (m)</i>	<i>Y_i (m)</i>	<i>S (m²)</i>	<i>dy</i>	<i>I_{yy} (m⁴)</i>	<i>I_y (m⁴)</i>
1	2.25	5.4	1.125	2.7	12	14.05	5.126	2403.56616

2	2.25	4.3	1.125	2.15	10	14.6	4.082	2066.40464
3	2.25	4.3	1.125	2.15	10	14.6	4.082	2066.40464
4	2.25	5.4	1.125	2.7	12	14.05	5.126	2403.56616
5	4.9	5.4	2.45	2.7	26	14.05	52.942	5276.2122
6	4.9	4.3	2.45	2.15	21	14.6	42.158	4533.43876
7	4.9	6.4	2.45	3.2	31	13.55	62.746	5820.52053
8	4.9	3.3	2.45	1.65	16	15.1	32.353	3719.27518
9	3.3	3.3	1.65	1.65	11	15.1	9.883	2492.91158
10	3.3	4.2	1.65	2.1	14	14.65	12.578	2987.2458
11	3.3	4.4	1.65	2.2	15	14.55	13.177	3087.0972
12	3.3	4.2	1.65	2.1	14	14.65	12.578	2987.2458
13	3.3	3.3	1.65	1.65	11	15.1	9.883	2492.91158
14	4.65	3.3	2.325	1.65	15	15.1	27.650	3526.46322
15	4.65	4.2	2.325	2.1	20	14.65	35.191	4226.76804
16	4.65	4.4	2.325	2.2	20	14.55	36.866	4368.29951
18	4.65	3.3	2.325	1.65	15	15.1	27.650	3526.46322
19	4.65	3.3	2.325	1.65	15	15.1	27.650	3526.46322
20	4.65	4.2	2.325	2.1	20	14.65	35.191	4226.76804
21	4.65	4.4	2.325	2.2	20	14.55	36.866	4368.29951
22	4.65	4.2	2.325	2.1	20	14.65	35.191	4226.76804
23	4.65	3.3	2.325	1.65	15	15.1	27.650	3526.46322
24	3.3	3.3	1.65	1.65	11	15.1	9.883	2492.91158
26	3.3	4.4	1.65	2.2	15	14.55	13.177	3087.0972
27	3.3	4.2	1.65	2.1	14	14.65	12.578	2987.2458
28	3.3	3.3	1.65	1.65	11	15.1	9.883	2492.91158
29	4.9	5.4	2.45	2.7	26	14.05	52.942	5276.2122
30	4.9	4.3	2.45	2.15	21	14.6	42.158	4533.43876
31	4.9	4.3	2.45	2.15	21	14.6	42.158	4533.43876
32	4.9	5.4	2.45	2.7	26	14.05	52.942	5276.2122
								133134.396

Les inerties sont :

Sens xx : $I_x = 45695.081m^4$

Sens yy : $I_y = 133134.396m^4$

B. Vérification de la stabilité du radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement, sous cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de tractions (soulèvement), sous la combinaison (0,8G-E).
- Aux contraintes de compression maximale sous (G+Q+E).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \overline{\sigma}_s = 3.75$$

Les contraintes sous le Radier sont données par :

1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$N = (N_{radier} + N_{bâtiment}) = (G_{radier} + Q + G_{bâtiment})$$

$$N = (897.72 + 7113.15) = 8010,87 \text{ t}$$

$$S_{rad} = 664.65 \Rightarrow \sigma = N / S_{rad} = 12,05 < \overline{\sigma}_{sol} = 25 \text{ t/m}^2 \text{ vérifiée.}$$

2. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour toutes les combinaisons considérées.

Tableau 42 : Résultats de calcul de la stabilité du radier

	N(MN)	M _x (MN)	M _y (MN)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Obs.
0.8G + E _x	46.62	47.15	-74.43	1.01	-1.60	8.375	5.275	Vérifiée
0.8G - E _x	46.62	46.36	-88.45	0.99	-1.90	8.375	5.275	Vérifiée
0.8G + E _y	46.62	54.12	-81.04	1.16	-1.74	8.375	5.275	Vérifiée
0.8G - E _y	46.62	39.4	-81.84	0.85	-1.76	8.375	5.275	Vérifiée

3. Vérification de la compression sous (G+Q+E) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} X \leq 1,5 \overline{\sigma}_s$$

Les contraintes sous le Radier sont données par :

Tableau 43 : Résultats des calculs.

	N(MN)	M _x (MN)	M _y (MN)	σ ₁ (MN)	σ ₂ (MN)	σ _m (MN)	Obs.
G+Q+E_x	68.48	69.02	112.62	0.1856	0.0205	0,144	Vérifiée
G+Q-E_x	68.48	69.02	126.65	0.1959	0.0102	0,149	Vérifiée
G+Q+E_y	68.48	75.99	119.23	0.1219	0.1011	0,117	Vérifiée
G+Q-E_y	68.48	61.27	120.05	0.1221	0.1011	0,117	Vérifiée

Conclusion : La stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

VIII. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le C.B.A 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

A. Méthode de calcul :

Les panne : aux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le C.B.A93.

ELU :

$$q_u = (1.35.N_u + P_{rad}) / S_{rad}$$

$$= (97561,35 + 897,72) / 664.65$$

$$q_u = 14,9 \text{ t/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser} = (N_s + P_{rad}) / S_{rad}$$

$$= (71131,51 + 897.72) / 664.65$$

$$q_{ser} = 10.8 \text{ t/m}^2$$

- Si : $0 < \rho < 0.4$ La dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

- Si : $0.4 < \rho < 1$ La dalle porte dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

1/ pour les panneaux de rive :

- ✓ Moment sur appuis : $M_a = 0.4 M_0$

- ✓ Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

2/ pour les panneaux intermédiaires :

- ✓ Moment sur appuis : $M_a = 0.5 M_0$

- ✓ Moment en travée : $M_t = 0.75 M_0$

- **Ferraillage longitudinal** : le ferraillage est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple.

- **Ferraillage transversal** : les armatures transversales de l'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- ✓ La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

- ✓ $V_u \leq 0.07 f_{c28}$; V_u : effort tranchant maximum à l'ELU.

B. Ferraillage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4.9 \text{ m}$$

$$L_y = 5.42 \text{ m}$$

$$\rho = L_x / L_y$$

$$\rho = 0.904 \text{ (la dalle porte dans les deux sens)}$$

C. Calcul des valeurs de μ_x et μ_y :

$$\mu_x = 0.511$$

$$\mu_y = 0.831$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

ELU :

panneau	l _x (m)	l _y (m)	ρ	μ _x	μ _y	M _{ox} (t.m)	M _{oy} (t.m)
travée	4.9	5.42	0,904	0,051	0,831	13.71	11.39
appuis	4.9	5.42	0,904	0,051	0,831	9.14	7.6

ELS :

panneau	l _x (m)	l _y (m)	ρ	μ _x	μ _y	M _{ox} (t.m)	M _{oy} (t.m)
Travée	4.9	5.42	0,904	0,051	0,831	9.93	8.25
Appuis	4.9	5.42	0,904	0,051	0,831	6.62	5.5

D. Calcul des sections d'armatures :

On a un état de fissuration considère comme préjudiciable donc Le ferrailage se fait l'Els.

Le calcul se fera pour une bande de largeur b=1m.

➤ ELS :

Tableau 44 : Tableau de ferrailage du radier.

		Travée	Appui
SENS XX	A _{ser} (cm ²)/ml	11.92	7.83
	A _{min} (cm ²)/ml	5.34	5.34
	A _{adaptée} (cm ²)/ml	8T14/ml	8T12/ml
SENS YY	A _{ser} (cm ²)/ml	9.83	6.46
	A _{min} (cm ²)/ml	5.34	5.34
	A _{adaptée} (cm ²)/ml	7T14/ml	8T12/ml

4. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = V_u / bd < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

V_u= q_u *L/2= 0,365MPa.

τ_u = 0.81Mpa ≤ 2,5 Mpa Vérifiée

IX. Etude de débord du radier :

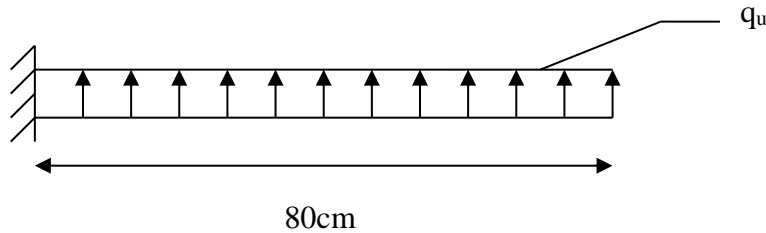
❖ Etude de débord du radier :

Projet de fin d'étude

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L= 80 \text{ cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre

$B= 1 \text{ m}$ $h= 90 \text{ cm}$ $d= 0,9h = 0,81\text{m}$

- Présentation schématique



Fissuration préjudiciable

- **ELU :**

$$M_{\max} = \frac{q_u L^2}{2} = 4.768 \text{ t.m}$$

$$A_s = 3.07 \text{ cm}^2$$

- **ELS:**

$$M_{\max} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 3.456 \text{ t.m}$$

$$A_s = 4.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 5.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc $A_s = \max (A_{su}, A_{sser}, A_{Smin})$.

$$A_{\min} = \max(A_{ser}, A_u, A_{\min}) \quad \text{donc} \quad A_s = 5.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit} \quad 5 \text{ HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

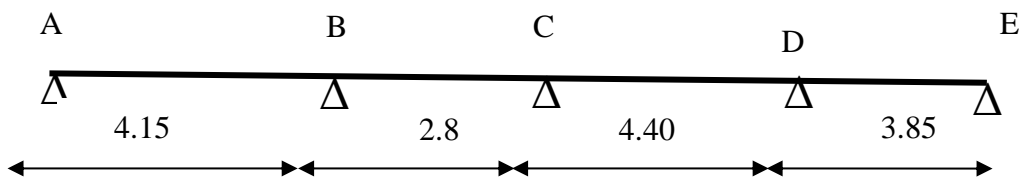
- **Conclusion :**

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis extérieurs.

Conclusion :

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

X.Ferrailage de la nervure :



- **Ferrailage longitudinal :**

Après la vérification de la condition de rigidité de la nervure, on peut admettre donc que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour le calcul on prend : $L_x = 5,05m$.

Pour calculer les efforts (M, T) on utilise le logiciel Etabs.

Avec : $H_{\text{radier}} = h_1 = 0,9m$

$$B = 55 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

Panneau	Nervure la plus sollicitée	
	en travée	en appuis
q_{ser}	0,108	0,108
M_{ser} (MN/ml)	0,201	0,276
A_s	13.51	18.76
Choix des barres	4HA16 + 4HA14	10HA16
A_s adopter	14,19	20,11

Tableau 45 : Ferrailage des nervures suivant les deux sens.

Nervure s	Travée		Appui		A_s choix des armatures	
	A_{cal}	A_{choisi}	A_{cal}	A_{choisi}	Travée	Appuis
Sens xx	6,8	9,24	12,5	13,85	6HA14	9HA14
Sens yy	8,2	9,24	19,5	24,13	6HA14	12HA16

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \text{ Fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{0,108 \times 4.9}{0,55 \times 0.9} = 1.06MPa \leq \bar{\tau}_u$$

La condition est vérifiée.

➤ **Espacement :**

➤ D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{115}{4}; 12 \cdot 20 \right\} = 24cm$$

$$\Rightarrow S_t = 25cm (\text{en zone nodale})$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45cm$$

$$\text{on prend : } S_t = 40cm (\text{zone courante})$$

D'après le CBA93, l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L; 40cm, a + 10cm\}$$

Φ_L : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau

$$S_t = \min \{15 \times 20; 40cm; 50 + 10cm\}$$

$$S_t \leq 30cm \Rightarrow s_t = 30cm$$

b) Conclusion :

D'après les prescriptions des deux règlements cités ci avant on adopte un espacement des armatures transversales dans les deux sens :

$$\text{Zone nodale : } S_t = 15cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t = 25cm$$

Les armatures transversales :

$$\text{C.B.A : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4$$

$$A_t = 0,4 \times 0,50 \times 0,16 / 400 = 0,8cm^2$$

✓ **RPA** : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

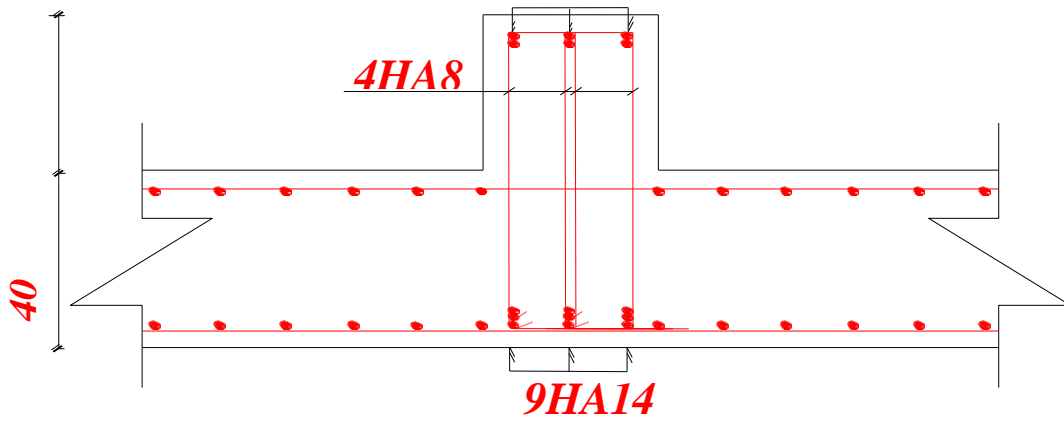
$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 0,12 \times 0,50 = 1,8 cm^2.$$

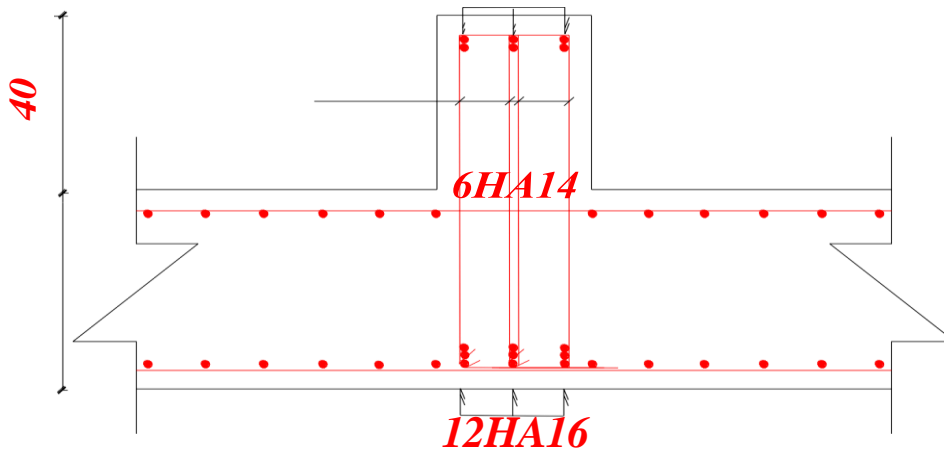
Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8

$$4HA8 \Rightarrow A_t = 2,01cm^2.$$

6HA14



40
40
Figure 48 : Schéma de ferrailage des nervures Sens xx



40
40
Figure 49 : Schéma de ferrailage des nervures Sens yy.

CONCLUSION

CONCLUSION

Le présent travail élaboré nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul ROBOTS et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le CBA99 et le BAEL99. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le cout du projet.

L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumis à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite

Collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

ANNEXES

ANNEXE

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes RPA99/VERSION 2003.
- Document technique règlementaire des charges permanentes et charges d'exploitation
DTR.B.C.2.2.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, C.B.A.93.
- Béton armé aux états limites BAEL91.

Cours :

- Béton armé dans les séances Madame BELBACHIR, Monsieur MHALA.
- Résistances des matériaux les séances de Madame BELBACHIR.
- Dynamique des structures dans les séances de Monsieur REZIGUA, Monsieur BEKOUICHE.

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université 08 Mai 1945 de Guelma de HOUAOUSSA Mohammed et Amin BOUROUMANA Issam de thème Etude d'un bâtiment R+5.
- Mémoires de fin d'études, Université Abdelhamid ben Badis de Mostaganem de AZZEZ MANSOURIA et BELADJEL NACIRA de thème Etude d'un bâtiment en béton armé (R + 5 +2 sous-sol) à usage multiple