



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique



Université Djilali Bounaama Khemis – Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de la Technologie

Filière : Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme de master en Génie Civil

Option : Structures

THEME

Etude de la stabilité d'un bâtiment en béton armé (R+8) à usage d'habitation implanté aux différentes zones sismiques

Présenté par :

- BRADAIA Abdelaaziz
- DAHANE Mohamed El Moustapha

Encadré par :

- Dr BOUDINA Abdellah

ANNEE UNIVERSITAIRE 2022 - 2023

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A Dr Boudina Abdallah : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants département GENIE CIVIL leurs rôles importants dans notre formation.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

En fin, tous nos amis, amies et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

Merci

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

On dédie ce modeste travail à tous familles, amis et à tous ceux nous ont aidés durant ces années

ملخص :

يتمثل هذا المشروع في دراسة مفصلة لعمارة تتألف من ثمانية طوابق علوية في ولاية عين الدفلى. تشمل هذه الدراسة مقارنة البناءة في عدة مناطق زلزالية وذلك في عدة محاور. تشمل هذه المحاور تفصيلاً عاماً للمشروع بتعريف البناءة وتحديد عناصرها المكونة. كما تشمل دراسة ديناميكية لمكونات البناءة المختلفة وحساب تسليحها، مع مراعاة جميع توصيات القوانين الجزائرية لمقاومة الزلازل في الإصدار 2003-99، وذلك باستخدام برنامج Etabs v.16 الذي يوفر النتائج النهائية التي تمكننا من المقارنة بين عدة مناطق زلزالية لهذه البناءة. يهدف ذلك إلى حماية المنشأة من قوى الهزات الأرضية.

الكلمات المفتاحية: دراسة ديناميكية، مناطق زلزالية، Etabs v.16، BAEL91، RPA 99 / 2003

Résumé :

Ce projet est une étude détaillée d'un immeuble d'un rez-de-chaussée plus huit étages situé dans la wilaya d'Ain Defla. Cette étude comprend une comparaison du bâtiment dans plusieurs zones sismiques sous plusieurs aspects. Ces axes comprennent une décomposition générale du projet en définissant le bâtiment et en définissant ses éléments constitutifs. Il comprend également une étude dynamique des différents composants du bâtiment et le calcul de son ferrailage, en tenant compte de toutes les recommandations des lois antisismiques algériennes publiées dans l'édition 99-2003, à l'aide du programme Etabs v.16, qui fournit les résultats finaux qui permettent de comparer plusieurs zones sismiques pour ce bâtiment. Cela vise à protéger la structure contre les forces des tremblements de terre.

Mots-clés : étude sismique, zones sismique , RPA 99/2003, BAEL91, Etabs v.16.

Summary:

This project is a detailed study of a building with a ground floor plus eight floors located in the wilaya of Ain Defla. This study includes a comparison of the building in several seismic zones in several aspects. These axes include a general breakdown of the project by defining the building and defining its constituent elements. It also includes a dynamic study of the various components of the building and the calculation of its reinforcement, taking into account all the recommendations of the Algerian anti-seismic laws published in the 99-2003 edition, using the Etabs v.16 program, which provides the final results that compare several seismic zones for this building. This is to protect the structure from earthquake forces.

Keywords: seismic study, seismic areas, RPA 99/2003, BAEL91, Etabs v.16.

Sommaire

I. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.1 Introduction.....	3
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	3
I.3 Description de l'ouvrage.....	3
I.3.1 Ossature :.....	4
I.3.2 Plancher.....	4
I.3.3 Escalier :.....	4
I.3.4 L'acrotère :.....	4
I.3.5 Maçonnerie :.....	4
I.3.6 Revêtement :.....	5
I.4 Classification de l'ouvrage	5
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.5.1 Le Béton.....	6
I.5.2 Aciers : 10	
II. Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	14
II.1 Introduction :.....	14
II.2 : Planchers	14
II.2.1 : Evaluation des charges.	15
II.2.2 Charges d'exploitation :.....	18
II.3 Pré dimensionnement des poutres :.....	18
II.3.1 Pré dimensionnement de la poutre principale	18
II.3.2 Pré dimensionnement de la poutre secondaire	18
II.4 Pré dimensionnement du poteau le plus sollicité	19
II.5 Pré dimensionnement des Voiles selon le RPA99/V2003	22
III. Étude des éléments secondaires	24
Introduction.....	24
III.1 Etudes des planchers à corps creux:	24
III.1.1 Détermination des dimensions des poutrelles :.....	24
III.1.2 Etude des poutrelles :.....	25
Vérification à l'ELU :	34
III.1.3 Ferrailage de la dalle de compression :.....	37
III.1.4 Etude d'une dalle pleine.	38
III.1.4.3 Estimation Des Charges	39
III.2 Acrotère :	43
III.2.1 Introduction :.....	43
III.2.2 Charges et combinaisons :	44
III.2.3 Ferrailage de l'acrotère :.....	46
III.2.4 Vérification au séisme :	49
III.3 Le Balcon.....	50

III.3.1 Définition :	50
III.3.2 Dimensionnement :	50
Evaluation des charges :	50
III.3.3 Les sollicitations :	51
Détermination des efforts :	51
III.3.4 Ferrailage à l'E.L. U :	51
III.4 Escaliers :	53
III.4.1 Introduction :	53
Définition :	53
III.4.2 Définition des éléments d'un escalier :	54
III.4.3 Pré dimensionnement	55
III.4.4 Evaluation des charges et des surcharges	56
III.4.5 Etude de la poutre palière	59
Tableau de ferrailage :	61
IV. Etude dynamique et sismique	62
IV.1 INTRODUCTION:	62
IV.2 Les caractéristiques dynamiques de la structure :	63
IV.3 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE (M.S.E):	64
Estimation de l'effort tranchant et le moment fléchissant :	68
IV.4 Méthode dynamique modale spectrale.	70
IV.4.1 Domaine d'application	70
IV.4.2 Principe	70
IV.4.3 Modélisation	70
IV.4.4 Spectres de réponse	70
IV.5 Modélisation	71
IV.6 Les vérifications de RPA 99/V2003.	72
IV.6.1 Les vérifications système portique auto stable.	72
IV.6.2 Les vérifications système portique de contreventés par voiles.	73
V. Ferrailages Des éléments structuraux	81
V.1 Introduction	81
V.2 Poutres	81
V.2.2 Ferrailage des poutres	82
V.2.3 Recommandations du RPA99/V2003	82
V.2.4 Disposition	84
V.2.5 Calculer le ferrailage de la poutre porteuse :	85
V.2.6 Calcul le ferrailage de la poutre non porteuse	87
V.3 Poteaux	90
V.3.1 Définitions et rôle	90
V.3.2 Sollicitations internes	90
V.3.3 Ferrailage des poteaux	90
V.3.4 Recommandations du règlement parasismique algérien RPA99/V2003	91
V.3.5 Vérification de l'effort normal de compression	93
V.3.6 Disposition	93

V.4	Calcul le ferrailage du poteau (RDC) plus défavorable C18	94
V.5	Ferrailage de voile	97
V.6	Calcul le ferrailage des voiles (trumeau) Voile 6	102
VI.	Etude de l'infrastructure	107
VI.1	Introduction :.....	107
VI.2	Choix du type des fondations :	107
VI.3	Vérification des semelles isolées :	108
VI.4	Vérification des semelles filantes :	109
VI.5	: Radier général :.....	109
VI.5.1	Pré dimensionnement :	110
VI.5.2	Vérifications nécessaires :	112
VI.5.3	Ferrailage :	114
VI.5.4	Calcul des nervures :.....	116
VI.6	Etude du Voile périphérique :	120
VI.6.1	Dimensionnement et ferrailage du voile :	120
VI.6.2	Vérification à L'ELS	123
VI.7	Etude des Longrines :	124
VI.8	Introduction :.....	124
VI.8.1	Dimensionnement de longrine : RPA99 version 2003[Art 10.1.1.b].....	124
VI.8.2	Sollicitations :	124
VI.8.3	Ferrailage :	124
VI.9	Conclusion :	126
VII.	Etude de la structure dans différents zones sismiques	126
VII.1	Introduction.....	126
VII.2	Comparaison de la période.....	127
VII.3	Comparaison de la résultante des forces sismique (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.3.6)	127
VII.4	Comparaison de l'effort normal réduit :	129
VII.5	Comparaison vis à vis des déformations.....	129
VII.6	: Comparaison vis à vis l'effet $P - \Delta$:.....	132
VII.7	Conclusion	134
CONCLUSION GÉNÉRALE :		135
Annexe.....		136
Bibliographie		137

Liste de figure

Figure I.1 : constituant d'un mur a doublé cloison.....	5
Figure I.2 diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.....	9
Figure I.3: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS	10
Figure I.4: Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU	11
Figure II.1:schéma type d'un Plancher à corps-creux	15
Figure II.2: Schéma représente les couches d'un plancher terrasse	16
Figure II.3: Schéma représente les couches d'un plancher étage courant.....	16
Figure II.4: L'acrotère	17
Figure II.5:Sections des poutres adoptées.....	19
Figure II.6 poteau.....	19
Figure II.7:Coupe de voiles en élévation	22
Figure II.8:Coupe de voiles en plan.....	23
Figure III.1 Dimension de la section en (Té)	24
Figure III.2 Schéma d'une section en Té	25
Figure III.3: schéma statique des poutrelles type 1	28
Figure III.4:schéma statique des poutrelles type 2	30
Figure III.5:schéma statique des poutrelles type 3	32
Figure III.6:schéma statique des poutrelles type 4	32
Figure III.7:schéma de ferrailage des poutrelles travée	37
Figure III.8:schéma de ferrailage des poutrelles appuie	37
Figure III.9 : disposition des armatures dans la dalle de compression	38
Figure III.10 : panneau de dalle étudié	38
Figure III.11 Schéma représente une coupe dans l'acrotère	44
Figure III.12 : schéma des charges de l'acrotère.....	44
Figure III.13 : diagramme de l'effort normal, tranchant et moment fléchissant	46
Figure III.14 : schéma de ferrailage de l'acrotère	49
Figure III.15 Schéma de ferrailage du balcon.	53
Figure III.16: Élément d'un escalier	54
Figure III.17: Schéma statique de l'escalier	55
Figure III.18 : schéma statistique de l'escalier à l'ELU	57
Figure III.19:schéma statistique de l'escalier à l'ELS.....	57
Figure III.20 : schéma de ferrailage des escaliers	59
Figure III.21: schéma de la poutre palière.....	59
Figure III.22:schéma statistique de la poutre palière	60
Figure IV.1:Vu de structure en 2d	63
Figure IV.2 : schéma de spectre de réponse	71
Figure IV.3 : disposition des voiles	73
Figure IV.4:Vu structure en 3D.....	74
Figure IV.5:Mode 1 « Translation sens Y » T = 0.49 sec.....	74
Figure IV.6:Mode 2 « Translation sens X » T = 0.45 sec.....	75
Figure IV.7:Mode 3 « Torsion » T = 0.41 sec.....	75
Figure V.1:Répartition des charges sur les poutres de plancher	81
Figure V.2 : Diagrammes de moment de flexion et d'effort tranchant pour une poutre de plancher	82
Figure V.3: zone nodale	84

Figure V.4:Disposition du ferrailage dans une poutre en béton armé	84
Figure V.5:Schéma de ferrailage de poutre principale	87
Figure V.6:Schéma de ferrailage de poutre seconder	90
Figure V.7:disposition des armatures	94
Figure V.8: Schéma de ferrailage du poteau	97
Figure V.9:Instabilité latérale des voiles.....	97
Figure V.10: Le comportement du voile est similaire à celui d'une console.	98
Figure V.11:Voile pleine.....	98
Figure V.12: Cas d'un voile de section partiellement tendue	100
Figure V.13: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	101
Figure V.14: Données géométriques du voile 6.	102
Figure VI.1:schéma type d'un semelle isolée.....	108
Figure VI.2:vue du radier	110
Figure VI.3: Zone de contact poteau radier.....	112
Figure VI.4:Schéma de ferrailage de la dalle de radier	116
Figure VI.5 . Section de la nervure a ferrailé	117
Figure VI.6 : Ferrailage des nervures de fondation sens x.....	120
Figure VI.7:Ferrailage des nervures de fondation sens y.....	120
Figure VI.8:Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique.....	123
Figure VI.9:Ferrailage du voile périphérique.....	123
Figure VI.10:schéma de ferrailage des longrines	125
Figure VII.1:Les forces sismiques à la base dans sens x.	128
Figure VII.2:Les forces sismiques à la base dans sens y.	128
Figure VII.3: déformation sans x.....	131
Figure VII.4: déformation sans y.....	131
Figure VII.5:l'effet P- Δ selon x	133
Figure VII.6:l'effet P- Δ selon y	134

Liste de tableaux

Tableau I-1:caractéristiques des Aciers.....	10
Tableau II-1:Evaluation des charges du plancher terrasse	16
Tableau II-2:Evaluation des charges du plancher courant	17
Tableau II-3:d'évaluation des charges du mur extérieur	17
Tableau II-4:Effort normal du au Charge permanente NG	20
Tableau II-5:Effort normal du au Charge d'exploitation NQ.....	20
Tableau II-6:section de la poutre adoptée	22
Tableau III-1:Valeurs des Combinaisons de charges.....	26
Tableau III-2:Descente des charges (dalle pleine).....	39
Tableau III-3:calcul des coefficients μ_x et μ_y	39
Tableau III-4:calcul des moments en travée et sur appui dans les deux directions	40
Tableau III-5:moments retenus en travée et sur appui.....	41
Tableau III-6:calcul des efforts tranchants	41
Tableau III-7:Tableau de calcul des armatures longitudinales	42
Tableau III-8:Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	46
Tableau III-9:Evaluation des charges du balcon	50
Tableau III-10:charges et des surcharges du palier	56
Tableau III-11:charges et des surcharges du volée.....	57
Tableau III-12:ferraillages des escaliers	58
Tableau III-13:ferraillage de la poutre palière.....	61
Tableau IV-1: Valeurs de la pénalité	67
Tableau IV-2:L'effort tranchant et le moment fléchissant sans x	69
Tableau IV-3:L'effort tranchant et le moment fléchissant sans y	69
Tableau IV-4:Vérification de renversement.....	70
Tableau IV-5:Vérification de la résultante des modes propres	72
Tableau IV-6:Vérification de la résultante des forces sismique.....	73
Tableau IV-7:Vérification de la résultante des modes propres.	76
Tableau IV-8:Vérification de la résultante des forces sismique.....	76
Tableau IV-9:Calcul du moment de renversement dans le sens longitudinal	76
Tableau IV-10: Calcul du moment de renversement dans le sens transversal	77
Tableau IV-11:Tableau de renversement	77
Tableau IV-12:Vérification vis à vis des déformations	78
Tableau IV-13:Vérification vis à vis l'effet P- Δ	79
Tableau V-1:Schéma de ferraillage du voile 6	106
Tableau VI-1:ferraillages du radier.....	115
Tableau VI-2:Vérification des contraintes de radier.....	115
Tableau VI-3:Ferraillage des nervures.....	118
Tableau VI-4:Vérification des contraintes	119
Tableau VI-5:Vérification des contraintes 2	119
Tableau VI-6:Ferraillage du voile périphérique	122
Tableau VI-7:Vérification des contraintes du voile périphérique.....	123
Tableau VII-1:vérification de la période	127
Tableau VII-2:Vérification de la résultante des forces sismique	127
Tableau VII-3:Vérification de l'effort normal réduit	129

Tableau VII-4:Vérification vis à vis des déformations zone III.....	130
Tableau VII-5:Vérification vis à vis des déformations zone IIb	130
Tableau VII-6:Vérification vis à vis des déformations zone IIa	130
Tableau VII-7:Vérification vis à vis des déformations zone I	131
Tableau VII-8:Vérification vis à vis l'effet P- Δ zone I	132
Tableau VII-9:Vérification vis à vis l'effet P- Δ zone IIa	132
Tableau VII-10:Vérification vis à vis l'effet P- Δ zone IIb	133
Tableau VII-11:Vérification vis à vis l'effet P- Δ zone III.....	133

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- σ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : 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.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U: Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- F : Force concentrée.
- D : hauteur d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.

- L_f : 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.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- M : Moment, Masse.
- 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'age.
- f_{228} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- Acv : section brute du béton
- V_u : effort tranchant obtenu par le calcul dans la combinaison sismique de calcul
- V_n : effort tranchant nominal de la section transversale dans la direction de l'effort tran

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two large, symmetrical decorative flourishes, resembling stylized floral or scroll designs, are positioned above and below the central text. The text is centered in a black serif font.

Introduction générale

Introduction générale :

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Un calcul de structure vise trois objectifs :

- Premièrement : la structure doit être sécurisée. Toute personne exige d'être en sécurité dans la structure qu'elle occupe. Que celle-ci ne présente pas de risque d'effondrement (sécurité adéquate).
- Deuxièmement : la structure doit pouvoir répondre aux besoins pour lesquelles elle a été conçue et ceci pour toute sa durée de vie (durabilité adéquate).
- Troisièmement : la structure doit être économique, ce que soit du point de vue cout de construction ou de maintenance dans le temps (économique adéquate).

Pour satisfaire les exigences énoncent ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs approprié, Et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considère, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement Respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays.

Dans le cadre de ce projet, nous travaillons sur une comparaison entre l'implantation d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation dans les quatre zones sismiques, composé de rez-de-chaussée plus huit étages, situé à wilaya d'Ain Defla.

Le travail est constitué de sept chapitres

> Le Premier chapitre est une présentation de l'ouvrage étudié et ses caractéristiques géométriques, ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux (acier-béton) et les différentes hypothèses de calcul utilisées en béton armé.

> Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (Poteaux, poutres et voiles), et non structuraux (par exemple les planchers), l'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, la descente des charges.

⇒ Le ferrailage des éléments non structuraux (acrotère, planchers, escaliers, balcon, dalle plein et ascenseur) fait l'objet du troisième chapitre.

⇒ Nous présentons au quatrième chapitre l'étude dynamique et sismique, nous avons utilisé le logiciel de calcul des structures ETABS, pour déterminer les sollicitations.

Introduction générale

☒ Le ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles) a été présenté au chapitre cinq.

> Le choix de type de fondation nécessaire pour fonder notre structure, et le ferrailage de fondation est présenté au sixième chapitre.

Et on termine notre étude, par une comparaison entre l'implantation du bâtiment dans chaque zone sismique, conclusion générale et une liste des références bibliographiques utilisées.

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, consisting of symmetrical scrollwork and floral patterns, are positioned above and below the main text.

Chapitre I :

Présentation d'ouvrage

I. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons présenter une description générale de notre étude, concernant les éléments composants, leurs types et leurs dimensions, les matériaux constructifs notamment le béton et l'acier, leurs définitions et leurs caractéristiques.

Dans le cadre de cette étude, nous allons utiliser le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS version 16** pour faire la vérification du calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour dimensionner les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **CBA93** et le **RPA99/version2003**.

Le travail entrepris consiste à dimensionner tous les éléments résistants tel que les poteaux et les poutres tout en respectant les lois et les réglementations en vigueur en Algérie

- L'étude du projet a pour objectif de garantir :
- La stabilité d'ensemble.
- L'Etat limite des déplacements inter-étages.
- L'Etat limite d'ouverture des fissures.
- L'Etat limite de compression dans le béton.

Et la durabilité d'une bâtisse par l'utilisation de ces règlements mais aussi la réduction du cout et la limitation du délai de réalisation.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Notre bâtiment est de forme régulière en plan et en élévation, il comporte :

- Le Rez-de-chaussée, 1er étage, jusqu'à 8 -ème étage à usage d'habitations

I.3 Description de l'ouvrage

Dimensions en élévation :

- Les hauteurs d'étages sont égaux, $h = 3,06$ m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère.....27,54 m

Présentation de l'ouvrage

Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan (suivant X-X')26,20 m
- Largeur totale en plan (suivant Y-Y')14,10 m

I.3.1 Ossature :

La structure est constituée par des portiques auto-stables et voiles en Béton armé.

I.3.2 Plancher

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Il a pour fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment.
- L'isolation des différents étages du point de vue Thermique et acoustique

Vue la forme géométrique de notre bâtiment ; On a opté dans notre projet deux type de planchers :

- Plancher en corps-cieux.
- Plancher en dalle pleine (pour les balcons)

I.3.3 Escalier :

La structure comporte une seule cage d'escalier du rez-de-chaussée au 8^{ème} étage, l'escalier étant constitué de deux volées et d'un palier pour chaque étage

I.3.4 L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.3.5 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- **Murs extérieurs :**

Constitué d'une double cloison en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparée par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

- **Murs intérieurs :**

Constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur

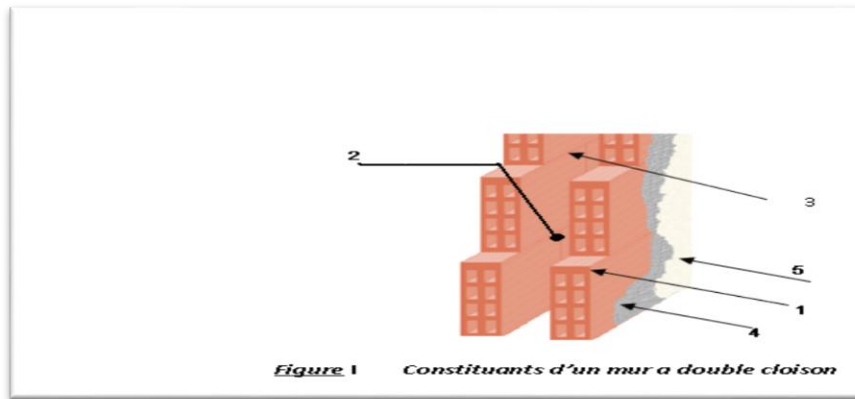


Figure I.1 : constituant d'un mur à doublé cloison

- 1- Une cloison en brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
- 2- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- 3- Une cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- 4- Enduit en ciment extérieur
- 5- Enduit en plâtre intérieur

I.3.6 Revêtement :

- *Faïence en céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- *Carrelage de 2 cm pour les différents planchers et escaliers.
- *Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.
- *Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I.4 Classification de l'ouvrage

Tout ouvrage doit être classé dans l'un de ces quatre (04) groupes :

- ❖ Groupe 1A : Ouvrage d'importance vitale,
- ❖ Groupe 1B : Ouvrages de grande importance,
- ❖ Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne,
- ❖ Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

La hauteur de notre bâtiment est 27.54 m <48m, il est donc classé dans le <<groupe 2>> en réglementation avec le **RPA 99 version .2003**

Présentation de l'ouvrage

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques tels que : le béton armé aux états limites **le règlement parasismique Algérien 99 versions 2003**, ainsi que le règlement de conception et de calcul des structures en béton armé.

I.5.1 Le Béton

Matériau de construction formé par un mélange de ciment, de granulats et d'eau, éventuellement complété par des adjuvants.

I.5.1.1 Matériaux composant le béton

Les compositions de béton sont définies comme suit :

- **Ciment** : Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile.

Les granulats comprennent :

- **Sables** : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches.

La grosseur de ses grains est généralement inférieure à cinq (5) mm

- **Graviers** : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre cinq (5) et vingt-cinq à trente (25) à (30) mm

I.5.1.2 Caractéristiques mécaniques du béton

- **Résistance du béton** :
- ❖ **Résistance du béton à la compression** :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section avec un diamètre $D=16$ cm et de 32 cm de hauteur.

L'essai est un écrasement en compression centrée. La plus grosse dimension des granulats $D_g \leq 40$ mm, (si $D_g > 40$, alors $\Phi > 25\sqrt{D_g}$). On peut évaluer la valeur de f_{c_j}

Si $j \leq 28$ jours :

$$F_{c_j} = (j^* f_{c28}) / (4.76 + 0.83j) \text{ pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

Présentation de l'ouvrage

$$F_{cj} = (j * f_{c28}) / (1.40 + 0.95j) \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Si $28 < j < 60$ jours :

$$F_{cj} = (j * f_{c28}) / (4.76 + 0.83j) \text{ pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

Si $j \rightarrow \infty$ ($j > 60$ jours) :

$$F_{cj} = 1.1 * f_{c28}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

❖ Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

*Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.

*Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on trouve $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$

• Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

• Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de courte durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij}: \text{en MPa})$$

Présentation de l'ouvrage

- **Module d'élasticité différé « E_{vj} » :**

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de longue durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700(f_{c28})^{1/3}$$

Pour notre cas :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10721,41 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Coefficient de Poisson :**

Le coefficient de Poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\text{Coefficient de pression : } \nu = \frac{\Delta l/l}{\Delta L/L}$$

Avec

- **E.L.U :** $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

- **Poids volumique :**

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

- **Les contraintes limite de calcul :**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas). On distingue deux sortes d'état limite :

* **Etat limite ultime ELU :** L'état limite ultime ELU correspondant à :

- la perte de l'équilibre statique de la construction (basculement)
- la perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture)

Présentation de l'ouvrage

- la perte de la stabilité de forme (flambement)

* **Etat limite de service ELS** : L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

- Etat limite de compression du béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.

- **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)** :

La contrainte limite ultime du béton en compression est donnée par : $F_{bu} = (0.85 \times f_{c28}) / \gamma_b$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

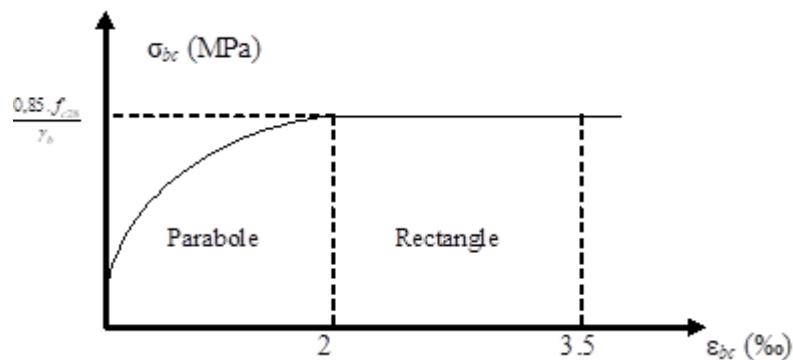


Figure 1.2 diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

- **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)** :

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.60 \times f_{c28} \dots \dots$

Présentation de l'ouvrage

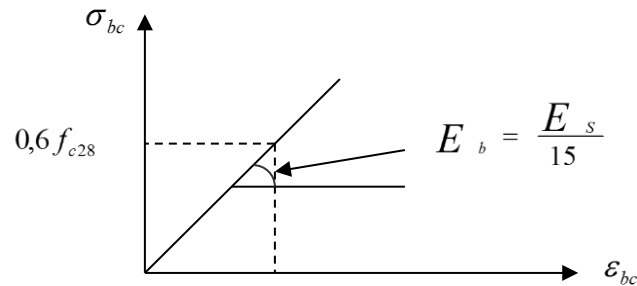


Figure I.3: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

I.5.2 Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utilisons généralement les types d'aciers suivants pour les travaux :

- Ronds lisses (R.L) : FeE240
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE400

Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 6$ mm pour les dalles.

I.5.2.1 Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa de l'acier

I.5.2.2 Les limites d'élasticité de l'acier :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée par le tableau suivant

Tableau I-1 caractéristiques des Aciers.

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	$\varnothing > 6$ mm	500	14	580

Présentation de l'ouvrage

I.5.2.3 Les contraintes limites de calcul :

- **Contraintes limites à l'état limite ultime :**

On adopte les diagrammes contraintes déformations suivant :

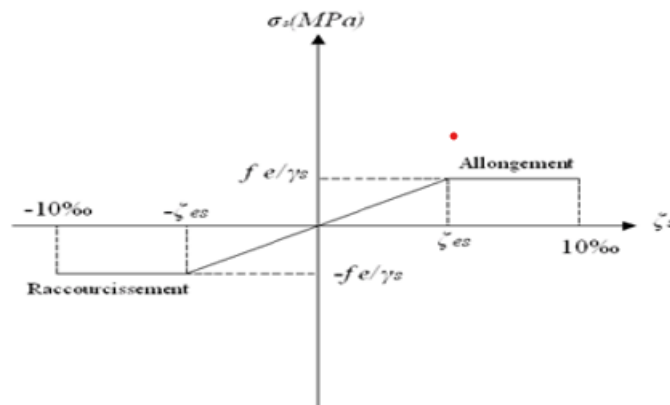


Figure I.4: Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur :

1,15 cas des situations durables ou transitoires.

1,0 cas des situations accidentelles.

ε_s : allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$, $\xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

Pour les aciers FeE400 on a : $\xi_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,174\text{‰}$

- **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :**

C'est l'état ou on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

*Fissuration peu nuisible, pas de vérification

*Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(240 \text{MPa}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \right)$

* Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, \max \left(200; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \right)$

Présentation de l'ouvrage

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1,0$ pour des aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A.

Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « η » est le rapport $\frac{E_s}{E_b} = 15$

η : Coefficient d'équivalence

E_s : Module de déformation de l'acier

E_b : Module de déformation du béton

Hypothèses de calcul :

Dans la plupart des structures, certaines parties sont soumises à des contraintes de Compression et d'autres à des contraintes de traction. Or le béton est un matériau qui résiste fort bien en compression mais très mal en traction, alors que l'acier y résiste très bien. D'où l'idée de placer des barres d'acier dans les zones où se produisent des efforts de traction dirigés dans le sens de ces efforts, on pourra donc voir apparaître dans ces zones des microfissures du béton sous l'effet des contraintes de traction mais les aciers empêcheront les fissures de s'ouvrir et prendront seuls à leur compte les efforts de traction. Le béton armé travaille en étant fissuré. Ce qui caractérise les BAEL par rapport aux règlements de béton armé c'est le fait que la notion de sécurité a évolué et on cherche à intégrer des facteurs d'insécurité tels que :

- la valeur la plus probable des charges permanentes.
- la valeur des charges variables avec une probabilité de dépassement.
- l'aspect défavorable ou favorable de ces charges.
- l'approximation du calcul des sollicitations.
- les défauts géométriques.
- la fissuration plus ou moins préjudiciable.

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

Présentation de l'ouvrage

* Etat limite Ultime (E.L.U) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- $\begin{cases} \Delta l/l : \text{allongement relatif de la section transversale} \\ \Delta L/L : \text{allongement relatif de la section longitudinale} \end{cases}$
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.

Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.

- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 pour mille (‰) en flexion simple ou composée et à 2 pour mille (‰) dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 pour mille (‰).

* État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Par convention, le coefficient d'équivalence est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
 - ❖ Rond lisse { $\delta_s = 204,34$ MPa Situation durable ; $\delta_s = 235$ MPa situation accidentelle}
 - ❖ Haute adhérence { $\delta_s = 348$ MPa Situation durable ; $\delta_s = 400$ MPa situation accidentelle}
 - ❖ Allongement de rupture : $\varepsilon_s = 10\%$



Chapitre II :

**Pré dimensionnement des éléments
structuraux**

II. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) d'une Structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent Directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment RPA99 modifié en 2003 [1], BAEL [2] et CBA [3] qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2 : Planchers

Le plancher est un ouvrage horizontal créant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, selon les matériaux employés et les techniques de mises en œuvre. Ils assurent l'isolation thermique et phoniques entre les niveaux de la construction et transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs.

Il est constitué principalement de poutrelles, d'hourdis et d'une dalle de compression.

❖ **Poutrelle :**

Poutre en T de faible section en béton armé. Les poutrelles qui constituent la structure porteuse du plancher reposent à leurs extrémités sur des murs porteurs ou des poutres en béton armé. Les poutrelles sont disposées à intervalles réguliers (tous les 60-cm environ) et reçoivent l'hourdis.

❖ **Hourdis (corps creux) :**

Appelé aussi entrevous ou corps creux, élément en béton de gravillons, en terre cuite ou en polystyrène, mis en place entre les poutrelles d'un plancher. Les hourdis servent généralement de coffrage à la dalle de compression qui les recouvre.

❖ **Dalle de compression :**

Appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis.

Elle est généralement armée d'un treillis soudé et son épaisseur courante est de 4-cm environ.

Pré dimensionnement des éléments structuraux

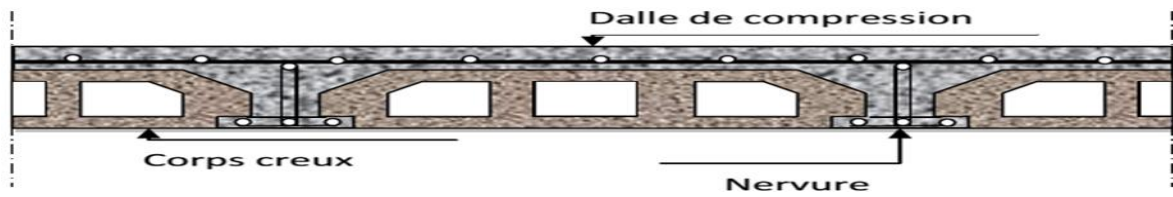


Figure II.1: schéma type d'un Plancher à corps-creux

L'épaisseur de la dalle tous dépend la longueur des poutrelles, donc la distance maximale entre l'extrémité de deux poutres principales.

On utilise généralement la formule suivante pour le calculer :

$$L/25 \leq e \leq L/20 \text{ (CBA93)}$$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle de compression + corps creux

L : La distance maximale de la poutrelle

$$L_{\max} = 3.9 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad 15.2 \text{ cm} \leq e \leq 19 \text{ cm}$$

$$\text{Formule empirique } e \geq \frac{L_{\max}}{22.5} = \frac{390}{22.5} = 16.88 \text{ cm}$$

Donc on prend la hauteur totale de plancher 20 cm (16+4)

-hauteur de corps creux = 16 cm.

-hauteur de dalle de compression = 4 cm

II.2.1 : Evaluation des charges.

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.2.1.1 Plancher terrasse :

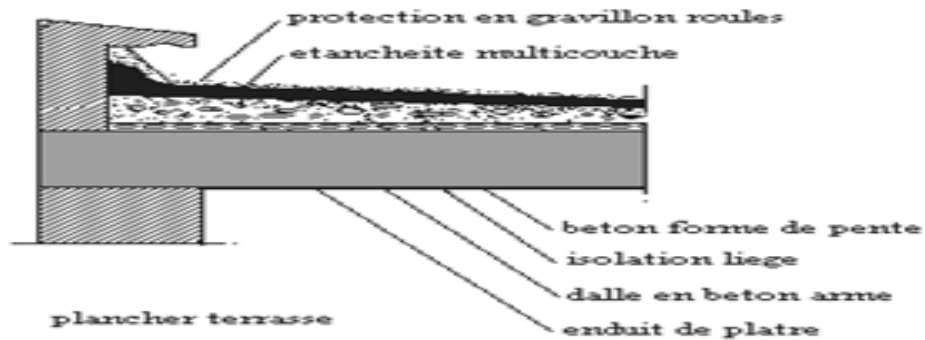


Figure II.2: Schéma représente les couches d'un plancher terrasse

Tableau II-1: Evaluation des charges du plancher terrasse

Désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Épaisseur (m)	P_1 (kN/m ²)
1 Protection en gravillons	17	0.04	0.80
3 Papier kraft			0.05
2 Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
4 Forme de pente	22	0.12	2.64
Polyane			0.01
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Ecran de vapeur	6	0.04	0.06
Dalle de compression +corps creux (16+4)		16+4	2.80
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
Total		G = 6.84	

II.2.1.2 Plancher étage courant :

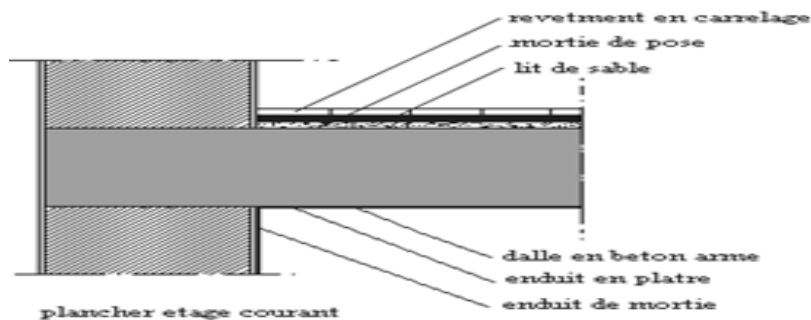


Figure II.3: Schéma représente les couches d'un plancher étage courant

Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II-2: Evaluation des charges du plancher courant

Désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Épaisseur (m)	P ₂ (kN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de Pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Dalle de compression +corps creux (16+4)		16+4	2.80
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Cloisons de distribution		0.1	1
Total		G = 5.34	

II.2.1.3 Maçonnerie :

Tableau II-3: d'évaluation des charges du mur extérieur

Désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Épaisseur (m)	P ₃ (kN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	18	0,02	0,36
Briques creuses	9	0,10	0,9
Lame d'air	/	0,05	/
Briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit en plâtre intérieur	10	0,02	0,2
Σ	/	/	2,36

II.2.1.4 Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

S= la surface transversale totale de l'acrotère

$$S = ((0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times \frac{0.03}{2})) = 0.069 \text{ m}^2$$

D'où :

- Le poids des éléments et béton armé : $G_1 = 25 \times 0.069 = 1.74 \text{ KN/ml}$
- Revêtement en ciment ($e = 2 \text{ cm}$; $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$)

$$G_2 = \rho \times e \times U \times 1\text{m} \Rightarrow U = (10+70) \times 0.02 = 1.4 \text{ m}^2$$

$$G_2 = 18 \times 0.02 \times 1.4 = 0.504 \text{ KN /ml}$$

$$\text{Total: } G = G_1 + G_2 = 1.74 + 0.504 = 2.241 \text{ KN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère : $G = G_1 + G_2 = 2.241 \text{ KN /ml}$

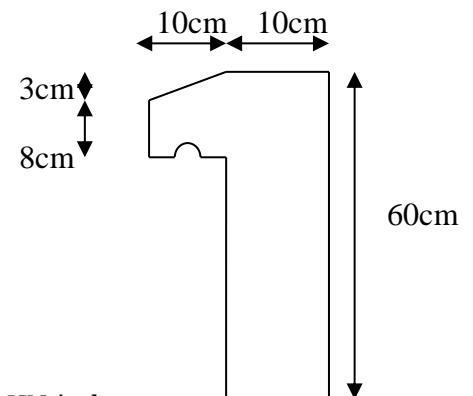


Figure II.4: L'acrotère

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.2.2 Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitations suivantes :

- Acrotère..... Q = 1.0 KN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible)..... Q = 1,0 KN/m²
- Plancher courant (habitation)..... Q = 1,5 KN/m²
- Escaliers..... Q = 2,5 KN/m²
- Balcon..... Q = 3,5 KN/m²

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les éléments d'une structure soumis à la flexion simple sont principalement les poutres, un élément est soumis à la flexion simple si les sollicitations se réduisent à un moment fléchissant M_z et un effort tranchant V_y . Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur redimensionnement se base sur les deux étapes suivantes :

Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le **BAEL 91 modifié 99 et vérification selon RPA 99 version 2003**

Vérification de la flèche pour la section choisie.

II.3.1 Pré dimensionnement de la poutre principale

- La hauteur de la poutre est déterminée par : $L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$

Nous avons, L_{\max} (entre l'axe) = 390 cm, Donc

On prend : **h = 40cm**

$$\begin{cases} \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \\ 26 \leq h \leq 39 \end{cases}$$

- La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée par : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

$$\text{Donc } \begin{cases} 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \\ 12 \leq b \leq 28 \end{cases} \quad \text{On prend : } \mathbf{b = 30cm}$$

- Vérification des exigences du **RPA 99/V2003** :

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1,17 \leq 4$ condition vérifiée.

II.3.2 Pré dimensionnement de la poutre secondaire

- La hauteur de la poutre est déterminée par : $L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$

Pré dimensionnement des éléments structuraux

Nous avons, $L_{\max}(\text{entre l'axe}) = 380 \text{ cm}$, Donc : $\begin{cases} \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \\ 25.33 \leq h \leq 38 \end{cases}$ On prend : **$h = 35 \text{ cm}$**

- La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée par :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \end{cases} \quad \text{On prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

Vérification des exigences du **RPA 99/V2003** :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1,17 \leq 4$ condition vérifiée.

- Les sections adoptées pour les poutres principales et secondaires sont présentées dans la figure II.5 :

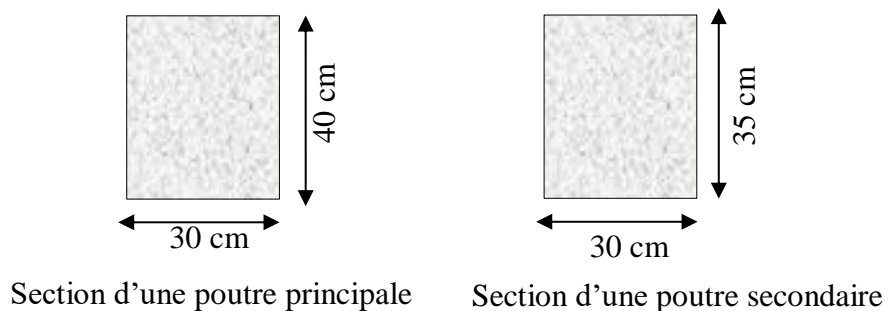


Figure II.5: Sections des poutres adoptées.

II.4 Pré dimensionnement du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité de ce bâtiment ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface d'influence (S).

Avec : S est la surface supportée par le poteau le plus défavorable. On suppose une section du poteau (50×50) cm^2 .

a) Calcul de la surface d'influence (S) :

$$S = (1.65 + 1.8) \times 1.75 \times 2 = 12.075 \text{ m}^2$$

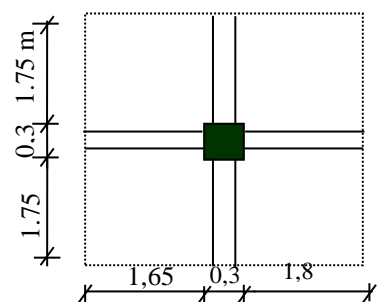


Figure II.6 poteau

b) Détermination de l'effort ultime N_u revenant sur le poteau le plus défavorable

- **Effort normal du au Charge permanente N_G**

Pour chaque niveau et sur la surface afférente $S_{\text{afférente}}$, on va prendre 2 sections. La première

Pré dimensionnement des éléments structuraux

au-dessous du plancher où le sommet du poteau et la deuxième à la base du poteau où dessus du plancher. Concernant les charges, on considère tous les charges qu'elles reviennent.

- Poids du plancher terrasse : $S \times g_t = \mathbf{82.59 \text{ KN}}$
- Poids du plancher courant : $S \times g_t = \mathbf{64.48 \text{ KN}}$
- Poids de la poutre principale : $L \times b \times h \times g = 3.75 \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = \mathbf{9.84 \text{ KN}}$
- Poids de la poutre secondaire : $L \times b \times h \times g = 3.8 \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = \mathbf{9.98 \text{ KN}}$
- Poids du poteau (50×50) : $b_1 \times h_1 \times h_e \times g = 3.06 \times 0.5^2 \times 25 = \mathbf{19.125 \text{ KN}}$
- Poids du poteau (45×45) : $b_1 \times h_1 \times h_e \times g = 3.06 \times 0.45^2 \times 25 = \mathbf{15.50 \text{ KN}}$
- Poids du poteau (40×40) : $b_1 \times h_1 \times h_e \times g = 3.06 \times 0.4^2 \times 25 = \mathbf{12.24 \text{ KN}}$

Tableau II-4: Effort normal du au Charge permanente N_G

Les niveaux	La surface	La section poteau	Les charge (KN)
La terrasse N1	12.075	40×40	114.65
N2	12.075	40×40	211.2
N3	12.075	40×40	307.74
N4	12.075	45×45	407.54
N5	12.075	45×45	507.34
N6	12.075	45×45	607.16
N7	12.075	50×50	710.56
N8	12.075	50×50	813.98
RDC N9	12.075	50×50	917.4

- Effort normal du au Charge d'exploitation N_Q

Tableau II-5: Effort normal du au Charge d'exploitation N_Q

Les néveux	Surface (m ²)	Surcharge chaque niveau (KN/m ²)	La somme (KN)
Planche terrasse S1	14.25	1	$3.8 \times 3.75 = \mathbf{14.25}$
S2	14.25	1.5	$S + S = \mathbf{28.5}$
S3	14.25	1.5	$S + 1,9 \times S = \mathbf{41.32}$
S4	14.25	1.5	$S + 2.7 \times S = \mathbf{52.72}$
S5	14.25	1.5	$S + 3.4 \times S = \mathbf{62.70}$
S6	14.25	1.5	$S + 4.0 \times S = \mathbf{71.25}$
S7	14.25	1.5	$S + 4.5 \times S = \mathbf{78.37}$
S8	14.25	1.5	$S + 5.0 \times S = \mathbf{85.50}$
RDC S9	14.25	1.5	$S + 5.5 \times S = \mathbf{92.62}$

L'effort normal ultime N_u revenant sur le poteau le plus défavorable est donné par :

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q \Rightarrow N_{u1} = 1,35 \times 307.74 + 1,5 \times 41.32 = \mathbf{477.43 \text{ KN}}$$

$$N_{u2} = 1,35 \times 607.34 + 1,5 \times 71.25 = \mathbf{926.78 \text{ KN}}$$

$$N_{u3} = 1,35 \times 917.40 + 1,5 \times 92.62 = \mathbf{1377.42 \text{ KN}}$$

Pré dimensionnement des éléments structuraux

c) Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme

Selon le **CBA93** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u^* = N_{u3} \times 1.1 = \mathbf{1515.16 \text{ KN}}$$

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement)

$$N_u \leq B_r \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a-2) \cdot (b-2)$). A_s : Section d'acier.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité d'acier.

α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élançement (λ)

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 & \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Talque : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Ou $\begin{cases} l_f = 0.7l_0 ; l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m} \\ i = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{0.5}{\sqrt{12}} = 0.144 \text{ m} \end{cases} \quad \lambda = \frac{2.142}{0.144} = 14.87$

Nous avons : $\lambda = 14.87 \leq 50$

D'après l'expression donnée dans le **CBA93** on peut prendre $A_s = 1\% B_r$

On doit vérifier que $B_{r, \text{adopté}} > B_{r, \text{calculé}}$

On a $B_{r, \text{calculé}} \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right]}$

$$B_{r, \text{calculé}} \geq \frac{1515.16}{0.820 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = \mathbf{0.086 \text{ m}^2}$$

Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$B_{r,adopté} = (a - 2)^2 = (0.5 - 0.05)^2; B_{r,adopté} = 0.202 m^2 \geq B_{r,calculé} = 0.086 m^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

d) Vérification vis à vis du RPA 99/Version 2003

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ en zone II_b et III $\Rightarrow \text{Min}(50, 50) \geq 30\text{cm}$ CV
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min}(50, 50) \geq 306/20 = 15,3\text{cm}$ CV
- $1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow 1/4 < 50/50 = 1 < 4$ CV

La section adoptée pour le poteau le plus sollicité est présentée dans la figure II-6 :

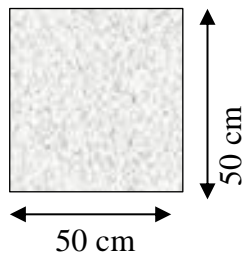


Tableau II-6: section de la poutre adoptée

II.5 Pré dimensionnement des Voiles selon le RPA99/V2003

D'après le RPA 99/V 2003, Les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires (voir figure II.7).

Avec : **L** : Portée du voile

a : Epaisseur du voile.

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux.

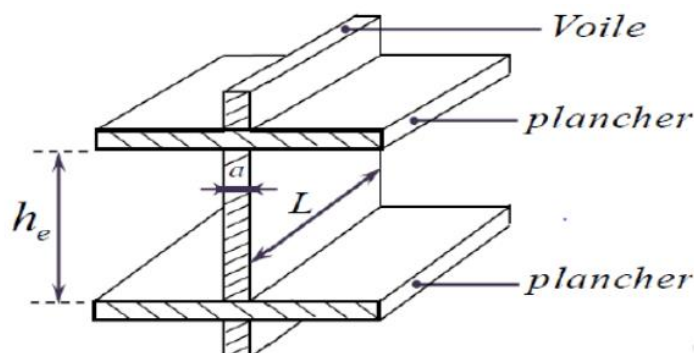


Figure II.7: Coupe de voiles en élévation

Pré dimensionnement des éléments structuraux

L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm selon le RPA 99/V 2003 [5]. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur la figure II.8.

On a $h=3.06$ m

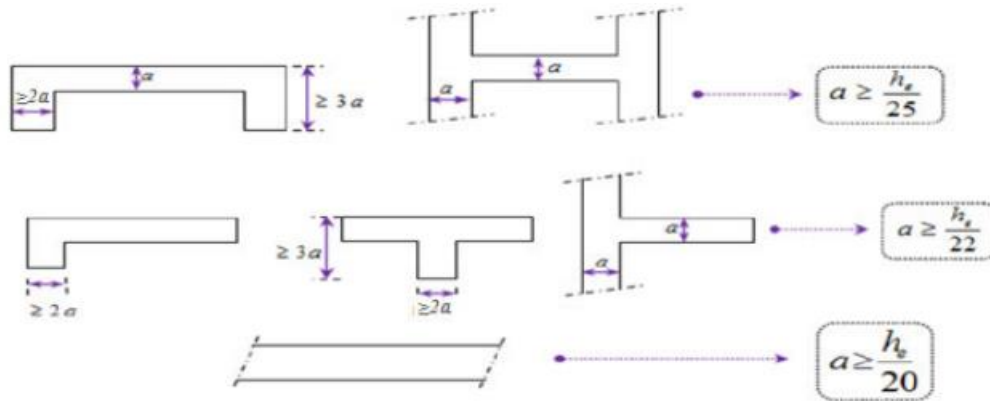


Figure II.8: Coupe de voiles en plan

On a :

$$h_e = 3.06 \rightarrow a \geq \frac{2.66}{20} = 0.133m \Rightarrow \text{on prend } a = 20\text{cm}$$



Chapitre III :

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES



III. ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction

Les éléments secondaires ou non structuraux à savoir les planchers, escalier, acrotère et balcon sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait suivant le cheminement suivant : dimensionnement, évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, toutes en respectant la réglementation en vigueur.

III.1 Etudes des planchers à corps creux:

Suite au précédent chapitre « pré dimensionnement des éléments » sur le quelle en a pus déterminer la hauteur du plancher et puisque nos structures sont des constructions courantes avec une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

On a approprié un seul type de plancher: Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages : 20 cm : corps creux

4cm : dalle de compression

III.1.1 Détermination des dimensions des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

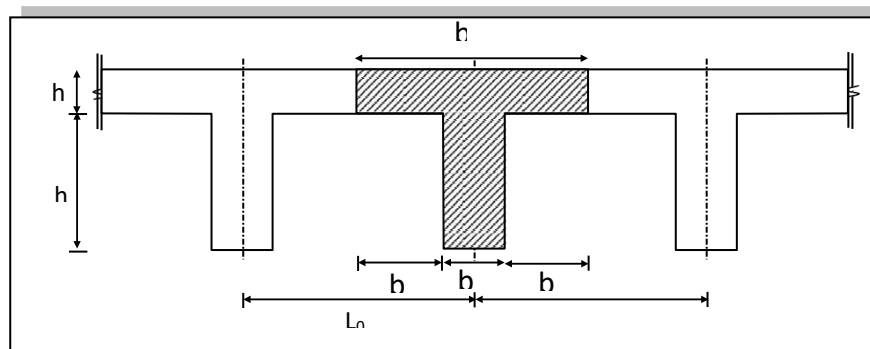


Figure III.1 Dimension de la section en (Té)

D'après les règles de (BAEL91 page126), la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

- $b_1 \leq L/10$
- $b_1 \leq (L_n - b_0)/2$
- $0,6h \leq b_1 \leq 0,8h$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Avec :

L : La portée entre nus d'appui de la poutrelle.

L_n : Distance entre axe des nervures.

$$L_n = 60\text{cm}$$

$$b_o = 12\text{cm}$$

$$h_o = 4\text{cm.}$$

$$L = 420 - 30 = 390\text{ cm.}$$

$$b_1 = 390/10 = 39\text{ cm}$$

$$b_1 \leq (60 - 12)/2 = 24\text{ cm}$$

$$24 \leq b_1 \leq 32$$

On prend : $b_1 = 24\text{cm.}$

$$\Rightarrow b = 2b_1 + b_o = 2 \times 24 + 12 = 60\text{cm}$$

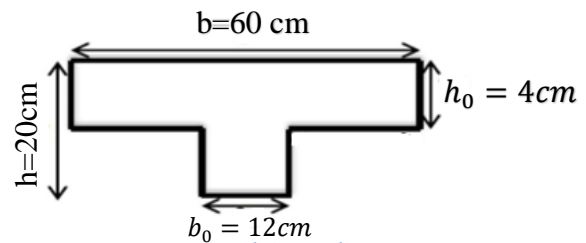


Figure III.2 Schéma d'une section en T

III.1.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal (suivant X). Dans notre construction, il y a deux types de poutrelles qu'on doit étudier chacune séparément.

III.1.2.1 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure:

❖ **Charge permanente :** $G_{\text{terrasse}} = 6,84\text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{étage courant}} = 5,34\text{ KN/m}^2$$

❖ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q_{\text{terrasse}} = 1\text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1,5\text{ KN/m}^2$$

A. Plancher terrasse:

$$g = G \times 0,60 = 6,84 \times 0,60 = 4,104\text{ KN/ml.}$$

$$q = Q \times 0,60 = 1 \times 0,60 = 0,60\text{ KN/ml.}$$

B. Plancher étage courant :

$$g = G \cdot 0,60 = 5,34 \times 0,60 = 3,2\text{KN/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0,60 = 1,5 \times 0,60 = 0,9\text{ KN/ml.}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

❖ Combinaisons de charges :

$$\text{E.L.U} : P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$\text{E.L.S} : P_{ser} = g + q$$

Tableau III-1: Valeurs des Combinaisons de charges

Désignation	Terrasse	Etage Courant
ELU	6,44	5,67
ELS	4.7	4.1

III.1.2.2 . Phase de calcul (après le coulage) :

• Méthodes De Calcul :

a. Méthode forfaitaire :

✚ Domaine d'application :

$$H_1 : Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$$

H_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1,25.

H_4 : Fissuration non préjudiciable.

✚ Exposé de la méthode :

$$\alpha = \frac{q}{g+q}$$

$$M_t \geq \text{Max}\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2} \quad \text{Travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots \dots \\ (1.02 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \end{cases} \quad \text{Travée derive}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0.2M_0$ appuis de rive.
- $M=0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $M=0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $M=0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

b. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :

1. Moment sur appuis :

$$* M_a = 0,2M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

$$* M_a = -\frac{q_w \cdot l_w'^3 + q_e \cdot l_e'^3}{8,5 \cdot (l_w' + l_e')} \dots\dots\dots \text{Appuis intermediaire.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

2. Moment en travée :

$$* x = \left(\frac{1}{2} + \frac{M_w - M_e}{8M_0} \right) \cdot l$$

$$* M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

Avec :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$l'=l$ pour une travée de rive.

$l'=0.8l$ pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

3. Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Type 1

- A P E.L.U

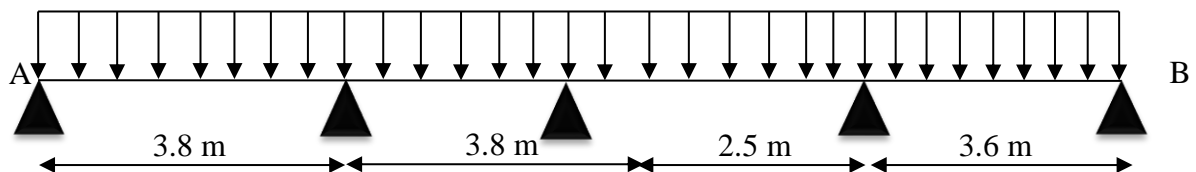


Figure III.3: schéma statique des poutrelles type 1

* Condition d'application de la méthode forfaitaire

-La surcharge d'exploitation est inférieure ou égale à la valeur maximale entre deux fois la charge permanente et 5KN/m²

$$Q < \text{Max} (2G_{\text{terrasse}}, 5\text{KN/m}^2)$$

$$Q = 1\text{KN/m}^2 < \text{Max} (2 \times 6.16 = 12.32 \text{ KN/m}^2 ; 5\text{KN/m}^2) \dots\dots\dots (\text{Cv})$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Poutres continues en béton armé - Méthode de Caquot

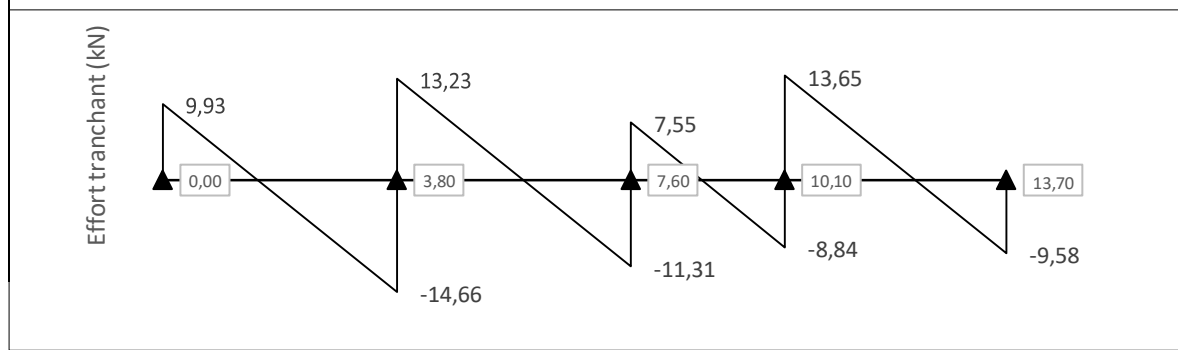
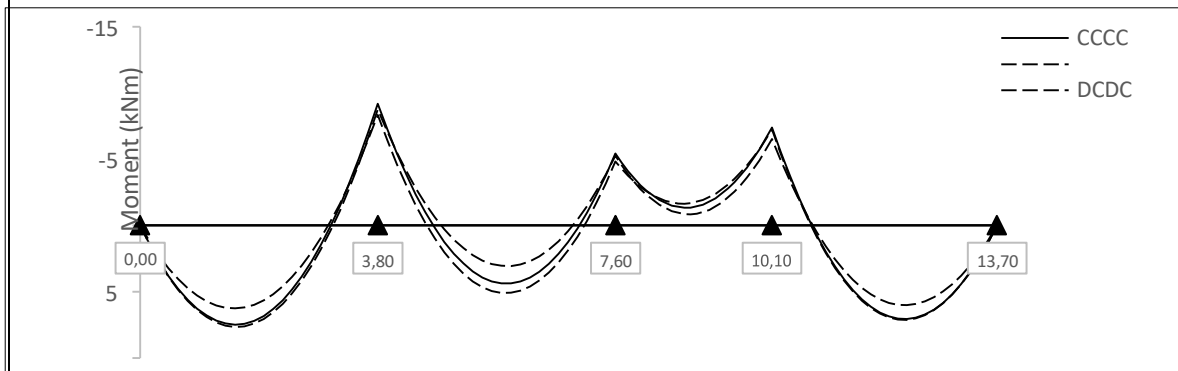
Etat Limite de calcul **ELU** Annexe E.2 du BAEL 91 rev. 99

Méthode de calcul **Caquot non-minorée**

Condition appuis de rive **Double** **Double**

Travée ID	AB	BC	CD	DE	--> Correspond au % du moment isostatique de la travée de rive
Portée L (m)	3.80	3.80	2.50	3.60	
Charge permanente g (kN/m)	4.10	4.10	4.10	4.10	
Charge exploitation q (kN/m)	0.60	0.60	0.60	0.60	
Portée fictive Lo (m)	3.80	3.04	2.00	3.60	
Chargée C 1,35g + 1,5q (kN/m)	6.44	6.44	6.44	6.44	
Déchargée D 1,35g (kN/m)	5.54	5.54	5.54	5.54	
Chargée C 1,35g' + 1,5q (kN/m)	4.59	4.59	4.59	4.59	
Déchargée D 1,35g' (kN/m)	3.69	3.69	3.69	3.69	

Ma (kNm) - cas 1 : CCCC	0.00	-9.19	-5.43	-7.40	0.00
Ma (kNm) - cas 2 : DCDC	0.00	-8.34	-4.84	-7.24	0.00
Ma (kNm) - cas 3 : CDCD	0.00	-8.76	-5.26	-6.51	0.00
X-Mtmax (m) - cas1: CCCC	1.52	2.05	1.13	2.12	
X-Mtmax (m) - cas2: DCDC	1.50	2.04	1.08	2.11	
X-Mtmax (m) - cas3: CDCD	1.54	1.73	1.17	2.13	
Mt (kNm) - cas1: CCCC	7.48	4.39	-1.33	7.06	
Mt (kNm) - cas2: DCDC	6.26	5.10	-1.63	7.13	
Mt (kNm) - cas3: CDCD	7.66	3.08	-0.83	6.01	
Ma,max (kNm)	0.00	-9.19	-5.43	-7.40	0.00
Mt,max (kNm)	7.66	5.10	-0.83	7.13	
	9.93	13.23	7.55	13.65	
		-14.66	-11.31	-8.84	-9.58
Va,max/Appuis (kN)	9.93	14.66	11.31	13.65	9.58



Chapitre III : Etude des éléments secondaires

-Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité..... (Cv)

-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{3,8}{2,5} = 1.52 \leq 1.25, \dots\dots\dots (Cnv)$$

-Les fissurations et considérée comme non préjudiciable..... (Cv)

Donc : les conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de caquot.

Type 2 :

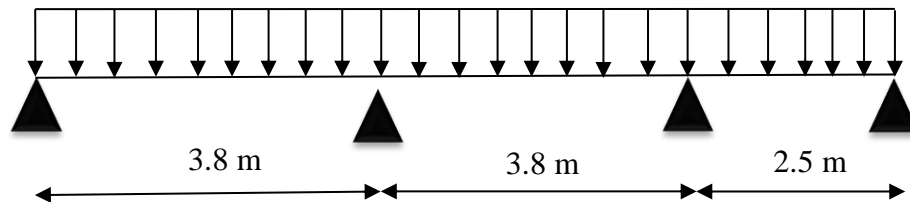


Figure III.4:schéma statique des poutrelles type 2

* Condition d'application de la méthode forfaitaire

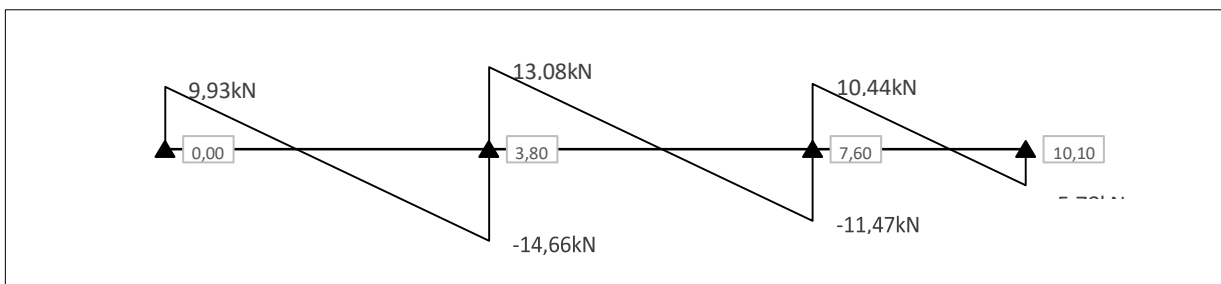
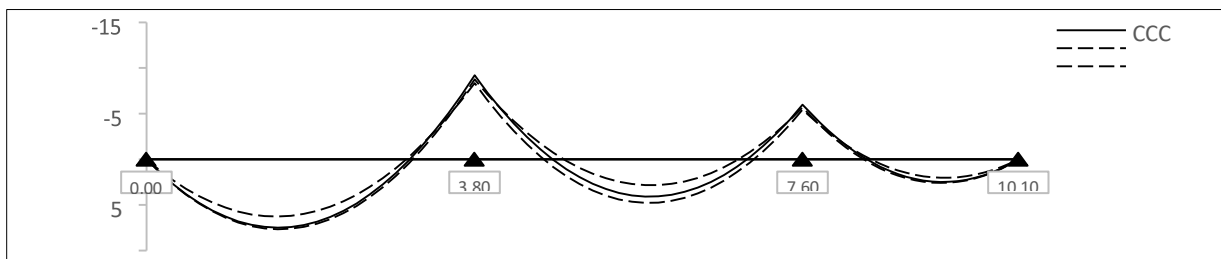
-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{3,8}{2,5} = 1.52 \leq 1.25, \dots\dots\dots (C.N.V)$$

Donc : les conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de caquot.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Poutres continues en béton armé - Méthode de Caquot				
Etat Limite de calcul	ELU			Annexe E.2 du BAEL 91 rev. 99
Méthode de calcul	Caquot non-minorée			
Condition appuis de rive	Double		Double	--> Correspond au % du moment isostatique de la travée de rive
Travée ID	AB	BC	CD	
Portée L (m)	3.80	3.80	2.50	
Charge permanente g (kN/m)	4.10	4.10	4.10	
Charge exploitation q (kN/m)	0.60	0.60	0.60	
Portée fictive L_0 (m)	3.80	3.04	2.50	
Chargée C $1,35g + 1,5q$ (kN/m)	6.44	6.44	6.44	
Déchargée D $1,35g$ (kN/m)	5.54	5.54	5.54	
Chargée C $1,35g' + 1,5q$ (kN/m)	4.59	4.59	4.59	
Déchargée D $1,35g'$ (kN/m)	3.69	3.69	3.69	
Ma (kNm) - cas 1 : CCC	0.00	-9.19	-5.98	0.00
Ma (kNm) - cas 2 : DCD	0.00	-8.34	-5.44	0.00
Ma (kNm) - cas 3 : CDC	0.00	-8.76	-5.68	0.00
x-Mtmax (m) - cas1: CCC	1.52	2.03	1.62	
x-Mtmax (m) - cas2: DCD	1.50	2.02	1.64	
x-Mtmax (m) - cas3: CDC	1.54	1.70	1.60	
Mt (kNm) - cas1: CCC	7.48	4.10	2.49	
Mt (kNm) - cas2: DCD	6.26	4.78	2.03	
Mt (kNm) - cas3: CDC	7.66	2.85	2.59	
Ma,max (kNm)	0.00	-9.19	-5.98	0.00
Mt,max (kNm)		7.66	4.78	2.59
	9.93	13.08	10.44	
Va,max (kN)		-14.66	-11.47	-5.78
Va,max/Appuis (kN)	9.93	14.66	11.47	5.78



Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Type 3 :

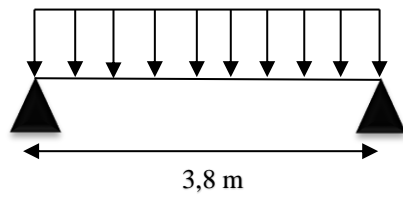


Figure III.5:schéma statique des poutrelles type 3

* Condition d'application de la méthode forfaitaire

-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{3,8}{3,8} = 1 \leq 1.25, \dots\dots\dots (Cv)$$

Donc : les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées.

travée	L	qu	M ₀	Coefficient	M _a	Alpha	M _t	T _U
AB	3,8	6,44	11,62	0,2	-2,32	0,434	7,73	13,83

Type 4 :

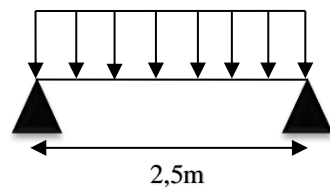


Figure III.6:schéma statique des poutrelles type 4

Condition d'application de la méthode forfaitaire

-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{2,5}{2,5} = 1 \leq 1.25, \dots\dots\dots (Cv)$$

Donc : les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées.

Travée	L	qu	M ₀	Coefficient	M _a	Alpha	M _t	T _U
AB	2,5	6,44	5,03	0,2	-1,01	0,434	3,35	9,09

Moment fléchissant et efforts tranchants maximales :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

□ plancher terrasse :

ELU:

$$M_t \max = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_a \max = -9,19 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 14,66 \text{ KN}$$

ELS:

$$M_t \max = 5,64 \text{ KN.m}$$

$$M_a \max = -6,71 \text{ KN.m}$$

$$T_s = 10,7 \text{ KN}$$

Position de l'axe neutre :

$$M_u = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,17$$

$$M_u = 0,6 \times 0,04 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 54,52 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire
(bxh) = (60x22) cm²

III.1.2.3 Ferrailage En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,66 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,6 \times 0,18^2} = 0,027$$

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

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,027}\right) = 0,034$$

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z_b = 180 \times (1 - 0,4 \times 0,034) = 177 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \times \sigma_s}$$

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

$$A_u = \frac{7,66 \times 10^6}{177 \times 348} = 1,24 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Condition de non fragilité :

$$A_{max} \left\{ \frac{b_0 \times h}{1000}; 0,23b_0 \times d \frac{f_{t28}}{FeE} \right\}_{min}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{60 \times 20}{1000}; 0,23 \times 60 \times 177 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{1,2 ; 1,3\}$$

Soit :

$$\mathbf{A = 3T10 = 2.36cm^2}$$

III.1.2.4 Ferrailage en appui :

La table est dans la zone tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (12 \times 22) \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,19 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,12 \times 0,18^2} = 0,164$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,164}) = 0,225$$

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) z_b = 180(1 - 0,4 \times 0,225) = 168,2 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \times \sigma_s}$$

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

$$A_u = \frac{9,19 \times 10^6}{168,2 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{max} \left\{ \frac{b_0 \times h}{1000}; 0,23b_0 \times d \frac{f_{t28}}{FeE} \right\}_{min}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{60 \times 20}{1000}; 0,23 \times 60 \times 168,2 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{1,2 ; 1,22\}$$

Soit :

$$\mathbf{A = 2T12 = 2.26cm^2}$$

Vérification à l'ELU :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable

C'est-à-dire : $T_u^{\max} = \mathbf{14,66 \text{ kN}}$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ fissuration peu préjudiciable.

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14,66 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,68$$

$\tau_u = 0,742 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots$ Condition vérifié (pas de cisaillement).

Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 \times b_0 d} \leq 0,4 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}$$
$$\sigma_b = \frac{14,66 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 0,18} = 0,75 < 6,66$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2,36 > \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14,66 \times 10^{-3}}{348} = 0,35$$

Appuis intermédiaires :

✓ **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 \times b_0 d} \leq 0,4 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}$$
$$\sigma_b = \frac{14,66 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 0,18} = 0,75 < 6,66$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \geq \frac{14,66 \times 10^{-3} + \frac{9,19 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18}}{348} = 2,05 \text{Cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$M_{ts} = 5,64 \text{ KN.m} \quad M_{as} = -6,71 \text{ KN.m} \quad T_s = 10,7 \text{ KN}$$

✓ Vérification des contraintes du béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\begin{aligned}\overline{\sigma}_{bc} &= 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser} \times y}{I}\end{aligned}$$

Sur travée :

Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned}M_{tser} &= 5,64 \text{ KN.m} \\ H &= \frac{b \times h^2 \cdot 0}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)\end{aligned}$$

$$A' = 0$$

$$H = 60 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 4,52 \times (18 - 4) = -469,2 \text{ cm}^3$$

$H < 0$ (Alors l'axe neutre passe par la nervure, calcul d'une section en Té).

Position de l'axe neutre y:

$$\begin{aligned}\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15 A] \times y - \left[(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s \times d \right] &= 0 \\ 6y^2 + 227,7y - 1021,2 &= 0 \\ y &= 4,1 \text{ cm.}\end{aligned}$$

Calcul de l'inertie I :

$$\begin{aligned}I &= \frac{b \times y^3}{3} + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 A \times (d - y)^2 \\ I &= 9320,7 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5,64 \times 10^{-3} \times 0,041}{9320,7 \times 10^{-8}} = 2,48 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2,48 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ CV.

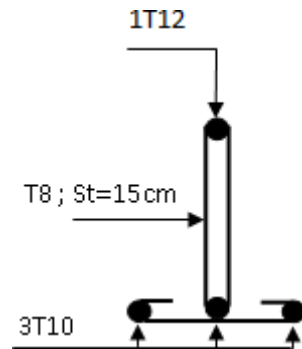


Figure III.7:schéma de ferrailage des poutrelles travée

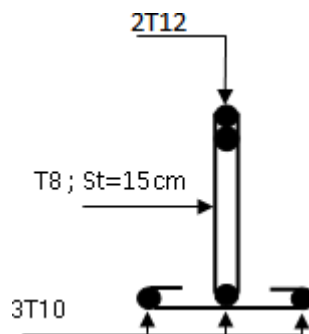


Figure III.8:schéma de ferrailage des poutrelles appuie

III.1.3 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 & A_1 = \frac{4L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50 & A_2 = \frac{200}{f_e} \\ A_2 = \frac{A_1}{2} \end{cases}$$

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1 = 65$ cm)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$\text{On a } \begin{cases} L_1 = 65 \text{ cm} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{cases} \text{ Donc on obtient } \begin{cases} A_1 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{On prend } 6\emptyset 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on prend un Treillis soudé de $\emptyset 5 \times 200 \times 200$

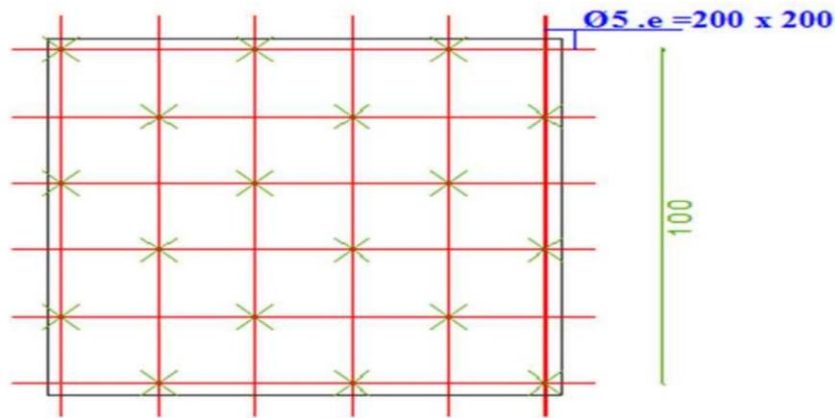


Figure III.9 : disposition des armatures dans la dalle de compression

III.1.4 Etude d'une dalle pleine.

III.1.4.1 Introduction

Une dalle est un élément porteur, généralement horizontal, dont deux dimensions sont grandes par rapport à la troisième que l'on appelle épaisseur.

Une dalle peut avoir une forme quelconque, être d'épaisseur variable. Cependant, les dalles les plus courantes sont rectangulaires et d'épaisseur constante.

Dans notre cas, on va étudier un panneau de dalle rectangulaire situé au plancher.

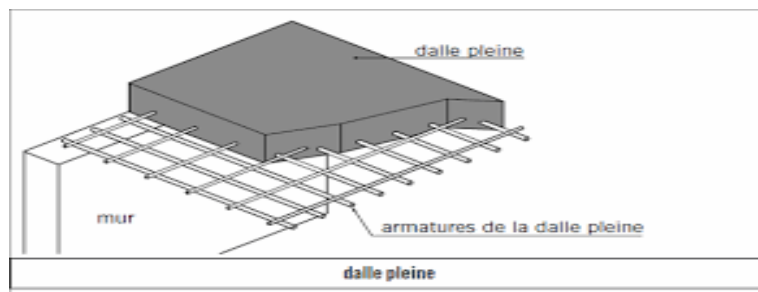


Figure III.10 : panneau de dalle étudié

III.1.4.2 Prédimensionnement de la dalle

Le panneau a pour dimensions : $L_x = 4.54$ m et $L_y = 5.06$ m Soit :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.9}{3.8} = 1.03 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens Dalle continue}$$

$$\Rightarrow h_0 \geq \frac{L_x}{40} = 0.097 \text{ m}$$

Pour prendre en compte de la normalisation des dalles, la sécurité Incendie et l'isolation thermique on prend $h_0 = 20\text{cm}$.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1.4.3 Estimation Des Charges :

Charge permanente :

Tableau III-2: Descente des charges (dalle pleine)

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/ m ²)	G (KN/m ²)
1- Carrelage	0.02	22	0.44
2- Mortier de ciment	0.02	20	0.40
3- Lit de sable fin	0.02	18	0.36
4- Mur intérieur	0.1		0.54
5- Dalle pleine	0.20	25	5
6- Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			7.34
La charge d'exploitation			1.5

III.1.4.4 Calcul Des Sollicitations

Moments fléchissant

Moments dans le panneau de dalle articulée sur son contour :

Le panneau de dalle porte dans les deux sens, pour une bande de largeur unité et au centre de la dalle, on a :

Sens lx: $M_{ox} = \mu_x * p * L_x^2$ et Sens ly: $M_{oy} = \mu_y * M_{ox}$

Tableau III-3: calcul des coefficients μ_x et μ_y

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	$\mu_x = 1/8 * (1 + 2.4 * \alpha^3)$	$\mu_y = \alpha^2 * (1 - 0.95 * (1 - \alpha)^2)$
1.03	0.0345	1.06

A l'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.16$ kN/m

A l'ELS : $P_s = G + Q = 8.84$ kN/m

4.1.2. Moments dans le panneau de dalle continu

- Bande de largeur 1 m parallèle à lx :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

On a $M_{ox} = \mu_x * p * L_x$

◦ En travée : $M_{tx} = 0.75 * M_{ox}$

◦ Sur appuis : $M_{ax} = 0.5 * M_{ox}$

- Bande de largeur 1 m parallèle à L_y :

On a $M_{oy} = \mu_y * M_{ox}$ ◦ En travée: $M_{ty} = 0.75 * M_{oy}$

◦ Sur appuis : $M_{ay} = 0.5 * M_{oy}$

On récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III-4: calcul des moments en travée et sur appui dans les deux directions

	M_{ox} $= \mu_x * p * L_x^2$ (kN.m)	M_{oy} $= \mu_y * M_{ox}$ (kN.m)	M_{ax} $= 0.5 * M_{ox}$ (kN.m)	M_{tx} $= 0.75 * M_{ox}$ (kN.m)	M_{ay} $= 0.5 * M_{oy}$ (kN.m)	M_{ty} $= 0.75 * M_{oy}$ (kN.m)
ELU	6.38	6.76	3.19	4.78	3.38	5.07
ELS	4.64	4.91	2.32	3.48	2.45	3.68

Les valeurs minimales à respecter sont :

- **AELU**

- En travée : $M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$

$$M_{ty} = 5.07 \text{ kN.m} \geq \frac{M_{tx}}{4} = 1.19 \text{ kN.m (ok), Donc: } M_{ty} = 5.07 \text{ kN.m}$$

- Sur appuis : $M_{ay} = M_{ax}$ On a $M_{ay} = 3.38 \text{ Kn.m}$ et $M_{ax} = 3.19 \text{ Kn.m} \Rightarrow M_{ay} > M_{ax}$
- \Rightarrow d'où $M_{ay} = 3.38 \text{ kN.m}$

- **AELS**

- En travée : $M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$

$$M_{ty} = 3.68 \text{ kN.m} \geq \frac{M_{tx}}{4} = 0.87 \text{ kN.m(ok) , Donc : } M_{ty} = 3.68 \text{ kN.m}$$

- Sur appuis : $M_{ay} = M_{ax}$ On a $M_{ay} = 2.45 \text{ Kn.m}$ et $M_{ax} = 2.32 \text{ Kn.m} \Rightarrow M_{ay} > M_{ax}$
- \Rightarrow d'où $M_{ay} = 2.45 \text{ kN}$.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III-5: moments retenus en travée et sur appui

	ELU		ELS	
	Sens x_x	Sens I_y	Sens I_x	Sens I_y
Moment en travée (kN.m)	4.78	5.07	3.48	3.68
Moment sur appui (kN.m)	3.38	3.38	2.45	2.45

III.1.4.5 Efforts tranchants V_{ux}

On a $\alpha \geq 0,40$

$$\text{Au milieu du grand coté : } V_{ux} = \frac{P_u * L_x}{2 * \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}$$

$$\text{Au milieu du petit côté : } V_{uy} = \frac{P_u * L_x}{3} \leq V_{ux}$$

Tableau III-6: calcul des efforts tranchants

	ELU	ELS
V_{ux} (kN)	15.65	11.38
V_{uy} (kN)	$15.81 > V_{ux}$	$11.49 > V_{ux}$

III.1.4.6 Calcul Des Armatures

Nécessité d'armatures transversales

$$\tau_u = \frac{Vu}{d} = \frac{0.01581}{0.170} = 0.093 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 * f_{c28}}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Donc les aciers transversaux ne sont pas nécessaires.

III.1.4.7 Armatures longitudinales :

Avec : $b = 1 \text{ m}$; $d' = 3 \text{ cm}$; $d = 17 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$; $f_{su} = 347.826$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III-7: Tableau de calcul des armatures longitudinales

		En travée « sens I_x »	En travée « sens L_y »	Sur appuis
Dimensionnement a L'ELU	$ M_u (KN.m/m)$	4.78	5.07	3.38
	$\frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$	0.012	0.012	0.008
	$\mu_l = 0.39 > \mu_{bu}$	(Ok)	(Ok)	(Ok)
	$A_{sc} (cm^2)$	0	0	0
	$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.015	0.015	0.01
	$Z(m) = d(1 - 0.4\alpha)$	0.1688	0.1688	0.169
	$A_{st} (cm^2/ml) = \frac{M_u}{Z \times f_{su}}$	0.81	0.86	0.57

III.1.4.8 Dispositions constructives

Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = 20 \text{ mm} \text{ Le diamètre maximum est } 20 \text{ mm}$$

Espacement :

$$\text{Sens } l_x : S_t \leq \min \begin{cases} 3 h_0 = 0.33 \text{ m} \\ 0.33 \end{cases}$$

$$\text{Sens } l_y : S_t \leq \min \begin{cases} 4 h_0 = 0.45 \text{ m} \\ 0.45 \end{cases}$$

$$\text{Sur appui : } S_t \leq 0.33m$$

III.1.4.9 Section minimale d'armature

Bande suivant l_y et l_x :

$$A_{ymin} = \begin{cases} 12 h_0 R_L \\ 8 h_0 & \text{Fe400} \\ 6 h_0 & \text{Fe500} \end{cases} = 8 h_0 = 1.6 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$A_{ty} = 0.86 \times 10^{-4} < A_{ymin}, A_{ty} = A_{ymin} \quad \text{Prond } 4\text{HA10/m}$$

$$\rightarrow S_t = 0.25\text{m} < 0.45 \text{ m}$$

$$A_{ay} = 0.57 * 10^{-4} < A_{ymin} \rightarrow A_{ay} = A_{ymin}, \quad \text{Prond } 4\text{HA10/m}$$

$$\rightarrow S_t = 0.25 \text{ m} < 0.45 \text{ m}$$

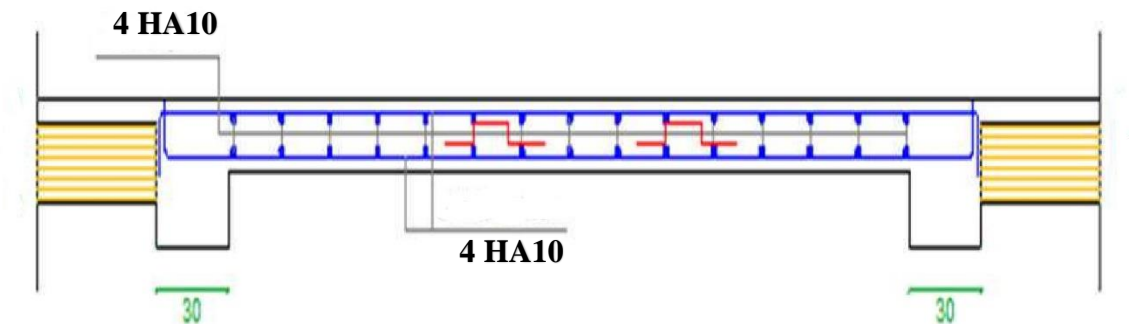


Figure III.1 : schéma de ferrailage de la dalle pleine

III.2 Acrotère :

III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé contournant le plancher inaccessible du bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il considère également comme un élément décoratif.

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade.

Sur l'acrotère peut se fixer un élément de protection et d'étanchéité de la partie supérieure.

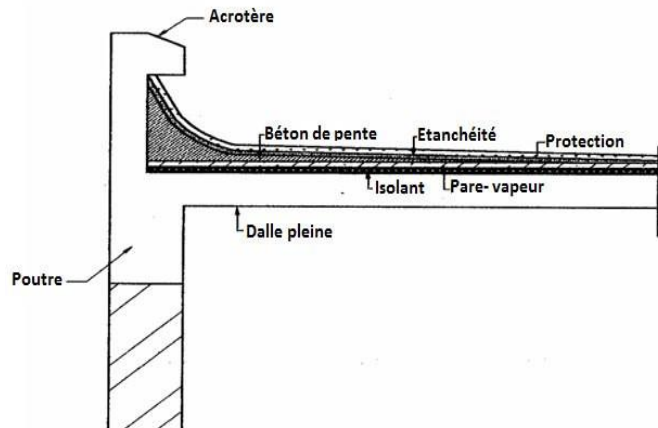


Figure III.11 Schéma représente une coupe dans l'acrotère

III.2.2 Charges et combinaisons :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base et qui est soumise à un effort normal provoqué par son poids propre (G), à un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge (Q) exercé par la main courante, ou bien une force sismique (F_p).

Il s'agit essentiellement de l'évaluation de G et Q de la dalle en béton armé afin de pouvoir la ferrailer.

a) Charge permanente :

La console verticale est soumise à une charge permanente G , si S = surface transversale de l'acrotère G sera la somme de : Poids propre de l'acrotère = $25 \times S$ (KN) + poids de revêtements (enduit en ciment).

❖ Surface de l'acrotère :

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + ((0,1 \times 0,03) / 2) = 0,069 \text{ m}^2$$

- Le poids propre de l'acrotère est donné par 1 mètre linéaire :

$$G_1 = \gamma_b \times S \times 1 \text{ m} = 25 \times 0,069 = 1,74 \text{ KN/ml}$$

- Revêtement en ciment ($e = 2 \text{ cm}$; $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$)

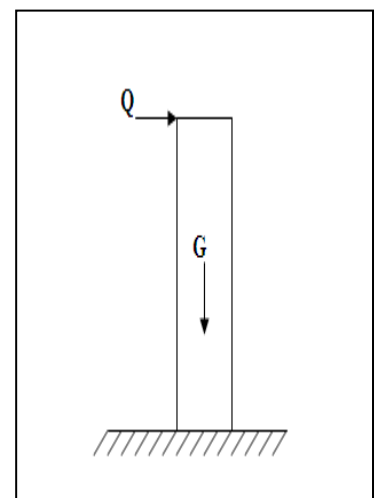


Figure III.12 : schéma des charges de l'acrotère

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$G_2 = \rho \times e \times U \times 1m \Rightarrow U = (10+60) \times 0.02 = 1.4 \text{ m}^2$$

$$G_2 = 18 \times 0.02 \times 1.4 = 0.504 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Total: } G = G_1 + G_2 = 1.71 + 0.504 = 2.241 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage, on prend une bande de 1m de longueur :

$$G = 2.241 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge d'exploitation :

La console verticale est soumise à une surcharge d'exploitation **Q** horizontale exercée par la main courante ou bien une force sismique F_p , cette force est déterminée selon le **RPA99/V 2003 Art : 6.2.3.**

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

• L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés

[A= 0.20] groupe 2

C_p : Facteur de force horizontale donné par le tableau (6-1) [$C_p = 0.8$]

W_p : poids de l'acrotère = 2.214 KN

$$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 2.241 = 1.43 \text{ KN}$$

$$Q_u = \max(1.5Q ; F_p) \Rightarrow \max(1.5 \cdot 1 ; 1.43)$$

D'où $Q_u = Q_h = 1.5 \text{ KN}$

Donc pour une bande de 1m de largeur : **G = 2.241 KN/ml** et **Q = 1.5 KN/ml**

c) Combinaisons :

Le calcul de l'acrotère constitue essentiellement à la détermination du moment à l'Etat limite Ultime et de Service. Le calcul se fait à l'**ELU** puis les vérifications à l'**ELS** en utilisant les combinaisons correspondantes pour chaque cas :

• E.L.U :

$$N_u = 1.35G.L = 1.35 \times 2.241 \times 1 = 3.02 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5Q \cdot h \cdot L = 1.5 \times 1.5 \times 0.6 \times 1 = 1.35 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$T_u = 1.5 Q_h \cdot L = 1.5 \times 1.5 \times 1 = 2.25 \text{ KN}$$

- E.L.S :

$$N_{ser} = G \cdot L = 2.241 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q_h \cdot h \cdot L = 1.50 \times 0.6 \times 1 = 0.9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_u = Q_h \cdot L = 1.50 \text{ KN}$$

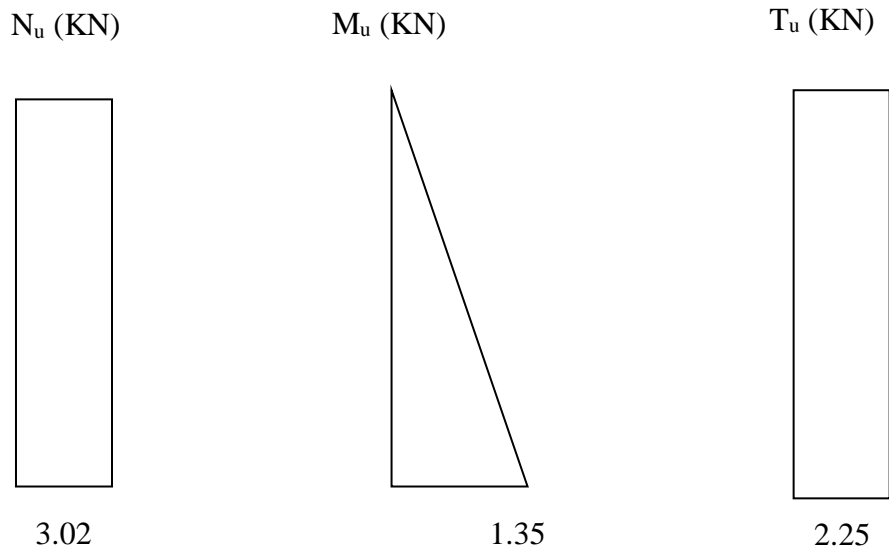


Figure III.13 : diagramme de l'effort normal, tranchant et moment fléchissant

La section du béton (bxh) est (100x10) cm²

Tableau III-8: Caractéristiques géométriques et mécaniques

f_{c28} (MPa)	d (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)	c = c' (cm)
25	9	14,17	348	400	2

III.2.3 Ferrailage de l'acrotère :

Fissuration est préjudiciable par ce que l'acrotère exposé aux intempéries.

Donc le calcul se fait sur une section rectangulaire au P'ELU et P'ELS :

- ❖ Calcul de la section à ELU :
- ❖ Calcul de l'excentricité :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

e : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales.

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.35}{3.02} = 44,70 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

❖ Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u(h/2 - c)$$

$$M_f = 1.35 + 3.02(0.03) = 1.44 \text{ KN.M}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1.44}{10 \times 9^2 \times 14.17} = 0.0425$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,017$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,938$$

$$\Rightarrow \zeta_s = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.451 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0.451 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérification de la section d'acier selon « BAEI 91 MODIFIÉ 99 »

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{fe} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; fe = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$A_s^{\min\{1cm^2; 1,086cm^2\}}$$

Donc : on adopte finalement pour 5T8 = 2,51cm²

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

Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,627cm^2$$

On choisit 3T8 = 1,51cm² avec un espacement $S_t = 20cm$

❖ Vérification a L'E.L. S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 24.49 cm$$

On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 28.49 cm \Rightarrow C = -18.49 cm$$

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule

$$\text{Suivante : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4MPa\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{3,02.10^3}{90.10^3} = 0,034MPa < \bar{\tau}_u \quad \text{vérifiée}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.2.4 Vérification au séisme :

Selon le **R.P.A 99 versions 2003, Art6.2.3**, les éléments non-structuraux et les équipements ancrés à la structure, surjetant à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone obtenu du R.P.A 99v2003 pour la zone et le groupe d'usage appropriés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone II}_b \end{array} \right. \quad A = 0,20$$

C_p : Facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu (RPA) $C_p = 0.3$

W_p : Poids de l'élément pour une bande de 1,00 m

$$W_p = (N_u.L) = 3,02 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4. (0.2). (3.02). (0.3) = 0.72 \text{ KN/ml}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est :

$$F_p = 0.72 \text{ KN/ml} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots (C.V)$$

Donc, le calcul sismique n'est pas nécessaire.

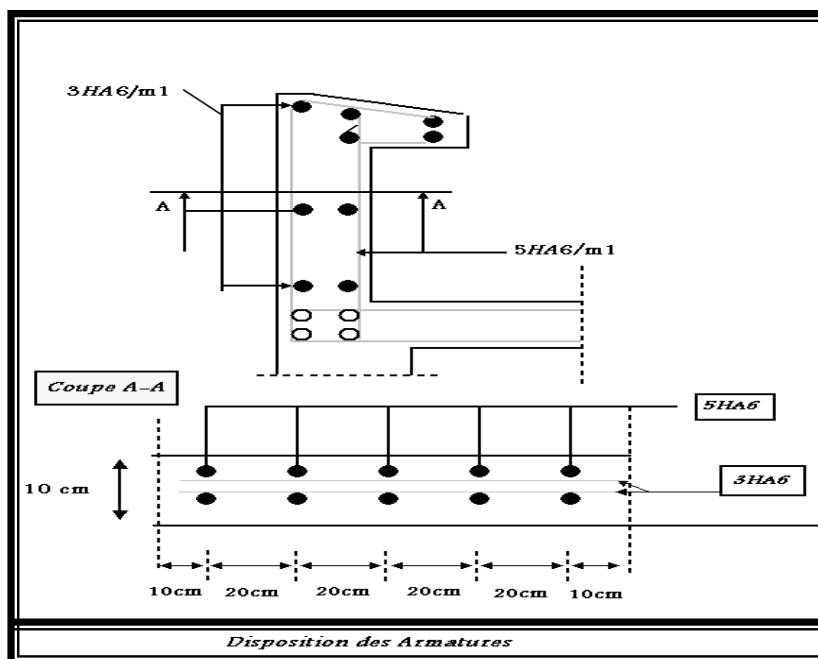


Figure III.14 : schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.3 Le Balcon

III.3.1 Définition :

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, ainsi il donne une belle image à la construction. Notre projet comporte un seul type de balcon dans tous les étages, il est réalisé en béton armé (dalle pleine) .

III.3.2 Dimensionnement :

Pour un panneau isolé simple, on a $\frac{L_y}{m} \leq h \leq \frac{L_x}{m}$ avec $m= 25-35$

$$\frac{115}{35} \leq h \leq \frac{115}{25} \Rightarrow 3.28 \leq h \leq 4,6 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on prend : $h = 12\text{cm}$

Evaluation des charges :

Le calcul se fait pour une bande linéaire de 1ml.

a) Charges permanentes :

- Charge uniformément répartie

Tableau III-9: Evaluation des charges du balcon

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Épaisseur (m)	P_2 (KN/ml)
Poids propre de la dalle	25	0,12	3
Mortier de Pose +Carrelage	18	0,03	0,98
Enduit en ciment d'épaisseur	18	0,02	0,36
Σ	/	/	3,9
charge du au poids propre du mur			
Brique creuse de (10×2) cm d'épaisseur	9	10	1.8
Enduit en ciment d'épaisseur (2cm)	18	0,02	0,36
Enduit en plâtre d'épaisseur (2cm)	10	0.02	0.2
Σ	/	/	2.36

Surcharge d'exploitation :

- Surcharge sur la dalle : $Q_1= 3,5 \text{ KN/ml}$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.3.3 Les sollicitations :

a) Etat limite ultime :

➤ Dalle : $L=1.15$ m ; $h=h_{\text{etage}}-h_{\text{dalle}}= 2.86$ m

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4.48) + 1,5(4.02) = 12.09 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times G \times h = 1,35 \times 2.36 \times 2.86 = 9.11 \text{ KN}$$

b) Etat limite de service :

➤ Dalle :

$$Q_s = G + Q_1 = 8.51 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G \times h = 2.36 \times 2.86 = 6.75 \text{ KN}$$

Détermination des efforts :

a. Etat limite ultime :

• **Moment fléchissant** :

$$M_u = (q_u \times \frac{L^2}{2} + p_u \cdot L) = (12.09 \times \frac{1.15^2}{2} + 9.11 \times 1.15) = 18.47 \text{ KN.ml}$$

• **Effort tranchant** :

$$T = q_u \cdot L + p_u = 12.09 \times 1.15 + 9.11 = 23.01 \text{ KN}$$

a. Etat limite de service :

• **Moment fléchissant** :

$$M_s = (q_s \times \frac{L^2}{2} + p_s \cdot L) = (8.51 \times \frac{1.15^2}{2} + 6.75 \times 1.15) = 13.39 \text{ KN/ml}$$

• **Effort tranchant** :

$$T = q_s \cdot L + p_s = 8.51 + 6.75 = 15.26 \text{ KN}$$

III.3.4 Ferrailage à l'E.L. U :

Pour une bande de 1ml

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$b=100\text{cm}$; $h=12\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $M_u=18.47\text{ KN.m}$; $M_{\text{ser}}=13.39\text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.087 < 0.392$$

$\mu < 0.392 \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.114$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 9.54\text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 5.56\text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\text{min}} = \text{Max} \{ (b \times h) / 1000 ; (0,23bd \cdot f_{t28}) / f_e \} = 1,847\text{cm}^2$$

$$A = 5.56\text{ cm}^2 > 1,847\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

Le choix : 5T12= 5.65 cm²

-Escapement st:

$$St \leq \text{Min} (3h, 33\text{ cm}) \leq \text{Min} (45\text{ cm}, 33\text{ cm}).$$

$$\Rightarrow St \leq 45\text{ cm}. \text{ On prendre : } St=20\text{ cm}$$

-Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 \Rightarrow 5.56/4 = 1.39\text{ cm}^2.$$

❖ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_u = T_u = 23.01\text{ KN}$$

➤ **Valeur de la contrainte tangentielle (τ_u):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{23.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10} = 0.23\text{ Mpa}$$

➤ **Valeur limite de la contrainte tangentielle (τ_u):**

La fissuration est préjudiciable

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$\overline{\tau u} \leq \min\{0.1f_{c28}; 4\text{Mpa}\} = 2,5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ Mpa} < \overline{\tau u} = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Armature d'effort tranchant :

-le béton est sans reprise

$$V_u \leq 0.07 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad h \leq 15 \text{ cm}$$

Donc, aucune armature d'âme à prévoir

- Schéma de ferrailage

La disposition du ferrailage (armatures longitudinales et de répartitions) adopté pour le type de balcon étudié est exposée dans la figure III.15.

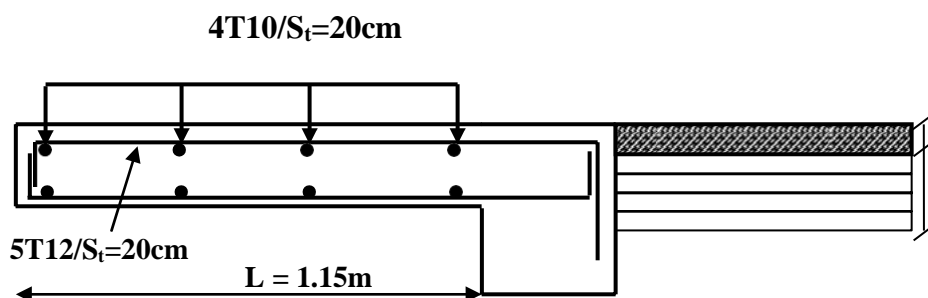


Figure III.15 Schéma de ferrailage du balcon.

III.4 Escaliers :

III.4.1 Introduction :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur.

L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier, à savoir un escalier droit, et qui se compose de trois volées et un palier chacun.

Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

- Types d'escaliers :

- Droites avec palier intermédiaire
- Balancés
- Rayonnants
- Hélicoïdaux

Dans notre ouvrage, nous avons un seul type : Escalier à deux volées adjacentes avec palier intermédiaire.

III.4.2 Définition des éléments d'un escalier :

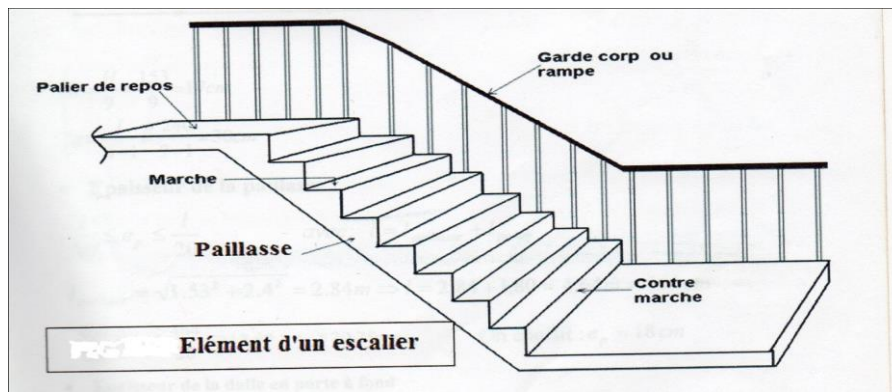


Figure III.16: Élément d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

h :Hauteur de la marche

g :largeur de la marche

L :longueur horizontale de la paillasse

H :hauteur verticale de la paillasse

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir : **$2h+g=64$**

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h + g = 64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$(n - 1)g = L \dots \dots \dots (3)$$

Avec :

n : le nombre des contre marches

(n-1) : le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Avec :

n : la racine de l'équation.

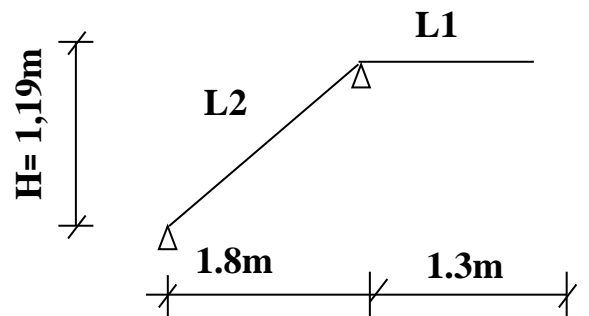


Figure III.17: Schéma statique de l'escalier

III.4.3 Pré dimensionnement

Dimensionnement de l'escalier :

On utilise la formule de « BLONDEL ». $58 \leq g + 2h \leq 64$

Soit (n) le nombre des contres marches, alors (n-1) est le nombre des marches.

Avec :

$$n \times h = H = \frac{h_e}{2} = 119 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = \frac{H}{n}$$

$$(n - 1) = L = 180 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad g = \frac{L}{(n-1)}$$

On remplace les h et g par ces expressions dans la formule de BLONDEL, on obtient

$$58 \leq \frac{L}{(n-1)} + 2 \cdot \frac{H}{n} \leq 64 \quad ; \text{ On prend } \frac{L}{(n-1)} + 2 \cdot \frac{H}{n} = 64$$

Cette équation devient :

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

$$64n^2 - (64 + 180 + 2 \times 119) \cdot n + 2 \cdot 119 = 0$$

$$64n^2 - 482n + 238 = 0$$

D'après la solution de l'équation en 2^{ème} degré, on trouve : $n = 7 \Rightarrow$ Donc, on a 7 contre marches et 6 marches.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$\text{Alors on prend } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{119}{7} = 17 \text{ cm} \\ g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{180}{(7-1)} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification de la formule de « BLANDEL » :

$$59 \leq 2 \cdot h + g \leq 64 ; \quad 58 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 ; \quad 58 \leq 64 \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Calcul de reculement L_0 :

$$L_0 = g \times (n-1) = 30 \times 6 = 180 \text{ cm.}$$

- La largeur du palier :

$$L_1 = 310 - 180 = 130 \text{ cm.}$$

- Calcul la longueur de la paillasse L_2 :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{119}{180} = 0.66 \quad \text{Donc } \alpha = 33.47^\circ$$

$$L_2 = \frac{180}{\cos \alpha} = 2.16 \text{ m}$$

- La ligne de foulée :

$$L = 1.3 + 2.16 = 3.46 \text{ m}$$

- L'épaisseur de palier de repos et de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{346}{30} \leq e \leq \frac{346}{20}$$

$$11.53 \leq e \leq 17.3$$

Donc on prend : $e = 15 \text{ cm}$

III.4.4 Evaluation des charges et des surcharges

a) Le palier :

Tableau III-10: charges et des surcharges du palier

Poids propre de la dalle ($e_p = 15 \text{ cm}$)	$0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose ($e = 3 \text{ cm}$) (verticale)	$0,03 \times 20 = 0,6 \text{ KN/m}^2$
Carrelage ($e = 2 \text{ cm}$) (verticale)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Enduit en ciment ($e = 2 \text{ cm}$)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
La charge permanente	$G_p = 5,15 \text{ KN/m}^2$
La charge d'exploitation	$Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 10.70 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$q_s = G_p + Q_p = 7,65 \text{ KN} / \text{m}^2$$

La volée :

Tableau III-11:charges et des surcharges du volée

Poids propre de la volée ($e_v = 15\text{cm}$)	$\frac{p \cdot e_v}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos 33.47} = 4.49 \text{ KN/m}^2$
Poids propre des marches	$\frac{p \times h}{2} = \frac{25 \times 0.17}{2} = 2.13 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) (horizontale)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
Carrelage ($e=2\text{cm}$) (horizontale)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Garde-corps	1 KN/m^2
Mortier de pose ($e=3\text{cm}$) (verticale)	$0,03 \times 20 = 0,6 \text{ KN/m}^2$
Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Carrelage ($e=2\text{cm}$) (verticale)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
La charge permanente	$G_v = 9,86 \text{ KN/m}^2$
La charge d'exploitation	$Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,35G_p + 1,5Q_p = 17.06 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G_p + Q_p = 12.36 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- A P E.L.U

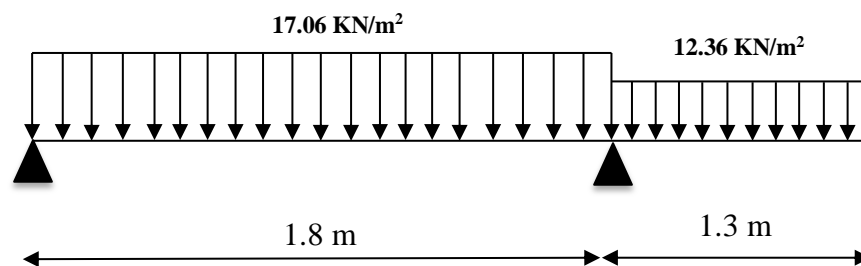


Figure III.18 : schéma statistique de l'escalier à l'ELU

- A P E.L.S

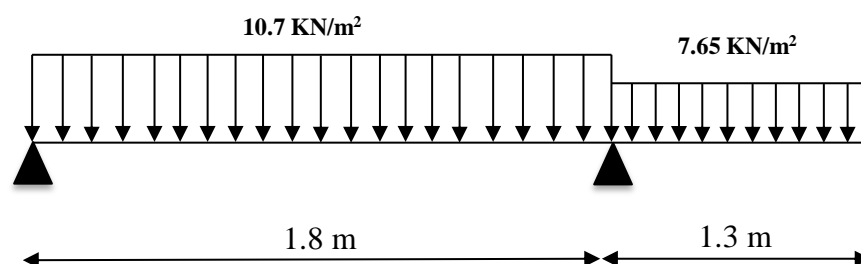
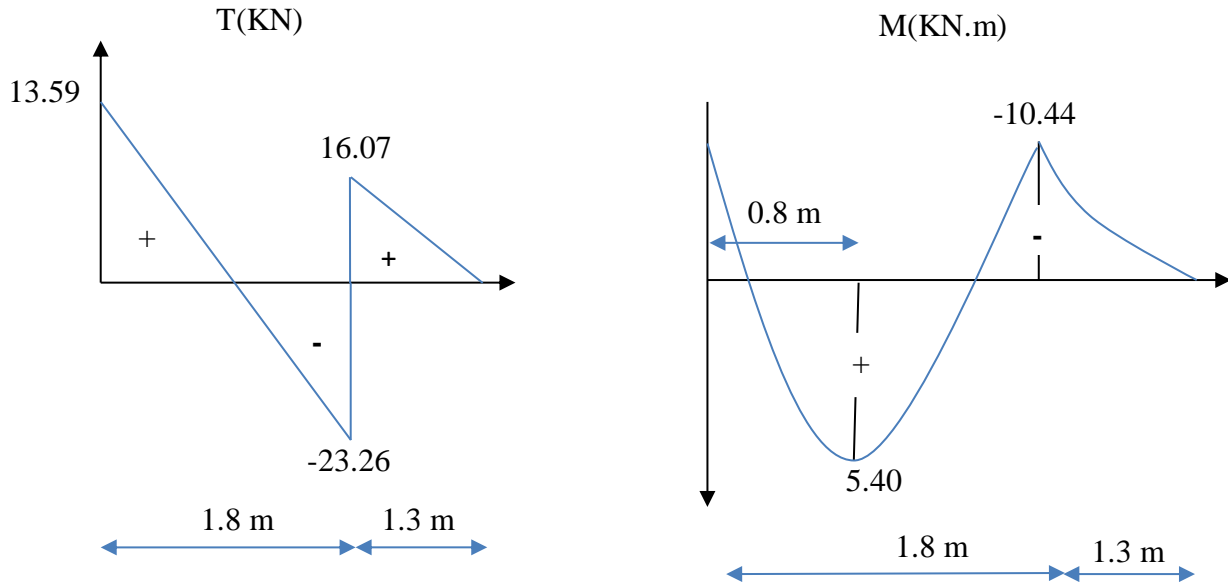


Figure III.19: schéma statistique de l'escalier à l'ELS

- Diagramme de Tet M



$$\begin{cases} M_{tu} = 0.85M_{tu;Max} = 0.85 \times 10.44 \\ M_{au} = 0.3M_{tu;Max} = 0.3 \times 10.44 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tu} = 8.87 \text{ KN.m} \\ M_{au} = 3.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III-12: ferrailages des escaliers

	M (KN.m)	μ	A'	A_{cal}	A_{min}	A_{adop} (cm ² /ml)	$A = \frac{A_{adop}}{4}$	A_{adop} (cm ² /ml)
En travée	8.87	0,033	0	1.9	1.63	4T10 $A_{adop} = 3.14$ $S_t = 25cm$	0.95	3T10 $A_{adop} = 2,36$ $S_t = 30cm$
En appui	3.13	0,012	0	0.67	1.63	4T10 $A_{adop} = 3,14$ $S_t = 25cm$	0.33	3T10 $A_{adop} = 2,36$ $S_t = 30cm$

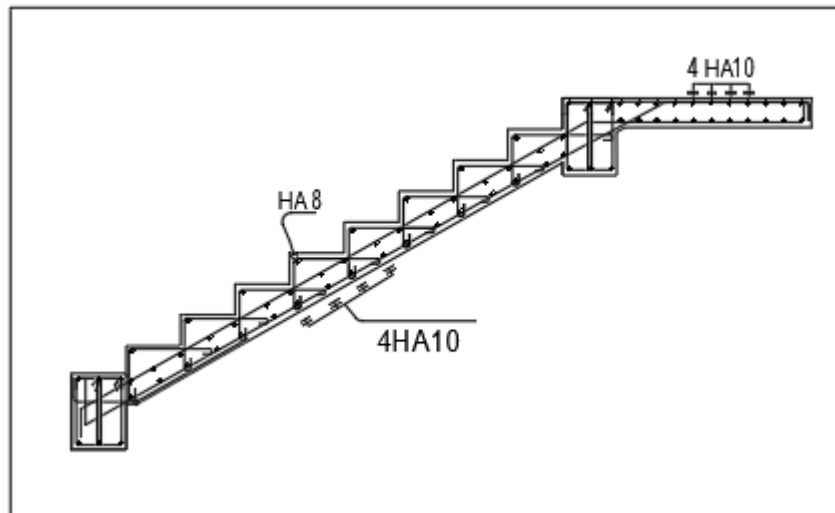


Figure III.20 : schéma de ferrailage des escaliers

III.4.5 Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3.5 m, son schéma suivant :

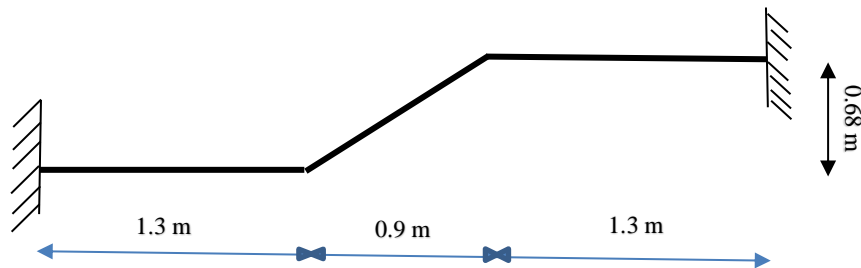


Figure III.21: schéma de la poutre palière

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

- La largeur du poutre palier :

$$L1 = 350 \text{ cm.}$$

- Calcul la longueur de la paillasse L2 :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{68}{0.9} = 0.75 \quad \text{Donc } \alpha = 37.07^\circ$$

$$L2 = \frac{0.9}{\cos \alpha} = 1.13 \text{ m}$$

- La ligne de foulée :

$$L = (1.13 - 0.9) + 3.50 = 3.73 \text{ m}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

➤ Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL91** les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow 24.86 \text{ cm} \leq h \leq 37.3 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow 7 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Le **RPA99** préconise :

$$\begin{cases} h \geq 35 \text{ cm} \\ b \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Nous prenons : **h = 35 cm ; b = 30 cm**

✚ Charges qui agissent sur la poutre palière :

La poutre palière est soumise à :

- ♦ Son poids propre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,63 \text{ KN/ml}$
- ♦ Charges venantes de l'escalier : Réaction du palier : $\frac{Ra}{L}$

$$R_{ub} = 39.33 \text{ KN/ml}$$

- ♦ Poids de mur: $G_{mur} \times h = 2.36 \times 1.87 = 4.41 \text{ KN.m}$

✚ Combinaison de charge à l'ELU :

$$Q_u = 1.35 \times (2.63 + 4.41) + 39.33 = 48.83 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge paliasse } q_u = 1.35 \times (2.63 + 4.41) + 17.06 = 26.56 \text{ KN/ml}$$

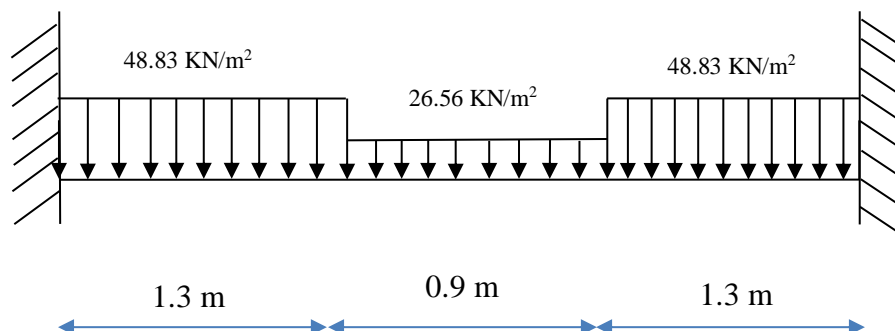


Figure III.22: schéma statistique de la poutre palière

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

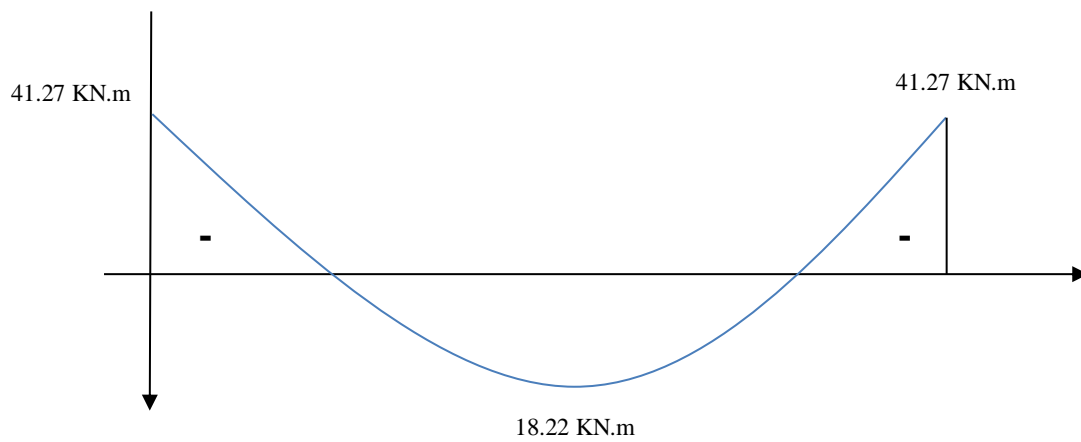


Tableau de ferrailage :

Tableau III-13: ferrailage de la poutre palière

	$M (KN.m)$	μ	A'	A_{cal}	A_{min}	$A_{adopté}$ (cm^2 / ml)
En travée	18.22	0,043	0	1.69	1,14	3T10 $A_{adopté} = 2.36$
En appui	41.27	0,098	0	3.04	1,14	3T12 $A_{adopté} = 3,39$



Chapitre IV :

Etude dynamique et sismique

IV. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1 INTRODUCTION:

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mène par trois manières:

1. Méthode statique équivalente.
2. La méthode de l'analyse modale spectrale.
3. La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode de calcul utilisé dans notre étude c'est la méthode statique équivalente. Critères de classification selon les RPA99/Version 2003a- Type de contreventement. Notre structure est une structure en portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide, et par conséquent le coefficient de comportement $R = 5$ (tableau. 4.3 des RPA99/Version 2003).

Modélisation :

- La structure est considérée comme une console encadrée à la base et les masses sont considérées concentrées à chaque niveau de la structure.
- Chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté correspondant au déplacement horizontal (x_k).
- Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans.

En ce qui va suivre on déterminera les masses par étages, ces masses regrouperont les planchers, les poutres, les poteaux, les murs les cloisons. Ainsi que tous éléments secondaires tels que l'acrotère.

IV.2 Les caractéristiques dynamiques de la structure :

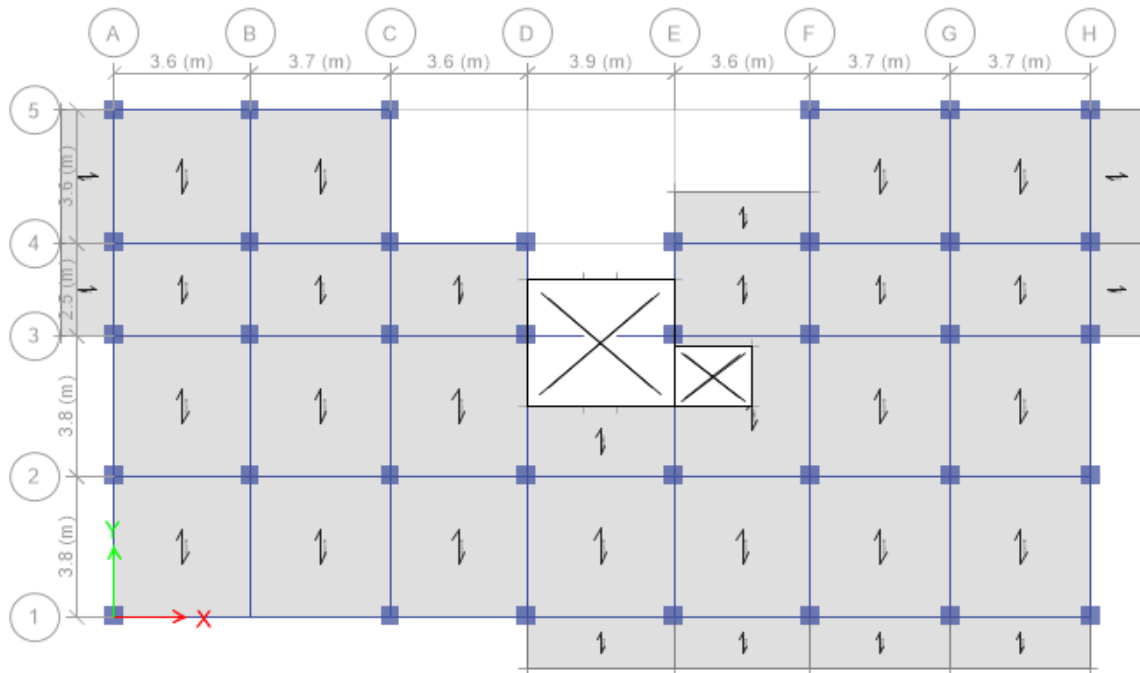


Figure IV.1: Vu de structure en 2d

Centres de masse par étages :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, cloisons, maçonnerie extérieure),

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

➤ Rigidités et centres de rigidité d'un étage :

K_i : rigidité d'un poteau

$K_i = 12EI / H^3$ avec $I = b^4 / 12$.

H : hauteur des niveaux.

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon «RPA99 modifié en 2003 » sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

Avec :

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 27.54 \text{ m.}$$

D:est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Selon x - x: $L_x = 26.2 \text{ m}$

Selon y-y : $L_y = 14.10 \text{ m.}$

IV.3 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE (M.S.E):

Domaine d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (II) (Vérifiée)
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant la condition de hauteur suivante :

Dans le cas d'un bâtiment implanté en zone (II_b) et le groupe d'usage 2 il faut que la hauteur ne dépasse pas 7 niveaux ou 23 m (Non Vérifiée)

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003.

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) des RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

D : 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).

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

Q : facteur de qualité de la structure, est fonction de la redondance et de l'agométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction.

Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons d'après les RPA:

Pour une structure située en Zone (II_b) avec un groupe d'usage 2 on a $A = 0.20$.

Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le Facteur d'amplification dynamique moyen D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par *portique auto stable* donc on prend $\xi = 7\%$.

Donc $\eta = 0.88$.

La valeur de la période T retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par les deux formules citées au-dessus :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

Avec :

$$C_T = 0,05$$

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 27.54 \text{ m.}$$

D:est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Selon x - x: $L_x = 26.2 \text{ m}$

Selon y-y : $L_y = 14.10 \text{ m.}$

$$T = \begin{cases} \text{Selon x - x} \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} T_x = 0,09 \frac{27.54}{\sqrt{26.2}} = 0,48 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (27.54)^{\frac{3}{4}} = 0,60 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = \min(0.48; 0.60) \\ \text{Selon y - y} \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} T_y = 0,09 \frac{27.54}{\sqrt{14.10}} = 0,66 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (27.54)^{\frac{3}{4}} = 0,60 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = \min(0,66; 0,60) \end{cases}$$

Donc on prend:

Selon x - x: $T_x = 0,48 \text{ s.}$

Selon y - y: $T_y = 0,60 \text{ s.}$

Calcul de la période caractéristique T2 du site :

La période caractéristique T2 est associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4.7) des RPA99/Version2003

Catégorie de site S2 \Rightarrow **T2=0.40**

On aura alors :

Sens X $T = 0.48s$ donc $T > T2$ $\Rightarrow D_x = 2.5 \times \eta (T2/T)^{2/3}$; $D_x = 1.96$

Sens Y $T = 0.60s$ donc $T > T2$ $\Rightarrow D_y = 2.5 \times \eta (T2/T)^{2/3}$; $D_y = 1.69$

Coefficient de comportement (R) :

Le coefficient de comportement de la structure **R** est donné par le tableau(4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

On a pour le système portiques auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide $R = 5.$

Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq$$

Le critère de qualité q est satisfait oui ou non. Sa valeur est donnée au tableau (IV.1) des RPA99/Version 2003.

Le tableau suivant résume les pénalités appliquées à la structure.

Tableau IV-1: Valeurs de la pénalité

Critère q	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10
ΣPq	0	0.2

On a alors pour les deux sens $Q = 1 + 0.2$ d'où $Q = 1.2$

Poids total de la structure (W) :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i).

$$W = \Sigma W_i$$

Avec :

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

W_{Gi} : poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donne par le tableau (4.5) des RPA99/Version 2003.

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

$\beta = 0.20$ (Tab 4.5 des RPA99/Version 2003) Donc à chaque niveau on a :

$$W_i = W_{Gi} + 0.20 W_{Qi}$$

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Niveau 9 (terrasse)	WT = 4145.975 KN
Niveau 8	WT = 3778.458 KN
Niveau 7	WT = 3778.458 KN
Niveau 6	WT = 3891.343 KN
Niveau 5	WT = 3891.343 KN
Niveau 4	WT = 3891.343 KN
Niveau 3	WT = 4018.481 KN
Niveau 2	WT = 4018.481 KN
Niveau 1 (RDC)	WT = 4018.481 KN

- Evaluation du poids total

$$W_T = W_9 + \dots + W_1 = 35432.36 \text{ KN}$$

Donc le poids total de la structure $W_T = 35432.36 \text{ KN}$

Donc :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \begin{cases} V_x = 2771.51 \text{ KN} \\ V_y = 2254.40 \text{ KN} \end{cases}$$

Estimation de l'effort tranchant et le moment fléchissant :

L'effort tranchant est calculé par l'addition des forces sismiques de chaque niveau à partir du dernier niveau jusqu'à la base.

$$V_i = \sum_{i=1}^n E_i \quad \text{sachant que } n \text{ est le nombre de niveau}$$

Tandis que le moment fléchissant est déterminé en multipliant l'effort tranchant de l'étage considéré par la hauteur de ce dernier.

$$M_i = V_i \cdot h_i \quad h_i \text{ est la hauteur de l'étage}$$

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2:L'effort tranchant et le moment fléchissant sans x

Niveau	Hauteur (m)	F (kN)	V (kN)	M(kN.m)
Terrasse	27.54	586.02	586.02	16139
7	24.48	474.73	1060.7	11621
6	21.42	415.39	1476.1	8897.6
5	18.36	366.68	1842.8	6732.3
4	15.3	305.57	2148.4	4675.2
3	12.24	244.46	2392.8	2992.1
2	9.18	189.33	2582.2	1738.1
1	6.12	126.22	2708.4	772.48
RDC	3.06	63.111	2771.5	193.12

Tableau IV-3:L'effort tranchant et le moment fléchissant sans y

Niveau	Hauteur (m)	F (kN)	V (kN)	M(kN.m)
Terrasse	27.54	476.67	476.67	13127
7	24.48	386.15	862.81	9452.8
6	21.42	337.88	1200.7	7237.3
5	18.36	298.26	1499	5476.1
4	15.3	248.55	1747.5	3802.8
3	12.24	198.84	1946.3	2433.8
2	9.18	154	2100.3	1413.7
1	6.12	102.67	2203	628.33
RDC	3.06	51.334	2254.4	157.08

Vérification de renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Avec :

Ms: Moment stabilisant, $M_s=W(L/2)$

Mr : Moment renversant, $M_r= F_i h_i$

W : Poids du bâtiment

Tableau IV-4: Vérification de renversement

	W	Li	Li/2	Ms	Mr	Ms/Mr	Vérification
Sans x	35432.36	26.2	13.1	464163.9	53761	8.633841	Oui
Sans y	35432.36	14.1	7.05	249798.1	43729	5.712414	Oui

IV.4 Méthode dynamique modale spectrale.

IV.4.1 Domaine d'application

Il s'agit de la méthode la plus utilisée pour le calcul des structures du fait de sa simplicité, elle est bien adaptée aux moyens de calcul des ingénieurs. Elle peut être utilisée dans tous les cas et en particulier lorsque la « méthode statique équivalente » n'est pas applicable (RPA 99/version 2003 [5] Art.4.1.2). 4.6.2.2.

IV.4.2 Principe

A travers cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. 4.6.2.3.

IV.4.3 Modélisation

Pour le calcul sismique selon la méthode spectrale le RPA99/V2003 propose 3 modélisations :

✓ Bâtiments réguliers comportant des planchers rigides : le modèle de calcul dans chaque direction est "la console à masses concentrées au niveau des centres de gravités des planchers» avec un seul DDL en translation horizontale dans chaque direction.

✓ Bâtiments irréguliers comportant des planchers rigides et exposés à la torsion : modèle de calcul tridimensionnel avec masses concentrées au centre de gravité des planchers avec 3DDL (2 translations +1 rotation)

✓ Bâtiments réguliers ou non comportant des planchers flexibles : modèle tridimensionnel avec plusieurs (DDL) par plancher.

IV.4.4 Spectres de réponse

Le spectre de calcul du RPA est un spectre d'accélération(S_a/g), il est défini par 4 fonctions relatives à 4 intervalles (Art 4.3.3, formule 4.13 du RPA99/V2003[5]):

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

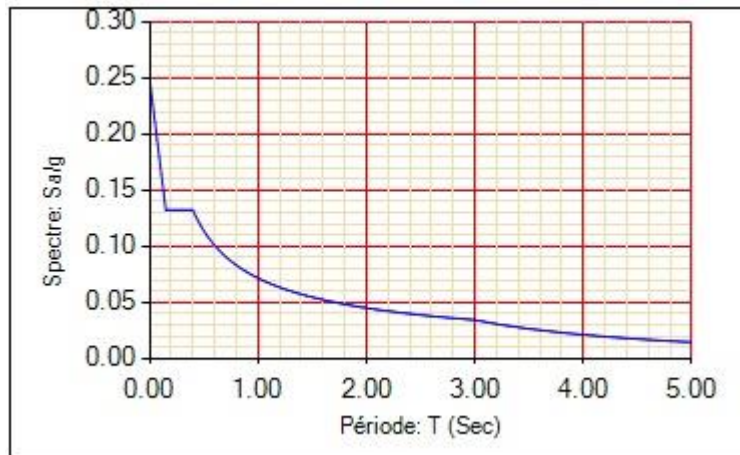


Figure IV.2 : schéma de spectre de réponse

Avec ;

T : Période de vibration du mode considéré.

T₁ et **T₂** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

η : Facteur de correction d'amortissement.

A : Coefficient d'accélération de zone.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement de la structure.

IV.5 Modélisation

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis à l'aide du logiciel ETABS, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant des éléments finis linéaires de type « frame » disponibles dans la bibliothèque du logiciel (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres). Des éléments finis surfaciques de type « Shell » sont utilisés pour la modélisation

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

des voiles (voiles de contreventement et voiles périphériques), de type « Membrane » pour des planchers à corps creux et le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

Les planchers utilisés sont nervurés et considérés infiniment rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides) par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option «diaphragme » disponible dans le logiciel. Cette considération permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q) sous forme de charges surfaciques (Static Load Cases), et le chargement sismique est obtenu par l'application de deux spectres de réponse. dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ($V_{x\text{dyn}}$ et $V_{y\text{dyn}}$).

IV.6 Les vérifications de RPA 99/V2003.

IV.6.1 Les vérifications système portique auto stable.

IV.6.1.1 Vérification de la période

D'après le RPA 99/V2003 [5] Art : 4.2.3 Les valeurs de T, calculées à partir de la méthode numérique (résultats de l'ETABS) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%.

$$T_{ETABS(x,y)} \leq 1.3 T_{RPA(x,y)}$$

$$T = 1.09 > 1.3 \times 0.48 = 0.62 \quad \text{C.N.V}$$

IV.6.1.2 Vérification des modes propres (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.3.4)

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a au moins à **90%** de la masse totale de la structure.

Tableau IV-5: Vérification de la résultante des modes propres

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
		sec					
Modal	1	1.092	0.0011	0.6753	0.0011	0.6753	0.7385
Modal	2	1.031	0.021	0.0991	0.0221	0.7744	0.0135
Modal	3	0.963	0.7582	0.0005	0.7803	0.7749	0.0247
Modal	4	0.365	0.0003	0.0941	0.7806	0.869	0.1026
Modal	5	0.346	0.0045	0.0156	0.7851	0.8846	0.0037
Modal	6	0.325	0.1031	0.0001	0.8882	0.8847	0.0031
Modal	7	0.206	0.0003	0.0377	0.8885	0.9224	0.041
Modal	8	0.195	0.0044	0.0064	0.8929	0.9287	0.0026
Modal	9	0.186	0.0387	0.0001	0.9316	0.9288	0.0017

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.6.1.3 Vérification de la résultante des forces sismique (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.3.6)

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

- Si $V_t < 0.8.V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (force, déplacement, moments, ..) dans le rapport $0.8.V/V_t$.

Tableau IV-6: Vérification de la résultante des forces sismique

	$V_{Stat}(t)$	$V_{Dyn}(t)$	$80\%V_{Sta}$	$0.8V_{Stat} < V_{Dyn}$
Sens X	2737.04	2136.0027	2189.63	Non Vérifiée
Sens Y	2226.31	1945.2939	1781.05	Vérifiée

Donc en ajoutant les voiles pour les vérifications de RPA 99/V2003.

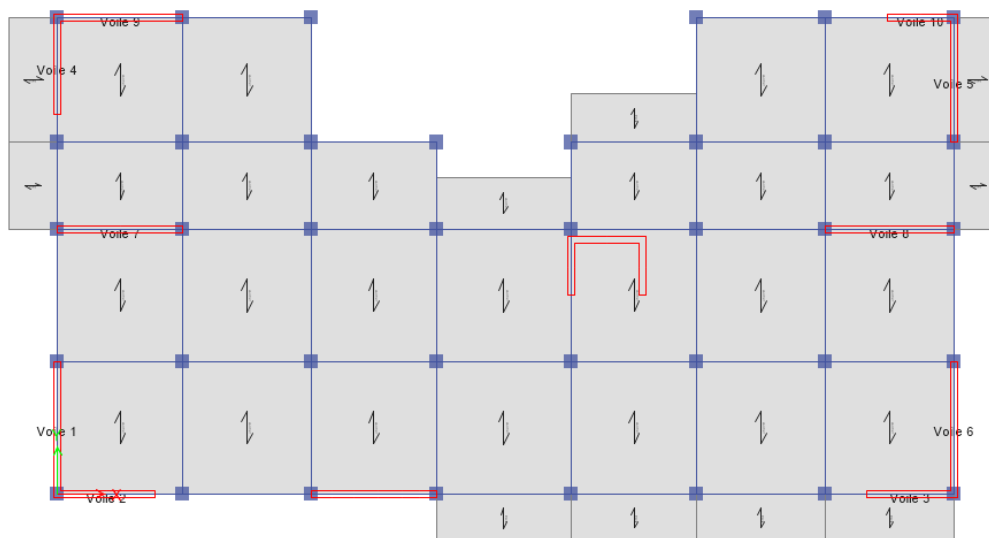


Figure IV.3 : disposition des voiles

IV.6.2 Les vérifications système portique de contreventés par voiles.

IV.6.2.1 Vérification de la période

$$T_{ETABS(x,y)} \leq 1.3 T_{RPA(x,y)}$$

$$T = 0.49 < 1.3 \times 0.48 = 0.62 \quad \text{C.V}$$

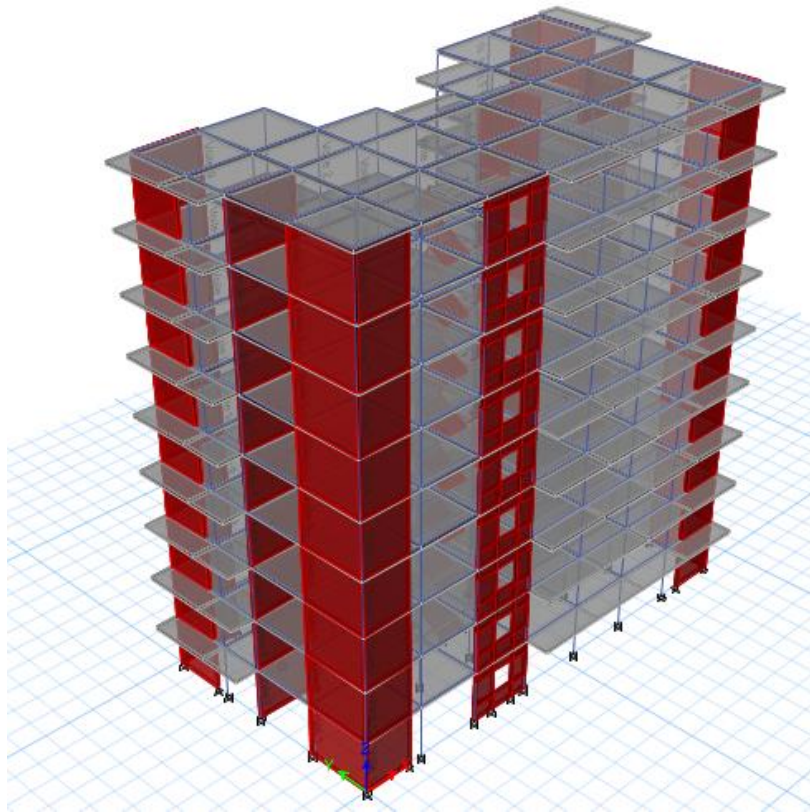


Figure IV.4:Vu structure en 3D

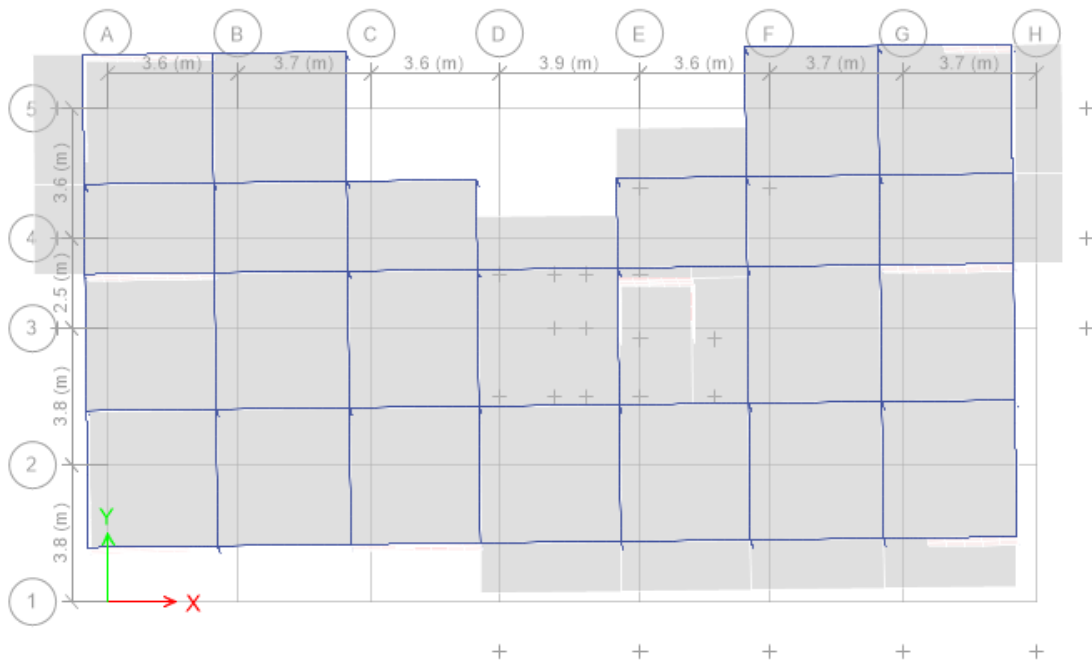


Figure IV.5:Mode 1 « Translation sens Y » $T = 0.49$ sec

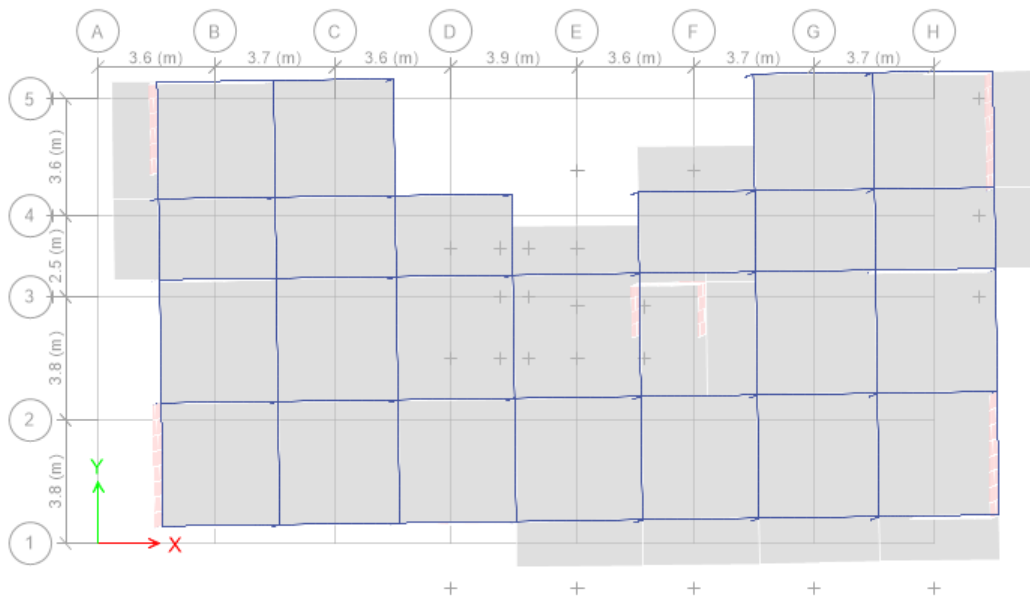


Figure IV.6: Mode 2 « Translation sens X » $T = 0.45$ sec

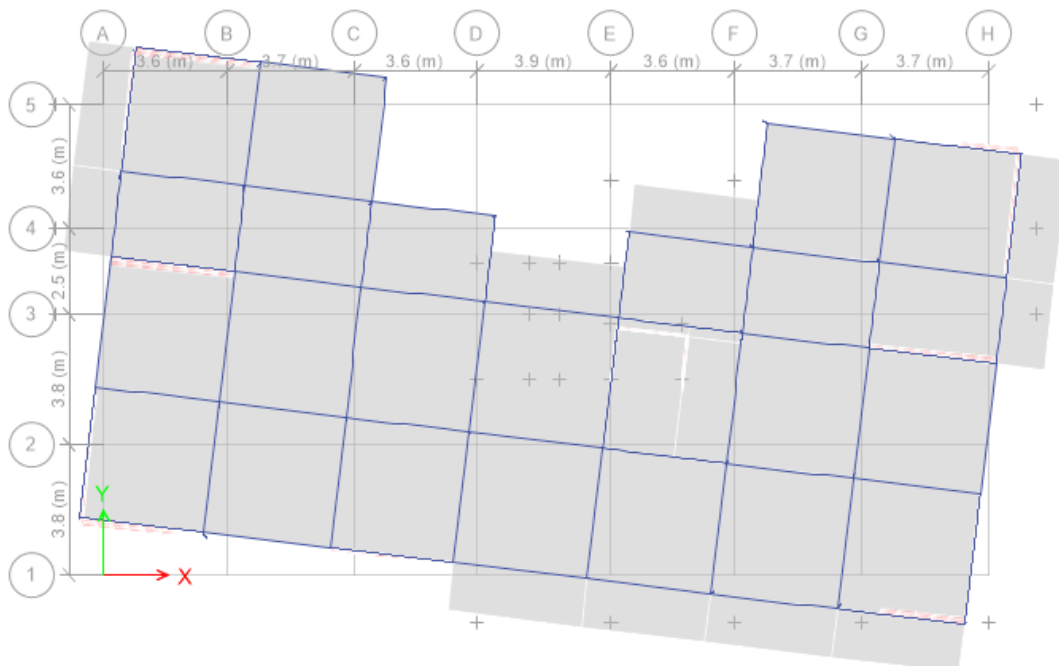


Figure IV.7: Mode 3 « Torsion » $T = 0.41$ sec

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.6.2.2 Vérification des modes propres (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.3.4)

Tableau IV-7: Vérification de la résultante des modes propres.

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
		sec					
Modal	1	0.498	0.0809	0.5987	0.0809	0.5987	0.0022
Modal	2	0.458	0.6031	0.0809	0.684	0.6796	0.0031
Modal	3	0.41	0.001	0.0047	0.6851	0.6842	0.6659
Modal	4	0.134	0.008	0.1711	0.6931	0.8554	0.0003
Modal	5	0.123	0.1718	0.0078	0.8649	0.8632	0.0002
Modal	6	0.096	0.0003	0.0003	0.8651	0.8635	0.2003
Modal	7	0.062	0.001	0.064	0.8661	0.9275	0.0002
Modal	8	0.057	0.0643	0.001	0.9304	0.9285	0.0001
Modal	9	0.044	0.0002	0.0002	0.9306	0.9287	0.0657

IV.6.2.3 Vérification de la résultante des forces sismique (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.3.6)

Tableau IV-8: Vérification de la résultante des forces sismique

	VStat (t)	VDyn (t)	80%VSta	0.8VStat < VDyn
Sens X	2737.04	2633.55	2189.63	Vérifiée
Sens-Y	2226.31	2762.59	1781.05	Vérifiée

IV.6.2.4 Vérification de la stabilité au renversement

a- Sens longitudinal

Tableau IV-9: Calcul du moment de renversement dans le sens longitudinal

Niveau	Hauteur (m)	F (KN)	V (KN)	M(KN.m)
Terrasse	27.54	723.83	723.8283	19934
7	24.48	479.27	1203.1028	11733
6	21.42	379.81	1582.9088	8135.4
5	18.36	320.83	1903.7435	5890.5
4	15.3	267.33	2171.075	4090.2
3	12.24	218.19	2389.2617	2670.6
2	9.18	170.43	2559.6931	1564.6
1	6.12	133.24	2692.9372	815.45
RDC	3.06	69.658	2762.5948	213.15
La somme du moment				55047

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

b- Sens transversal :

Tableau IV-10: Calcul du moment de renversement dans le sens transversal

Niveau	Hauteur (m)	F (KN)	V (KN)	M(KN.m)
Terrasse	27.54	692.59	692.5862	19074
7	24.48	453.91	1146.499	11112
6	21.42	362.55	1509.05	7765.8
5	18.36	304.61	1813.661	5592.7
4	15.3	256.39	2070.052	3922.8
3	12.24	205.02	2275.068	2509.4
2	9.18	163.27	2438.337	1498.8
1	6.12	124.63	2562.971	762.76
RDC	3.06	70.575	2633.545	215.96
La somme du moment				52454

Tableau de renversement :

Tableau IV-11:Tableau de renversement

	W	Li	Li/2	Ms	Mr	Ms/Mr	Vérification
Sans x	35432.36	26.2	13.1	464163.9	55047	8.43	Oui
Sans y	35432.36	14.1	7.05	249798.1	52454	4.76	Oui

IV.6.2.5 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA 99/V2003 [5] Art : 7.1.3.3 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} < 0.3 \quad \longrightarrow \quad v = \frac{1469.71 \times 10^3}{0.5^2 \cdot 25} = 0.24 \quad \text{C.V}$$

Avec ;

N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelles sismiques)

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton.

IV.6.2.6 Vérification vis à vis des déformations

Selon le RPA 99/V2003 [5] Art : 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Selon le RPA 99/V2003 [5] Art : 4.43, Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

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

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

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tableau IV-12: Vérification vis à vis des déformations

NIV	$\delta_{ek X}$	$\delta_{ek Y}$	R	$\delta_k X$	$\delta_k Y$	$\Delta_k X$	$\Delta_k Y$	
	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
0	0	0	5	0	0	0	0	
3.06	0.337	0.378	5	1.685	1.89	1.685	1.89	Condition vérifier
6.12	1.02	1.19	5	5.1	5.95	3.415	4.06	Condition vérifier
9.18	1.919	2.28	5	9.595	11.4	4.495	5.45	Condition vérifier
12.24	2.973	3.577	5	14.865	17.885	5.27	6.485	Condition vérifier
15.3	4.114	4.998	5	20.57	24.99	5.705	7.105	Condition vérifier
18.36	5.287	6.474	5	26.435	32.37	5.865	7.38	Condition vérifier
21.42	6.467	7.97	5	32.335	39.85	5.9	7.48	Condition vérifier
24.48	7.619	9.445	5	38.095	47.225	5.76	7.375	Condition vérifier
27.54	8.748	10.896	5	43.74	54.48	5.645	7.255	Condition vérifier

IV.6.2.7 Vérification vis à vis l'effet $P - \Delta$:

Selon le **RPA 99/V2003 Art : 5.9**, Les effets du 2^{ème} ordre (**ou effet P- Δ**) sont les effets aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Tel que :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

✓ Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

✓ Si $\theta_k > 0,2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Tableau IV-13: Vérification vis à vis l'effet $P-\Delta$

Nv	Pk	VKx	Vky	θ_x	θ_y	Resutats	
	(kN)	(kN)	(kN)	Sans unité	Sans unité	Suivant X	Suivant Y
1 (RDC)	35263.56	2762.595	2633.545	0.00703	0.00827	C.V	C.V
2	31263.84	2692.937	2562.971	0.01296	0.01618	C.V	C.V
3	27264.11	2559.693	2438.337	0.01565	0.01991	C.V	C.V
4	23264.39	2389.262	2275.068	0.01677	0.02167	C.V	C.V
5	19391.8	2171.075	2070.052	0.01665	0.02175	C.V	C.V
6	15519.21	1903.744	1813.661	0.01562	0.02064	C.V	C.V
7	11646.63	1582.909	1509.05	0.01419	0.01887	C.V	C.V
8	7886.923	1203.103	1146.499	0.01234	0.01658	C.V	C.V
9 (Terrasse)	4127.22	723.8283	692.5862	0.01052	0.01413	C.V	C.V

Conclusion :

Après toutes les vérifications de RPA 99/V2003 de la période, les modes propres, la résultante des forces sismique, l'effort normal réduit, vis à vis des déformations et vis à vis l'effet $P - \Delta$ on peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.



Chapitre V :

Ferraillages des éléments structuraux



V. FERRAILLAGES DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux - poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferrailage et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel ETABS V 16.

V.2 Poutres

V.2.1.1 Définition et rôle

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et surcharges pour les transmettre aux poteaux.

V.2.1.2 Chargement de la poutre

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont des charges verticales (poids propre, surcharges d'exploitation, ou de neige) et des charges horizontales (séismes).

Ainsi, les plancher recevant les charges (permanentes, d'exploitation), en s'appuyant sur les poutres transmettent à ces dernières par réaction d'appui. Ces mêmes charges, qui seront transmises aux porteurs verticaux (poteaux, voiles) toujours par le même principe d'action réaction.

Sur la figure V-1 suivante, nous voyons bien comment se fait la distribution des charges dans une structure de bâtiment.



Figure V.1: Répartition des charges sur les poutres de plancher

V.2.1.3 Sollicitations internes

Sous l'action de charges verticale et horizontales, il se développe en toutes sections de la poutre de plancher un ensemble d'efforts internes qui se traduisent à :

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de béton (en zone courante) ;

6% de la section de béton (en zone de recouvrement) ;

✓ La longueur minimale de recouvrement est de :

40Φ (en zone I et IIa) ;

50Φ (en zone IIb et III) ;

✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être respecté des crochets à 90° (voir fig. 7.5 RPA 99/2003) ;

✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2U** superposés formant un carré ou un rectangle, on doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Armatures transversales :

D'après le CBA93 [7], le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L \right\}$$

D'après le RPA 99/V2003 (Art 7.5.2.2), la quantité d'armatures transversales minimales **A** est donnée par : 0.3%.s.b.

Avec, *s* est l'espacement maximum entre les armatures transversales est donné par L'espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) \rightarrow \text{En zone nodale et en travée si les aciers comprimés sont nécessaires}$$

Avec : **h**: La hauteur de la poutre

$$s \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale}$$

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés ;

- L La zone nodale est définie par l' et h' (figure V.3) :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right) \end{cases}$$

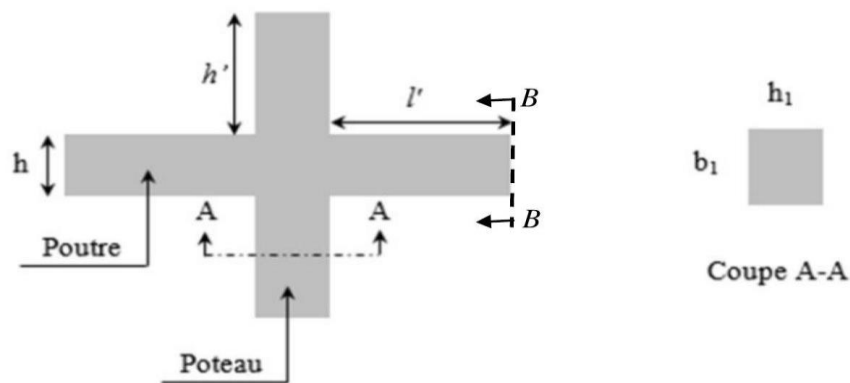


Figure V.3: zone nodale

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.4 Disposition

Le ferrailage des poutres prend la configuration suivante (figure V.4) :

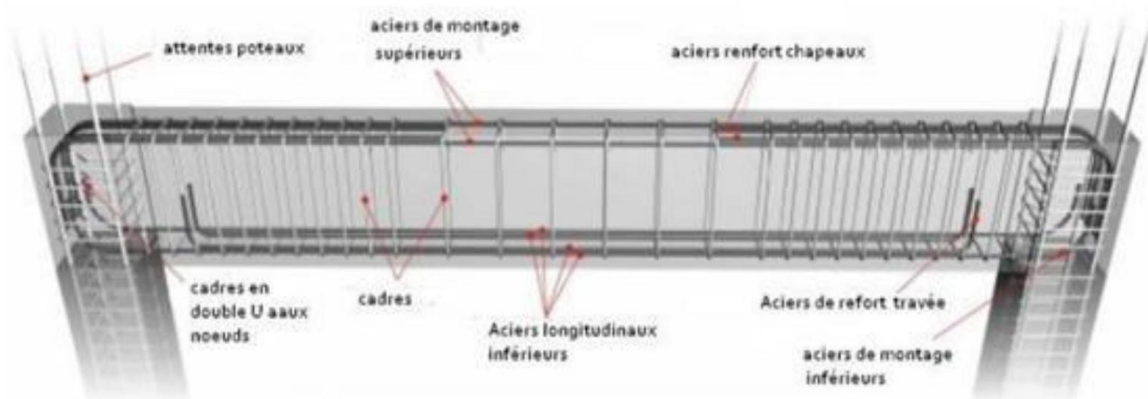


Figure V.4: Disposition du ferrailage dans une poutre en béton armé

Ainsi pour des raisons pratiques de mise en œuvre, il y a lieu de remarquer ce qui suit :

Les aciers constituant le ferrailage d'une poutre se compose de :

- Des armatures de renfort en travée pour reprendre les effets de la flexion importante en travée qui donne des effets de traction sur les fibres inférieure de la poutre.
- Des armatures de renfort en appui «les chapeaux» pour reprendre le moment négatif qui donne des zones de traction sur les fibres supérieures de la poutre.
- Les armatures transversales (cadres, étriers, épingles) qui reprennent l'effet de l'effort tranchant.
- Remarque que le nombre des cadres aux appuis est plus important qu'en travée. Ceci en raison de l'importance de l'effort tranchant à chaque fois que l'on rapproche des appuis.

Chapitre V : Ferrillages des éléments structuraux

V.2.5 Calculer le ferrillage de la poutre porteuse :

- Etat limite ultime

a) Armatures longitudinales

- Sur appui :** $(G + Q + Ey)$

$$M_a = -78.61 \text{ KN.m}; \quad \sigma_b = 14.7 \text{ Mpa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{78.61 \times 10^3}{14.7 \times 30 \times (36)^2} = 0,137 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,137 > \mu = 0,186 \rightarrow A_s = \frac{Ma}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,185$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,333 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{78,61}{0,333 \times 348} \times 10^4 = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,3 \text{ cm}^2 < A_s = 6,78 \text{ cm}^2;$$

$$\text{On prend: } \dots \dots \dots A_s = \mathbf{6T12} = \mathbf{6,79 \text{ cm}^2}$$

En travée(1.35G+1.5Q)

$$M_t = 67.01 \text{ KN.m}; \quad \sigma_b = 14.7 \text{ Mpa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{67.01 \times 10^3}{14.7 \times 30 \times (36)^2} = 0,117 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,117 < \mu = 0,186 \rightarrow A_s = \frac{Ma}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,155$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,337 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{67,01}{0,335 \times 348} \times 10^4 = \mathbf{5,71 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = 1,3 \text{ cm}^2 < A_s = 5,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \dots \dots \dots A_s = \mathbf{6T12} = \mathbf{6,79 \text{ cm}^2}$$

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

- **Vérification des Conditions exigées par RPA99/V2003:**

$$A_{\min} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

- **Vérification sur appuis :**

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 < A_s + A_{s_s} = (6,79 + 3,39) = 10,18 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \dots (\text{C.V})$$

- **Vérification en travée :**

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 < A_s + A'_s = (6,79 + 3,39) = 10,18 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales

$$V_u = 104,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{104,67 \times 10}{30 \times 36} = 0,97 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,66 \text{ Mpa}$$

$$\phi_t \leq \min(11,42; 30; 12) \text{ mm.}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{3,14 \times 0,08^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- Espacement exigé par RPA 99

(Zone nodale). $S_t \leq \min(10; 12\phi) = \leq \min(10; 12 \times 1,2) = 10 \text{ cm.}$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

(Zone courante) $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

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

- **Quantité d'armatures transversale :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:**

Au niveau de l'appui de rive on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot \frac{b_0 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a'; 0,9 d)$$

$$a' = b - 2 \times C = 30 - 2 \times 4 = 22 \text{ cm}$$

$$a = \min(22; 32,4) = 22 \text{ cm}$$

$$V_u = 104,67 \text{ KN} < 0,4 \times 22 \times \frac{30 \times 25}{1,5} \times 10^{-1} = 440 \text{ KN} \dots \dots \dots C.V$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$H_u = \frac{M}{0,9 \cdot d}; V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 104,67 - \frac{120,59 \times 10^2}{0,9 \times 36} = -267,52 < 0$$

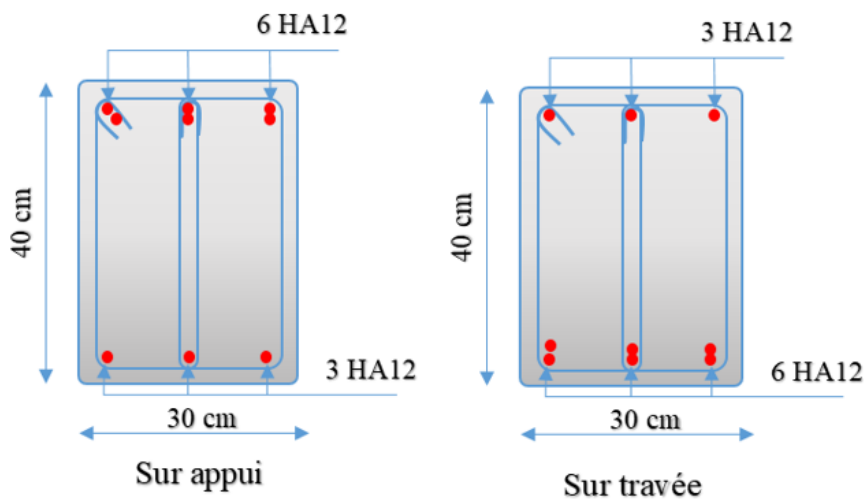


Figure V.5: Schéma de ferrailage de poutre principale

V.2.6 Calcul le ferrailage de la poutre non porteuse

- Etat limite ultime

a) Armatures longitudinales

- Sur appui : $(G + Q + Ey)$

$$M_a = -62 \text{ KN.m}; \sigma_b = 14,7 \text{ Mpa}; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{62 \times 10^3}{14,7 \times 30 \times (31,5)^2} = 0,142 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

Chapitre V : Ferrillages des éléments structuraux

$$\mu = 0.142 > \mu = 0,186 \rightarrow A_s = \frac{Ma}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.192$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.291 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{62}{0.291 \times 348} \times 10^4 = 6.12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{6.12 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = 1,3 \text{ cm}^2 < A_s = 6.12 \text{ cm}^2;$$

On prend: $A_s = \mathbf{6T12} = \mathbf{6.79 \text{ cm}^2}$

En travée(1.35G+1.5Q)

$$M_t = 32.12 \text{ KN.m}; \sigma_b = 14.7 \text{ Mpa}; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{32.12 \times 10^3}{14.7 \times 30 \times (31.5)^2} = 0,073 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.073 < \mu = 0,186 \rightarrow A_s = \frac{Ma}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.095$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.303 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{32.12}{0.303 \times 348} \times 10^4 = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,3 \text{ cm}^2 < A_s = 3.04 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = \mathbf{3T12} = \mathbf{3.39 \text{ cm}^2}$

- **Vérification des Conditions exigées par RPA99/V2003:**

$$A_{\min} = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\% \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

- **Vérification sur appuis :**

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 < A_s + A_{s_s} = (6.79 + 3,39) = 10.18 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

- **Vérification en travée :**

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 < A_s + A'_s = (3.39 + 3.39) = 6.78 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$$

- b) Armatures transversales**

$$V_u = 47.43 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{47.43 \times 10}{30 \times 31.5} = 0,5 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,66 \text{ Mpa}$$

$$\phi_t \leq \min(11,42; 30; 12) \text{ mm.}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{3,14 \times 0,08^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- Espacement exigé par RPA 99**

(Zone nodale). $S_t \leq \min(10; 12\phi) = \leq \min(10; 12 \times 1,2) = 10 \text{ cm.}$

On prend : **$S_t = 10 \text{ cm}$**

(Zone courante) $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$

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

- **Quantité d'armatures transversale :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:**

Au niveau de l'appui de rive on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot \frac{b_0 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a'; 0,9 d)$$

$$a' = b - 2 \times C = 30 - 2 \times 4 = 22 \text{ cm}$$

$$a = \min(22; 32,4) = 22 \text{ cm}$$

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

$$V_u = 47.43 \text{ KN} < 0,4 \times 22 \times \frac{30 \times 25}{1,5} \times 10^{-1} = 440 \text{ KN} \dots \dots \dots C.V$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$H_u = \frac{M}{0,9 \cdot d}; V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 47.43 - \frac{40.28 \times 10^2}{0,9 \times 31.5} = -94.65 < 0$$

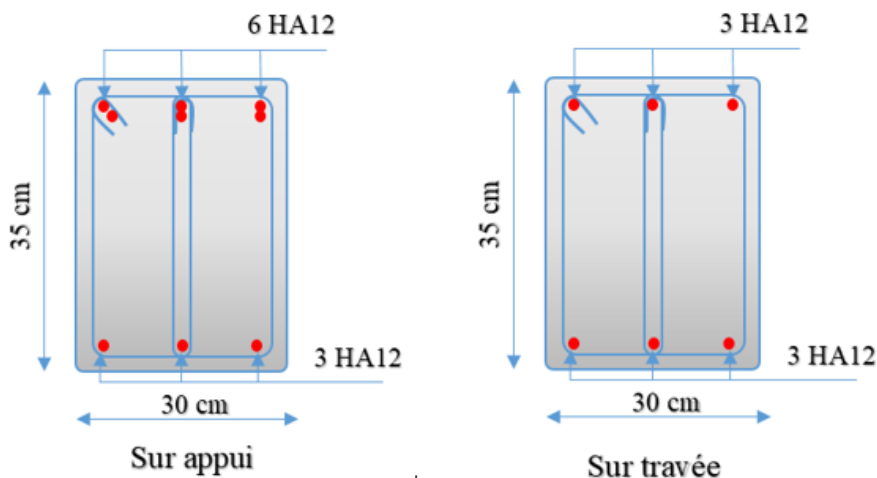


Figure V.6: Schéma de ferrailage de poutre secondaire

V.3 Poteaux

V.3.1 Définitions et rôle

C'est un élément porteur vertical destiné de reprendre les charges et surcharges issue des différents niveaux pour les transmettre aux fondations.

Aussi, le rôle des poteaux, ne se limite pas à assurer la reprise des charges verticales, mais contribue largement lorsqu'il associé à des poutres pour former des cadres ou portiques à reprendre les actions horizontales dues au vent mais surtout dues aux séismes.

V.3.2 Sollicitations internes

Bien que les poteaux supportent les charges verticales essentiellement des efforts de compressions (N), ils ont aussi sollicités par de moments de flexion (M) et des efforts tranchant (V) résultent de la charge horizontale (séisme).

V.3.3 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à des efforts normaux, et des couples de moments fléchissant

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

dans les deux directions longitudinale et transversale, ils sont donc calculés en flexion bi-axiale composée, les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (M_x , M_y) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q \pm E \dots\dots\dots \text{Accidentel les} \\ 0.8G \pm E \dots\dots\dots \text{Accidentel les} \end{array} \right.$$

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA93 [7] (voir l'organigramme du ferrailage des sections de béton en flexion composée) et aussi aux

V.3.4 Recommandations du règlement parasismique algérien RPA99/V2003

a) Les armatures longitudinales

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

✓ Leur pourcentage minimal sera :

0.8% de la section de béton (en zone IIa)

0.9% de la section de béton (en zone IIb et III) ;

✓ Leur pourcentage maximal sera de :

4% de la section de béton (en zone courante) ;

6% de la section de béton (en zone de recouvrement) ;

✓ Le diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales est de 12 mm;

✓ La longueur minimale de recouvrement est de

40Φ (en zone I et IIa) ;

50Φ (en zone IIb et III) ;

✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser: **25cm** (en zone I et IIa) ;

20cm (en zone IIb et III) ;

✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b) Les armatures transversales

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

Les armatures transversales des poteaux sont calculées selon le RPA99/V2003

(Art : 7.4.2.2) [5] à l'aide de la formule suivant :

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

Tel que :

V_u : Est l'effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur total de la section brute ;

f_e : Contrainte élastique de l'acier d'armatures transversales ;

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad (\lambda_g : \text{l'élanement géométrique}) \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élanement géométrique du poteau est donné par :

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

Avec, a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

t : est l'espacement des armatures transversales; la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et IIa ;}$$

$$t \leq 10 \text{ cm en zone II}_b \text{ et III;}$$

- Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone I et IIa}$$

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l\right) \text{ en zone II}_b \text{ et III}$$

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

- La quantité d'armature transversale minimale A_t/t . b_1 en % est donnée comme suit :

Chapitre V : Ferrillages des éléments structuraux

$$\begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5 & 0,3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3 & 0,8\% \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 & \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_1$ minimum.

V.3.5 Vérification de l'effort normal de compression

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/V2003 (Art 7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Tel que :

N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelles (sismiques) ;

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours.

Les sollicitations prises pour le calcul du ferrailage des différents cas de chargement possible sont résumées comme suit :

$$\begin{cases} M_{33\max} - N_{\text{cor}} \\ M_{33\min} - N_{\text{cor}} \end{cases}, \begin{cases} M_{22\max} - N_{\text{cor}} \\ M_{22\min} - N_{\text{cor}} \end{cases}, \begin{cases} N_{\max} - M_{33\text{cor}} \\ N_{\max} - M_{22\text{cor}} \end{cases}$$

V.3.6 Disposition

Comme nous venons de le voir, il faut remarquer que les poteaux en béton armé comportent deux types de ferrailage :

- Le ferrailage longitudinales, barre verticales disposées le long de l'axe du poteau.
- Des armatures transversales (cadres) régulièrement espacées tout le long du poteau.

Sur la figure V.7 est représenté le ferrailage type d'un poteau carré en béton armé.

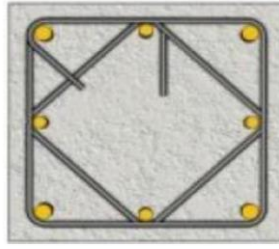


Figure V.7: disposition des armatures

V.4 Calcul le ferrailage du poteau (RDC) plus défavorable C18

a) Armatures longitudinales

- Situation accidentelle: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$
- $\begin{cases} \sigma_b = 14.7 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

b) Calcul de l'excentricité:

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Nous avons :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{45.5256}{341.4568} = 0,133 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 13.33 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times (306) = 214,2 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0,5 \quad M_i = 0$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3(214,2)^2}{10^4 \cdot (50)} (2 + 0,5 \times 2) = 0.83 \text{ cm} \Rightarrow e_2 = 0.83 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{306}{250} = 1,22\right) = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e = 13.33 + 0.83 + 2 = 16.16 \text{ cm}$$

c) **Calcul du coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N}{N_{b\max}} = \frac{N}{b \cdot h \cdot \sigma_b} = \frac{341.46 \times 10}{50 \times 50 \times 14,7} = 0,093$$

On compare ce coefficient à 0,81 :

$\psi_1 = 0,093 < 0,81$, donc On détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi_1 = 0,044 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,093}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,093})} = 0,164$$

On calcul e_{NC} :

$$e_{NC} = \xi \cdot h = 0,165 \times 50 = 8.25 \text{ cm}$$

On compare e_{NC} et e :

$e = 16.16 \text{ cm} > e_{NC} = 8.25 \text{ cm}$: La section est partiellement comprimée.

d) **Remarque :**

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec un moment fictif.

$$A_s = A_s \text{ fictif} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec:

A_s : Section d'armature tendue en flexion composée ;

A_s fictif : Section d'armature comprimée en flexion composée :

$$M_1 = M + N \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \left[e + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 45.53 + 341.46 \left[0,45 - \frac{0,50}{2} \right] = 113.82 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 113.82 \text{ KN.m}$$

M_1 : Moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{113.82 \times 10^3}{14.7 \times 50 \times 45^2} = 0,076 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

$$\mu = 0,076 < 0,186 \rightarrow A_s = \beta_u \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_s}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,076} = 0,08$$

$$A_{s, \text{ fictif}} = 0,08 \times 50 \times 45 \times \frac{14,7}{348} = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s, \text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 7,6 - \frac{341,46}{348} = 6,62 \text{ cm}^2$$

e) **Vérification:**

$$A_{\min} = \max\left\{\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \rightarrow A_{\min} = \max\{2,5; 2,72\}$$

$$A_s = 6,62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,72 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferrailage**

N.B : puisque le séisme change la direction, on a ferrillé le poteau symétriquement et sous les efforts maximum(M, N).

Nous avons les sections limites exigées par le **RPA 99/V2003** :

$$A_{\min} = \mathbf{0,9\%} \times 50 \times 50 = 22,5 \text{ cm}^2 \text{ (Pour la zone II}_b \text{ et III)}$$

$$A_{\max} \text{ (Zone courante)} = 4\% \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} \text{ (Zone de recouvrement)} = \mathbf{6\%} \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc le choix : } A_s = (12T16) = 24,12 \text{ cm}^2$$

- **Vérification :**

$$A_{\min} = 22,5 \text{ cm}^2 < A = 24,12 \text{ cm}^2 < \begin{cases} A_{\max} = 100 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ zone courante} \\ A_{\max} = 150 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ zone de recouvrement} \end{cases}$$

- Longueur de recouvrement : $50\phi = 50 \times 16 \text{ mm} = 800 \text{ mm}$

b) Armatures transversales

On choisi : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{3,14 \times 0,08^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

- L'espacement des Armatures transversales selon RPA99
- Dans la zone nodale: $t \leq 10$ cm
- Dans la zone courante : $t' \leq \min\left(\frac{50}{2}; \frac{50}{2}; 10 \times 1.6\right) = 16$ cm en zone II_b.

On prend : $t = 15$ cm

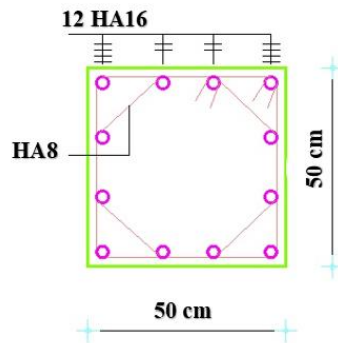


Figure V.8: Schéma de ferrailage du poteau

V.5 Ferrailage de voile

Principes de dimensionnement des voiles

Sous l'action sismique, des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, pouvant se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une stabilité latérale (figure V.9).

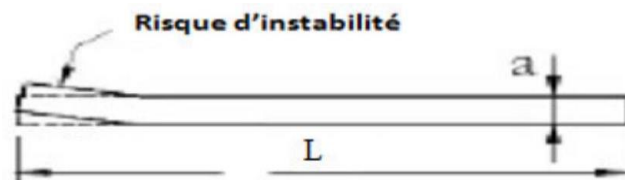


Figure V.9: Instabilité latérale des voiles

Comme tenu de cette éventualité, les règlements parasismiques imposent une épaisseur minimale de l'âme à 15 cm, et à partir d'un certain niveau de contraintes, il ya lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts conçus comme des poteaux (figure V.10).

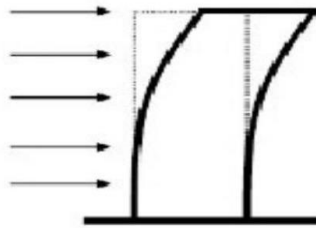


Figure V.10: Le comportement du voile est similaire à celui d'une console.

Selon les règlements parasismiques, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance à l'ELU, en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau.

Dans ce qui suit nous présentons la méthode pour le calcul des voiles en béton armé : la méthode des contraintes.

Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base, (figure V.11).

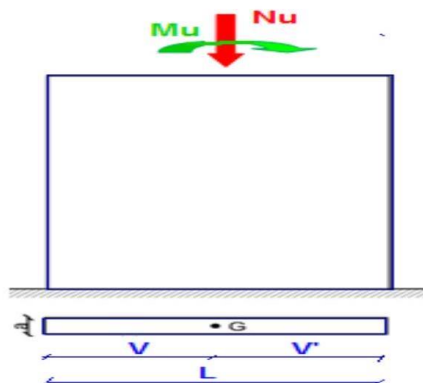


Figure V.11: Voile pleine.

On définit un voile par ces coordonnées v et v' du centre de gravité G , sa section (aire) (s), son moment d'inertie (I) par rapport à son centre de gravité G (Figure V.9).

Le voile est soumis à un effort normal ultime N_u et un moment fléchissant M_u .

On définit le noyau central par les distances : $c = \frac{I}{s \cdot v'}$ et $c' = \frac{I}{s \cdot v}$

Dans le cas d'un voile rectangulaire de longueur L et d'épaisseur a on a :

$$s = a.l I = \frac{a.L^3}{12} \quad v = v' = \frac{L}{2} \quad c = c' = \frac{L}{6}$$

Vérification de la stabilité et de la résistance d'un voile

Armatures verticales/Armatures horizontales (RPA99/V2003)

L'espacement maximal entre axe et le pourcentage minimales d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, sont déterminés selon par le règlement RPA99/V2003.

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande du voile considérée ;
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du voile ou de l'élément du voile limité par des ouvertures.

Contraintes aux extrémités

Le calcul des armatures des voiles sera fait par la méthode des contraintes et vérifier selon RPA 99/version2003 sous les effets M_{\max} et N_{cor}

- Pour la vérification : $G + Q \pm E$
- Pour le ferrailage : $0,8G \pm E$

Les contraintes aux extrémités du voile sont déterminés, selon les hypothèses de la résistance des matériaux comme suit :

Pour l'extrémité gauche :

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot v}{I}$$

Pour l'extrémité droite :

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot v'}{I}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué ;

M : Moment fléchissant appliqué ;

S : Section transversale du voile ;

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : Moment d'inertie.

Chapitre V : Ferrillages des éléments structuraux

La section est sollicitée en flexion composée suivant l'excentricité $e = \frac{M}{N}$

On trouve que la section soit :

- Entièrement comprimée lorsque :
- Partiellement tendue lorsque :

$$\sigma_g > 0 \text{ et } \sigma_d > 0$$

- Entièrement tendue lorsque :

$$\sigma_g < 0 \text{ et } \sigma_d > 0.$$

$$\sigma_g < 0 \text{ et } \sigma_d < 0$$

Cas d'une section partiellement tendue

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir le 1^{er} cas.
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bande de même section d'acier par unité de longueur, celle-ci correspond à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire).
- Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

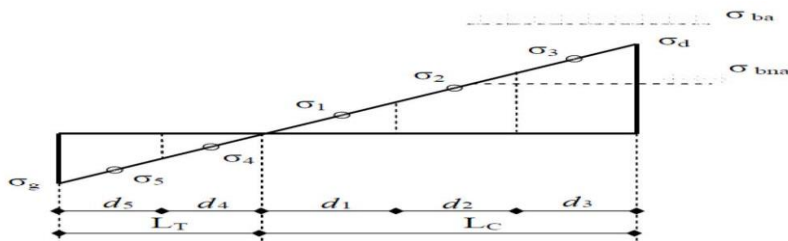


Figure V.12: Cas d'un voile de section partiellement tendue

L_C : Étant la longueur de la zone comprimée ;

L_T : étant la longueur de la zone comprimée.

Calcul la longueur de la zone comprimé « L_C » et tendue « L_T » :

$$L_c = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} \times L$$
$$L_t = L - L_c \dots \dots$$

Principes de dimensionnement règlementaires selon le RPA99/V2003

Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- 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.
- Zone tendue : un espacement maximal de **15cm** et un pourcentage minimal de **0.20%** de la section du béton, $A_{\min} = 0.20\% \times l_t \times e$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue ;

e : Épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la longueur du voile (figure V.13), Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

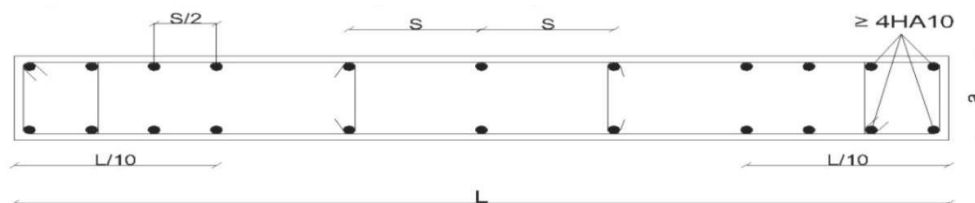


Figure V.13: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Armatures horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /m².

Règles communes (RPA99/V 2003)

✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontal de trumeaux, est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile **0,15%**;
- en zone courante **0,1%**.

Chapitre V : Ferrillages des éléments structuraux

✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S_t \leq \min(1,5a, 30\text{cm})$

✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

✓ Le diamètre de barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devra pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges.

✓ Le long des joints de reprise de coulage. Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Exemple de calculer :

On considère la même application précédente, on calcule :

- Le ferrillage du voile 6.

Résultat d'analyse:

- Voiles (trumeau) Voile 6

$$G + Q \pm E \rightarrow \begin{cases} M_u = -5161.45 \text{ KN.m} \\ N_u = -3077.06 \text{ KN} \end{cases} \quad 0.8G \pm E \rightarrow \begin{cases} M_u = -5058.91 \text{ KN.m} \\ N_u = -2485.93 \text{ KN} \\ V_u = -448.35 \text{ KN} \end{cases}$$

V.6 Calcul le ferrillage des voiles (trumeau) Voile 6

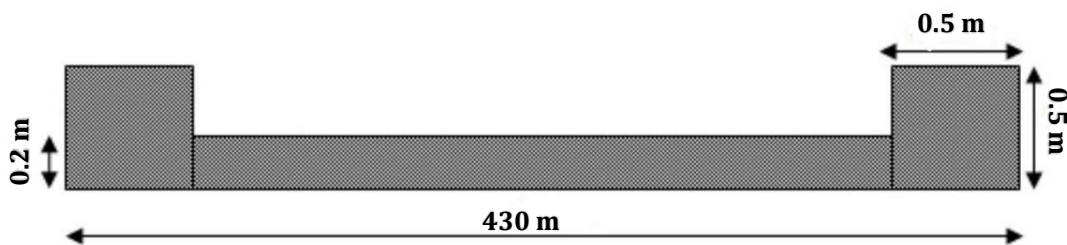


Figure V.14: Données géométriques du voile 6.

Chapitre V : Ferrillages des éléments structuraux

V.6.1.1 Caractéristiques géométriques du voile

- $A = 11600 \text{ cm}^2$
- $V = V' = 215 \text{ cm}$
- $I = 2.41 \times 10^8 \text{ cm}^4$

V.6.1.2 Vérification de la résistance du voile ($G + Q \pm E$)

Calcul des contraintes:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{3077.06}{11600} + \frac{5161.45 \cdot 10^2 \times 215}{2.41 \times 10^8} = 0.725 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_1 = 7.25 \text{ Mpa}$$
$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V'}{I} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{3077.06}{11600} - \frac{5161.45 \cdot 10^2 \times 215}{2.41 \times 10^8} = -0.19 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \sigma_2 = -1.95 \text{ Mpa}$$

Calcul de l'effort limite ultime $N_{u,\text{lim}}$ ainsi la contrainte $\sigma_{u,\text{lim}}$ correspondante :

- Longueur de flambement $l_f = 0,8 \cdot l_o = 2,13\text{m}$ - Elancement

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a} = 36.89$$

- Coefficient α

$$50 \geq \lambda \Rightarrow \alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} = 0,48$$

- Acier minimal

$$A_{\text{min}} = 0,2\% \cdot a \cdot L = 0,0017\text{m}^2$$

- Section réduite

$$B_r = L(a - 002) = 0,77\text{m}^2$$

- Effort et contrainte limite ultime

a) Cas d'un mur armé :

$$N_{u,\text{lim}} = \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 7.13 \text{ MN} \text{ et } \sigma_{u,\text{lim}} = \sigma_{BA} = \frac{N_{u,\text{lim}}}{a \cdot l_w} = 8.29 \text{ MPa}$$

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

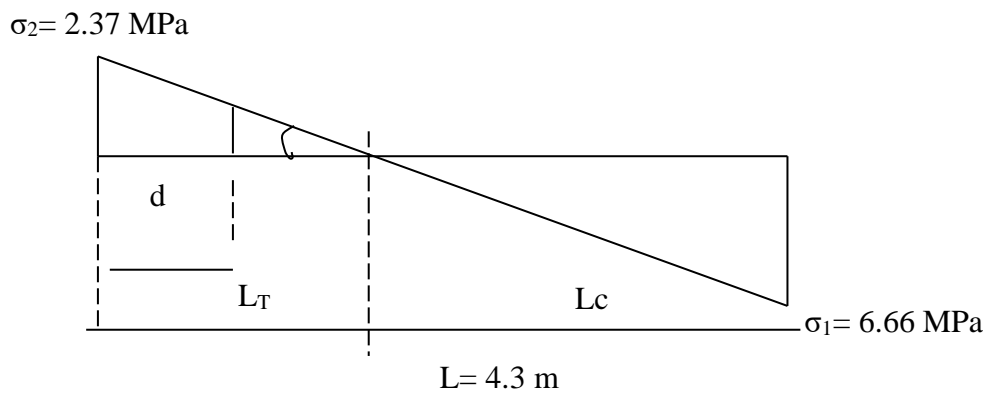
V.6.1.3 Ferrailage sous combinaison 0.8G ± E

a) Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{2485.93}{11600} + \frac{5058.91 \cdot 10^2 \times 215}{2.41 \times 10^8} = 0.66 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \sigma_1 = 6.66 \text{ Mpa}$$
$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V'}{I} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{2485.93}{11600} - \frac{5058.91 \cdot 10^2 \times 215}{2.41 \times 10^8} = -0.237 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \sigma_2 = -2.37 \text{ Mpa}$$

$\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcul la longueur de la zone de traction.



- Longueur de la zone tendue :

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{2.37}{6.66 + 2.37} \times 430 = 113 \text{ cm}$$

- La longueur de la zone comprimée:

$$L_C = L - L_T = 430 - 113 = 317 \text{ cm}$$

- Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\frac{\sigma_2}{L_T} = \frac{\sigma_3}{(L_T - b)} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{2.37 \times 63}{113} = 1.32 \text{ MPa}$$

b) Détermination des armatures verticales

- Partie Poteau :

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left(\frac{2.37 + 1.32}{2} \right) \times 50 \times 50 \times 10^{-1} = 461.25 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{461.25}{400} \times 10 = 11.53 \text{ cm}^2$$

- Partie Rectangulaire

La force résultante est donnée par :

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (L_T - b) \times e}{2} = \frac{1.32(113 - 50) \times 20}{2} \cdot 10^{-1} = 83.16 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{83.16}{400} \times 10 = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 448.35 \times 10}{400} \times \frac{113}{430} = 4.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{poteau}} = A_{v1} + A_{vj} = 11.53 + 4.54 = 17.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{voile}} = A_{v2} + A_{vj} = 2.07 + 4.54 = 6.61 \text{ cm}^2$$

c) Vérification vis à vis à RPA99/V2003:

$$A_{\min} = 0,2\% b h = 0,002 \cdot ((L_T - b) \cdot a + b \cdot h) = 0,002 \times ((113 - 50) \times 20 + 50 \times 50) = 7.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{poteau}} = 17.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{voile}} = 6.61 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 7.52 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_{\text{poteau}} = (12T14) \dots \dots \dots A_{\text{adop}} = 18.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{voile}} = 2 \times (7 T12) \dots \dots \dots \mathbf{Adadop} = 7.92 \text{ cm}^2$$

d) Espacement exigé par R.P.A 99 :

c) D'après R. P. A99/versio2003 article 7.7.4.3 :

$$S \leq (1,5a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

d) Détermination des armatures horizontales :

Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V}{h_t \cdot f_e}$$

$$\text{On choisie } \phi_t = 10\text{mm} \rightarrow A_t = 2 \times \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{f_e \cdot h_1 \cdot A_t}{\rho \cdot V} = 13 \text{ cm} \text{ On prend } t = 10 \text{ cm}$$

e) Armatures courantes:

L'espacement:

$$S_t \leq \min(1.5 \times a = 30 \text{ cm } 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

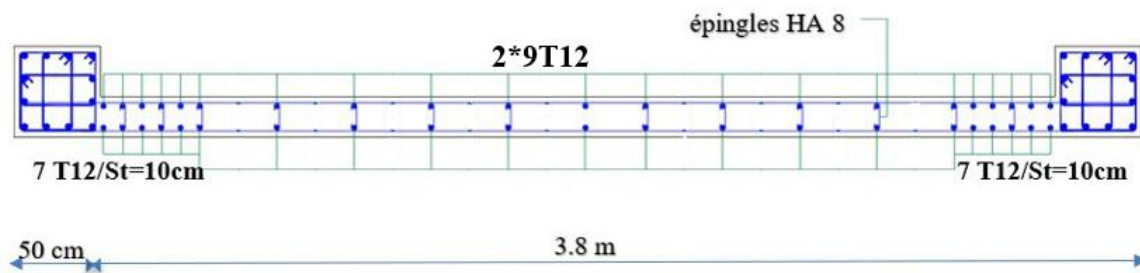


Tableau V-1: Schéma de ferrailage du voile 6

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners and midpoints. Two large, symmetrical floral ornaments are positioned horizontally above and below the central text, each featuring a central floral motif with flowing, symmetrical scrolls extending outwards.

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction :

Les fondations sont constituées par la partie de la Tour qui est en contact avec le terrain et supporte le poids de l'immeuble. Donc, elles ont un rôle de transmission au sol des charges de la superstructure.

Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol à introduire dans les calculs et qui est en fonction des trois quantités suivantes :

- > Contrainte de rupture du sol.
- > Contrainte correspondante au tassement maximal acceptable.
- > Contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques.

VI.2 Choix du type des fondations :

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.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2.5 bars), sur lequel est implanté notre ouvrage, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification:

Chevauchement entre semelles isolées : $L \geq \frac{C_1 + C_2}{2} \times 1.5$

L : distance entre deux semelles.

Chevauchement entre semelles filantes : $L \geq \frac{C_1 + C_2}{2} \times 3$ C: largeur de la semelle.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant: les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q$$

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

Etude de l'infrastructure

Hauteur d'ancrage : Afin d'assurer une bonne stabilité de l'ouvrage le RPA 2003, préconise d'encastrer toute immeuble de hauteur H sur distance $\frac{H}{10}$ pour un bâtiment on a :

$$D > \frac{H}{10} = \frac{27,54}{10} = 2,75, \text{ donc on adopté } D = 2,75 \text{ m}$$

VI.3 Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculée obtenue par le logiciel ETABS.

S : Surface d'appui de la semelle

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

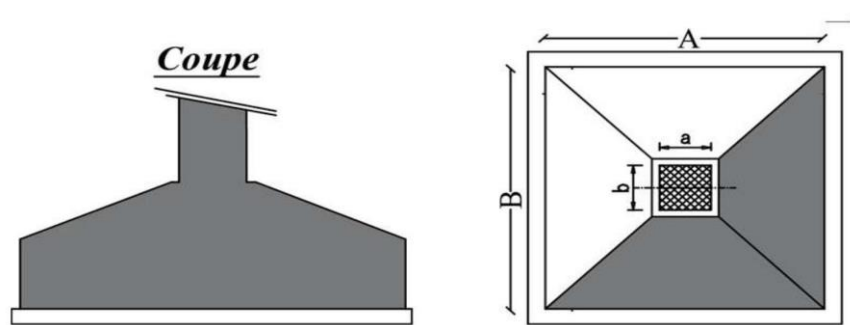


Figure VI.1: schéma type d'une semelle isolée

Calcul une semelle isolée :

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{h} \Rightarrow A = \frac{a}{h} \times B$ on remplace la valeur de A et on trouve la valeur de B :

Pour le poteau le plus sollicitée : D2

$$N = 3620.63KN$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{0.5}{0.5} \times \frac{942.02}{200}} = 2.2 \text{ m}, \text{ on adopte } B = 2.5 \text{ m}$$

$$L \geq \frac{C_1 + C_2}{2} \times 1.5 = 3.75 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées dans les files car l'entre-axe minimal des poteaux 3.75m

VI.4 Vérification des semelles filantes :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Pré dimensionnement :

Exemple de calcul d'une semelle filante : file A

B, L: dimension de la semelle

a, b: dimension des poteaux.

Résultante des efforts :

$$R = \sum N$$

$$R = 2749.42 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{Re}{L \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$B \geq \frac{2749.42}{14,10 \times 200} = 0.97 \text{ m} \text{ on prend } B = 1 \text{ m}$$

$$L \geq \frac{C_1 + C_2}{2} \times 3 = 3 \text{ m} \text{ donc il y'aura un chevauchement}$$

VI.5 : Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon trois principales caractéristiques :

✓ Un mauvais sol.

Etude de l'infrastructure

✓ Les charges transmises au sol sont importantes.

✓ Les poteaux avec petite trames.

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité.

VI.5.1 Pré dimensionnement :

a) La condition de coffrage :

- Nervure : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 80 \text{ cm}$
- Dalle : $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{390}{20} = 19,5 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 20 \text{ cm}$

$L = 3,9 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

h_t = hauteur de la nervure ; h_r = hauteur du radier .

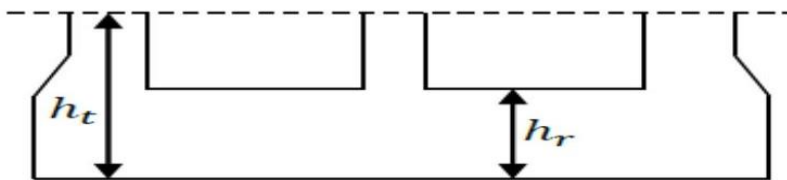


Figure VI.2:vue du radier

b. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times Le \geq L_{\max}$$

- Le : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$Le \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 1,08 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction de sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

Etude de l'infrastructure

- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a:

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.75 \text{ m} \dots \dots$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

☒ La hauteur de la nervure $h_t = 120 \text{ cm}$

✓ La hauteur du radier $h_r = 40 \text{ m}$

c. Calcul de la surface du radier :

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 34214 \text{ KN}$
- P_{radier} = poids du radier.
- $P_{radier} = S_{structure} \times h_r \times \gamma_b \Rightarrow P_{radier} = 3290 \text{ KN}$

Sachant que la surface de la structure $S_{structure} = 329,205 \text{ m}^2$, et la masse volumique du béton $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

$$P_{terre} = S_{structure} \times \gamma_h (D - h_r) \text{ Avec } \begin{cases} D: \text{ La hauteur d'ancrage } \Rightarrow D = 2,75 \text{ m} \\ \gamma_h = 18 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow P_{terre} = 9179 \text{ KN}$$

$$N = N_{ser} + P_{radier} + P_{terre} \Rightarrow N = 46683 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_{radier}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 283.4 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 329 \text{ m}^2$

Donc on prend $S_{radier} = 329 \text{ m}^2$

$S_{radier} = S_{bat} \Rightarrow$ Le radier sans débord.

VI.5.2 Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

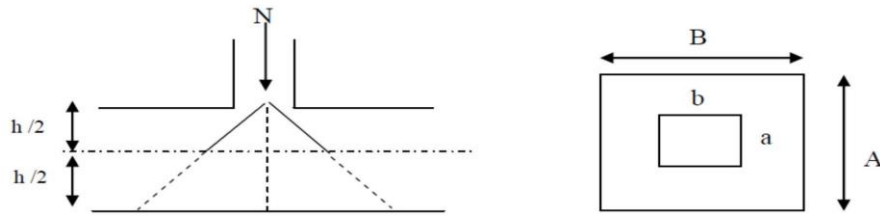


Figure VI.3: Zone de contact poteau radier

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

- N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.
- h_t : c'est l'épaisseur totale de la dalle.
- μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(a + b + 2 h_t) = 6.8 \text{ m}$$

$$N_u = 2087,54 \text{ KN}$$

$$2087,54 \text{ KN} \leq 5120 \text{ KN} \text{ Vérifié.}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}, 3 \text{ MPa})$$

On considère une bande de $= 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 1.08 \text{ m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L^{\max} \cdot b}{2S_{rad}} = \frac{46683 \times 3,9 \times 1}{658} = 276.7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{271,5}{0.72 \times 1} = 0.26 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifié.}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

c) Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que : $\frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$ Avec $\sigma(\max, \min) = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} (x_G, y_G)$

N: L'effort normale due aux charges verticales.

M : Moment sismique à la base.

A Partir du programme SOCOTEC on a les caractéristiques suivantes :

$$X_G = 12,7 \text{ m} ; y_G = 5,6 \text{ m}$$

$$I_{xx} = 4459,5 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 2084,3 \text{ m}^4 ; S = 329,205 \text{ m}^2$$

- Sens x-x : N = 34214 KN, M_x = 4489 KN.m

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,109 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,098 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0,106 \text{ MPa} \leq 0,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

- Sens y-y : N = 34214 KN, M_y = 12013,58 KN.m

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,116 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,091 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0,138 \text{ MPa} \leq 0,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

d) Vérification de stabilité au renversement :

Selon le RPA on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Dans le sens x - x : $e = \frac{467,44}{34124} = 0,014 \text{ m} \leq \frac{26,2}{4} = 6,55 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

- Dans le sens y - y : $e = \frac{2013,58}{34124} = 0,059 \text{ m} \leq \frac{14,1}{4} = 3,5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

VI.5.3 Ferrailage :

VI.5.3.1 La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier, le panneau est de dimensions :

$$L_x = 3.6 \text{ m} \quad L_y = 3.8 \text{ m}$$

Soit G_0 le poids propre du radier :

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.3.2 Calcul des sollicitations :

- L'ELU :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \Rightarrow q_u = \frac{63733.5}{329} = 193.72 \text{ KN/m}^2$$

Avec:

N_u : effort normale à L'ELU (avec le poids du radier et le poids du remblai).

$$N_u = 46900,35 + 1.35 \times 3290 + 1.35 \times 9179 = 63733.5 \text{ KN.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.94 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 104.91 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 90.86 \text{ KNm}$$

En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 89.17 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 77.23 \text{ KNm}$$

En appui :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 52.45 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 45.43 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$.

Etude de l'infrastructure

Condition de non fragilité:

On calcule A_{min} : On a des $HAf_e E400$ $\rho_0 = 0.0008$ cm ; $h_r = 40$ cm ; $b = 100$ cm ; $\rho = 0.94$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 3.29 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^y = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Calcul à l'ELU

Tableau VI-1: ferrailages du radier

		M (KNm)	A_{calc} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Sens x - x	Travée	89.17	7.29	3.29	5T16 = 10.05	20
	Appui	52.45	4.4	3.29	5T12 = 5.65	20
Sens y - y	Travée	77.23	6.3	3.2	5T14 = 7.7	20
	Appui	45.43	3.67	3.2	5 T10 = 3.93	20

▣ Espacement des armatures :

Armatures parallèles à l'axe Lx: $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures parallèles à l'axe Ly: $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

VI.5.3.3 Vérification à l'E.L.S :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$q_s = 141.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \rho > 0.4. \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Tableau VI-2: Vérification des contraintes de radier

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A_{adop} (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	condition	σ_s (MPa)	condition
x	M_t	51,85	15,39=2×5T14	3.75	Vérifiée	131.3	vérifiée
- x	M_a	30,5	7.7=5T14	2.8	Vérifiée	150.04	vérifiée
y	M_t	51.58	15,39=2×5T14	3.2	Vérifiée	113.6	vérifiée
- y	M_a	30.5	7.7=5T14	2.5	Vérifiée	130	vérifiée

:

Espacement des armatures :

Armatures parallèles à l'axe L_x : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots$ Vérifié.

Armatures parallèles à l'axe L_y : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots$ Vérifié.

Schéma de ferrailage du radier :

Coupe A-A

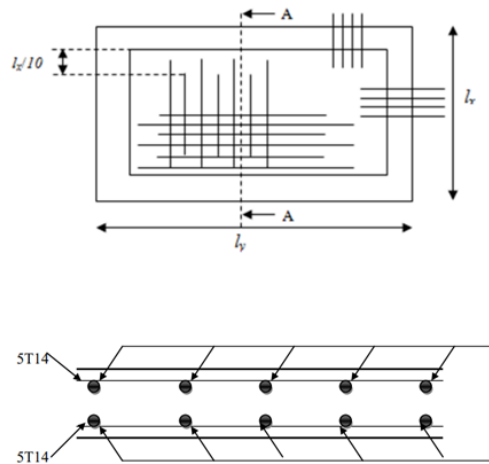


Figure VI.4: Schéma de ferrailage de la dalle de radier

VI.5.4 Calcul des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

a. Dimensions de la nervure :

$$h_t = 1.2 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.5 \text{ m}, \quad d = 0.72 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{380}{10}, \frac{360}{2}\right)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } b = b_1 \times 2 + b_0 = 120 \text{ cm}$$

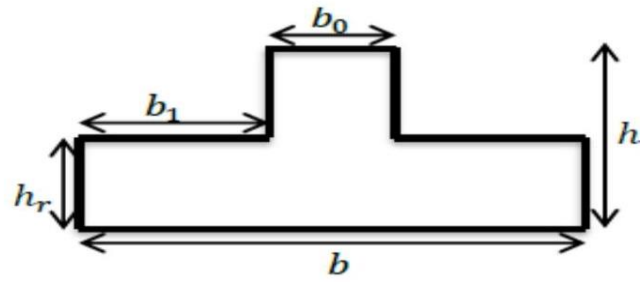
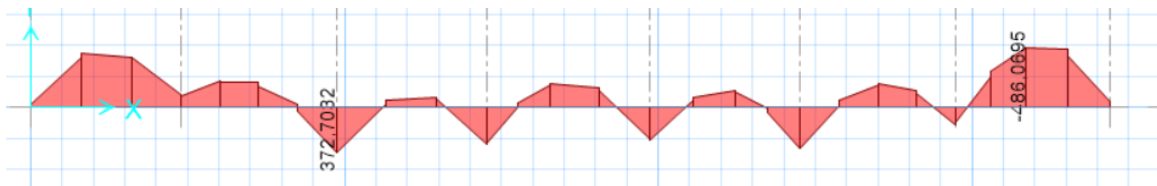


Figure VI.5 . Section de la nervure a ferrillé

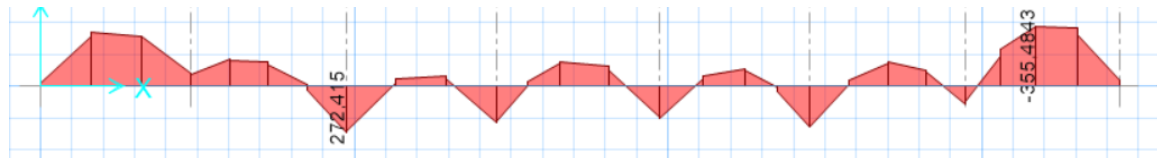
D'après les résultats obtenus du logiciel SAFE v.12 :

Sens x-x :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t = -486.07 \text{ KN.m} \\ M_a = 372.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

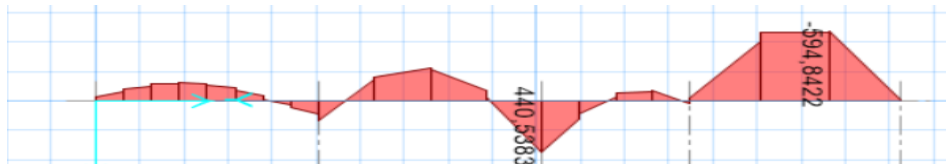


$$\text{EIS : } \begin{cases} M_t = -355.48 \text{ KN.m} \\ M_a = 272.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

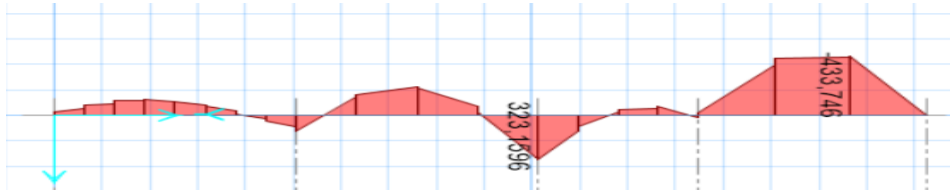


Sens y-y :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t = -594.8 \text{ KN.m} \\ M_a = 440.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$\text{ELS} : \begin{cases} M_t = -433.75 \text{ KN.m} \\ M_a = 323.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$



VI.5.4.1 Ferrailage :

Tableau VI-3: Ferrailage des nervures

Localisations		M (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² /ml)
Sens x-x	travée	-486.07	0,059	0.076	104.7	13.34	6.5	4 T16 + 4T14 = 14.2
	appuis	372.7	0.019	0.024	107	10	6.5	4T14 + 4T12 = 10.68
Sens y-y	travée	-594.8	0,072	0.093	104	16.43	6.5	4T20 + 4T14 = 18.72
	appuis	440.54	0.022	0.022	106.8	11.85	6.5	8T14 = 12.32

VI.5.4.2 Vérification des contraintes :

-Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63\text{MPa}.28$$

Etude de l'infrastructure

Tableau VI-4: Vérification des contraintes

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	Aadop (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	condition	σ_{st} (MPa)	condition
x-x	M_t	-486.07	14.2	4.5	Vérifiée	261.8	Non vérifiée
	M_a	372.7	10.68	4	Vérifiée	248.4	Non vérifiée
y-y	M_t	-594.8	18.78	4.77	Vérifiée	256.96	Non vérifiée
	M_a	440.54	12.32	4.39	Vérifiée	264.2	Non vérifiée

Tableau VI-5: Vérification des contraintes 2

Localisation		Mser (KN.m)	Aadop (cm ² /ml)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	σ_{st}	observation
Sens x-x	Travée	-355.48	4 T20 + 4T16 = 20.61	22.1	2390825.26	4.25	141.6	vérifié
	Appuis	272.4	8T16 = 16.08	22.7	2616621.5	2.36	133.2	vérifié
Sens y-y	Travée	-433.75	8T20 = 25.13	25.4	3299938.5	3.34	162.85	vérifié
	Appuis	323.16	4 T20 + 4T16 = 20.61	24.1	3156474	2.46	128.8	vérifié

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.28; 5; 3.2) = 2.28 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement des aciers transversaux :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{1\text{min}}\right) \Rightarrow St \leq \min(20; 12; 20)$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

Schéma de ferrailage des nervures :

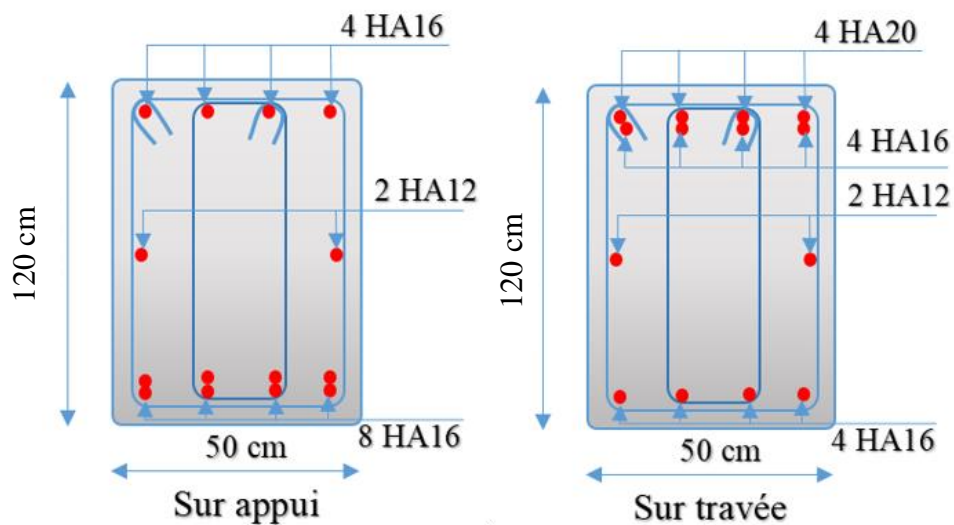


Figure VI.6 : Ferrailage des nervures de fondation sens x

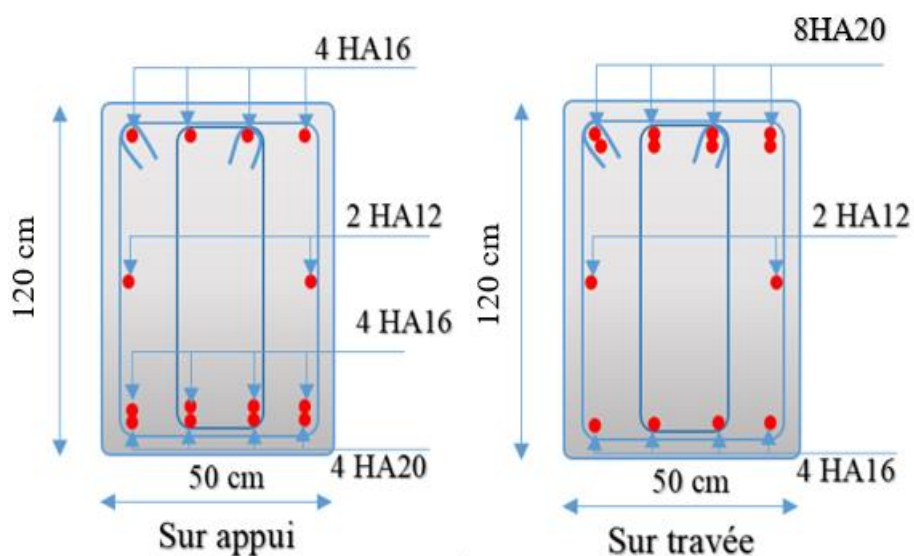


Figure VI.7: Ferrailage des nervures de fondation sens y

VI.6 Etude du Voile périphérique :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.6.1 Dimensionnement et ferrailage du voile :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du

(RPA99 modifié en **2003** [1]) qui stipule d'après l'article 10.1.2.

Etude de l'infrastructure

✓ Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

✓ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

✓ Epaisseur $e \geq 15$ cm ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.

✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

✓ La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

On adopte une épaisseur $a = 15$ cm.

VI.6.2 Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable, ($L_x = 1,55$ m; $L_y = 3,9$ m; $e = 15$ cm).

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1 m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable). La charge de poussées des terres est données par :

$Q = A \cdot \gamma \cdot H$ Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1 m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 15$ kN/m³).

H : Hauteur du voile ($H = 1,55$ m).

$$\varphi = 15^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.589$$

Donc : $Q = A \cdot \gamma \cdot H \cdot 1 \text{ ml} = 36,05 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1.35Q = 22,18 \text{ kN/ml}$

VI.6.3 Effort dans la dalle

$\frac{L_x}{L_y} = 0.39 \leq 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$$M_t = \frac{q_u \times L_x^2}{10} = 5.34 \text{ kN.m}$$

Etude de l'infrastructure

$$M_a = \frac{q_u \times L_x^2}{16} = 3.33 \text{ kN.m}$$

VI.6.4 Calcul du ferrailage

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; d = 13,5 \text{ cm}; \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI-6: Ferrailage du voile périphérique

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_{adp}^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	5.34	0,021	0,026	13.36	1,15	7 T5	1.37	15
Appuis	3.33	0,013	0,016	13.4	0.71	5 T5	0.98	20

$$A_y = A_r = \frac{A_x}{4} = 0.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_r = 3T5 = 0.59 \text{ cm}^2$

Vérifications nécessaires :

Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{1,55}{3,9} \right) \frac{100 \times 10}{2} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_x = 1.37 \text{ cm}^2 < A_x^{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \text{ C.N.V} \\ A_y = 0.59 \text{ cm}^2 < A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \text{ C.N.V} \end{cases}$$

Donc on adopte :

$$\text{Travée : } A_x = 7T8 = 3.52 \text{ cm}^2 ; \quad A_y = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuie : } A_a = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Armatures minimale selon RPA99 modifié en 2003 [1]

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1.5 \text{ cm}^2 < A_x = 3.52 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1.5 \text{ cm}^2 < A_y = 2.51 \text{ cm}^2$$

VI.6.5 Vérification à L'ELS

Vérification des contraintes

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant: Tableau VI.18. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI-7: Vérification des contraintes du voile périphérique

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Vérification
En travée	5.34	3.52	3.28	6691.13	2.62	122.34	Vérifiée
En appui	3.33	2.51	2.84	5042	1.87	105.6	Vérifiée

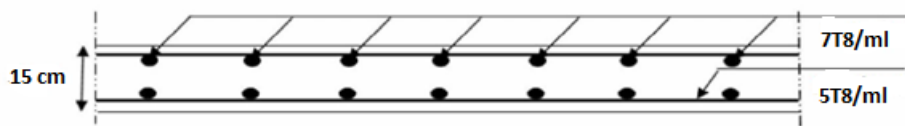


Figure VI.8: Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique

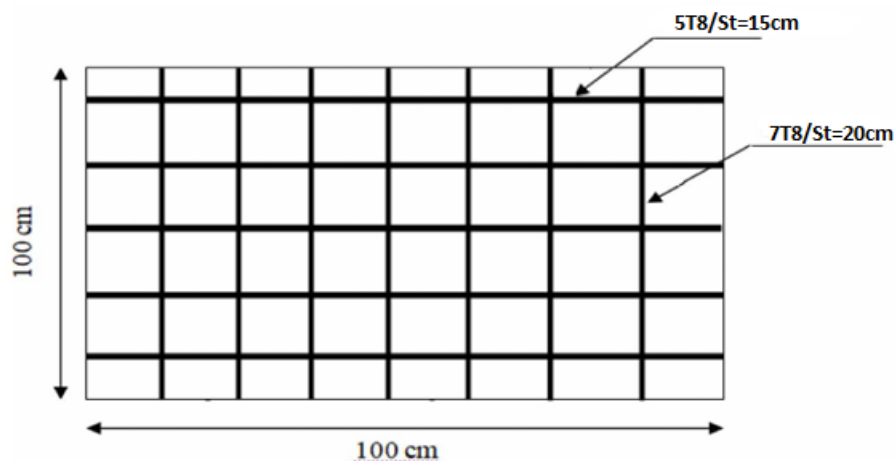


Figure VI.9: Ferrailage du voile périphérique

VI.7 Etude des Longrines :

VI.8 Introduction :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.8.1 Dimensionnement de longrine : RPA99 version 2003[Art 10.1.1.b]

Pour un sol de fondation de catégorie (S1), le règlement n'a pas donné de précision concernant la section minimale ou la valeur de α , car c'est un très bon sol, une section minimale d'armatures et suffisante.

On adopte une section de: $(b \times h) = (30 \times 30)\text{cm}^2$.

VI.8.2 Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$$

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas on va prendre une valeur plus défavorable que notre site, $\alpha = 12$

$$N_u = 22087.54\text{KN}$$

$$F_u = \frac{N_u}{12}$$

$$F_u = 174\text{KN}$$

$$F_u = 174\text{KN} \geq 20\text{KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.8.3 Ferrailage :

Etat Limite Ultime :

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_U = \frac{F}{\sigma_s} \quad A_U = \frac{136.36}{348} = 5 \text{ cm}^2$$

Section minimale donnée par le RPA 99version 2003:

Le ferrailage minimum doit être de **0.6%** de la section avec des cadres d'où l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 ϕ) d'après RPA 99 / version 2003.

$$A(RPA) = 0,6\%B = (0,6/100)(30 \times 30) = 5,40 \text{ cm}^2$$

Etude de l'infrastructure

On adopte : $6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$

VI.6.6- Condition de non fragilité :

$$A_{st} > \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$6.78 \text{ cm}^2 > 0.97 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

L'espacement des cadres :

$$St \leq \min(20 \text{ cm}; 15\emptyset) St \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \times 1.2)$$

$$St \leq \min(20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

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

Les armatures transversales :

On choisit forfaitairement : $\emptyset t = 8 \text{ mm}$.

Condition des armatures transversales :

$$\emptyset t \geq \frac{1}{3} \emptyset l \geq 4$$

$8 \text{ mm} \geq 4 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

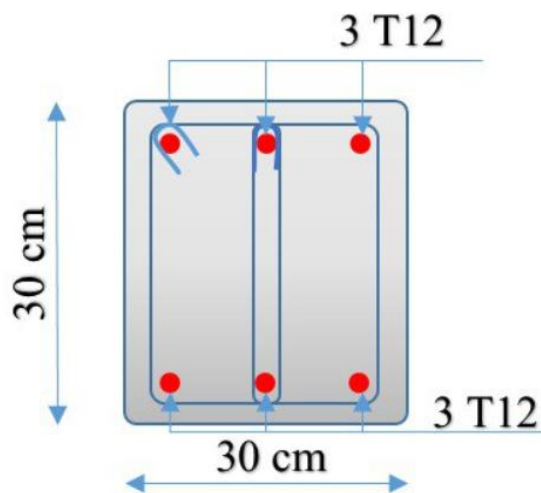


Figure VI.10:schéma de ferrailage des longrines

VI.9 Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté pour des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 40 cm

Sections des nervures ; $(bxh) = (50 \times 120)\text{cm}^2$.



Chapitre VII :

*Etude de la structure dans différentes
zones sismiques*



Chapitre VII : Etude de la structure dans différentes zones sismiques

VII. ETUDE DE LA STRUCTURE DANS DIFFÉRENTS ZONES SISMIQUES

VII.1 Introduction

L'Algérie se distingue par la diversité et la pluralité de ses zones sismiques, qui diffèrent en termes d'activité sismique et d'effets des tremblements de terre. Le coefficient est considéré comme le facteur le plus influent sur la structure d'un bâtiment, et il est divisé en différentes zones sismiques en algérien.

L'effet du coefficient d'accélération sismique sur la structure d'un bâtiment est un aspect crucial dans le domaine du génie civil et de la conception structurelle. Le coefficient d'accélération est l'une des valeurs importantes pour déterminer la réponse de la structure aux séismes et sa capacité à supporter les charges sismiques.

Lorsqu'un séisme se produit, la structure est soumise à de puissantes forces vibratoires qui peuvent la déplacer et la déformer. Le coefficient d'accélération reflète la capacité de la structure à supporter ces forces vibratoires et à y répondre de manière sécurisée. Le coefficient d'accélération est influencé par plusieurs facteurs, tels que les caractéristiques du sol, la forme et la conception de la structure, ainsi que le niveau de sismicité prévu dans la région.

Lors de la conception d'une structure de bâtiment, il est essentiel de prendre en compte soigneusement le coefficient d'accélération. Le manque d'attention à cet aspect peut conduire à la conception d'une structure faible et incapable de supporter efficacement les séismes. Des aspects importants à considérer lors de la conception de la structure incluent le choix de matériaux appropriés, la configuration structurale correcte et les renforcements adéquats.

De plus, des analyses et des tests précis doivent être réalisés pour évaluer la réponse de la structure aux séismes et garantir sa sécurité. Les ingénieurs utilisent des logiciels avancés et des techniques d'ingénierie modernes pour déterminer le coefficient d'accélération et estimer les effets potentiels des séismes sur la structure du bâtiment.

Objectif de ce chapitre :

Cette étude vise à examiner l'impact du coefficient d'accélération sismique sur la structure d'un bâtiment, en analysant les comparaisons entre les zones sismiques et en prenant en compte les facteurs variables liés aux changements de zones sismiques. L'objectif est d'avoir une vision globale de l'impact du coefficient d'accélération sur la structure du bâtiment et de formuler des recommandations générales visant à renforcer sa sécurité. On a vérifié les conditions de **RPA 99V2003** suivant :

- 1- Comparaison de la période.
- 2- Comparaison de la résultante des forces sismiques.
- 3- Comparaison de l'effort normal réduit.
- 4- Comparaison vis à vis des déformations.
- 5- Comparaison vis à vis l'effet $P - \Delta$.

Chapitre VII : Etude de la structure dans différentes zones sismiques

VII.2 Comparaison de la période

D'après le RPA 99/V2003 [5] Art : 4.2.3 Les valeurs de T, calculées à partir de la méthode numérique (résultats de l'ETABS) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%.

$$T_{ETABS(x,y)} \leq 1.3 T_{RPA(x,y)}$$

Tableau VII-1: vérification de la période

Les zone	$T_{ETABS(x,y)}$	$1.3 T_{RPA(x,y)}$	Vérification
I	0.49	0.62	C.V
II _a	0.49	0.62	C.V
II _b	0.49	0.62	C.V
III	0.49	0.62	C.V

$$T = \frac{2\pi}{w_0} \quad \text{et} \quad w_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

K et m est constant donc le période il ne change pas par ce que-il n'y a pas relation avec les zones sismiques.

VII.3 Comparaison de la résultante des forces sismique (RPA 99/V2003 [5])

Art : 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau VII-2: Vérification de la résultante des forces sismique

		VStat (t)	VDyn (t)	80% VSta	0.8VStat < VDyn
Zone I	Sens X	1368.52	1108	1094.81	Vérifiée
	Sens-Y	1113.16	1174.32	890.53	Vérifiée
Zone II _a	Sens X	2052.78	1659.08	1642.22	Vérifiée
	Sens-Y	1669.74	1752.83	1335.79	Vérifiée
Zone II _b	Sens X	2737.04	2673.65	2189.63	Vérifiée
	Sens-Y	2226.31	2807.71	1781.05	Vérifiée
Zone III	Sens X	3421.29	2770.62	2737.04	Vérifiée
	Sens-Y	2782.89	2927.15	2226.31	Vérifiée

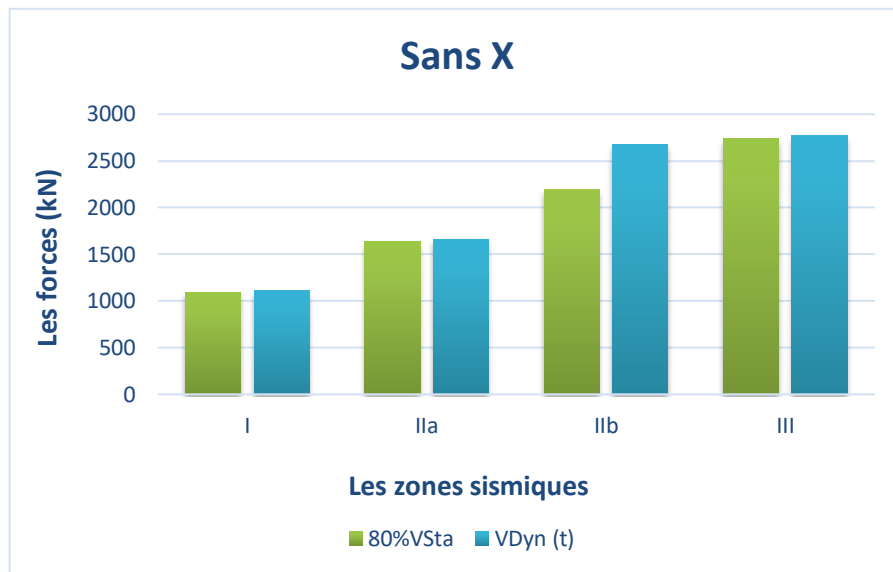


Figure VII.1: Les forces sismiques à la base dans sens x.

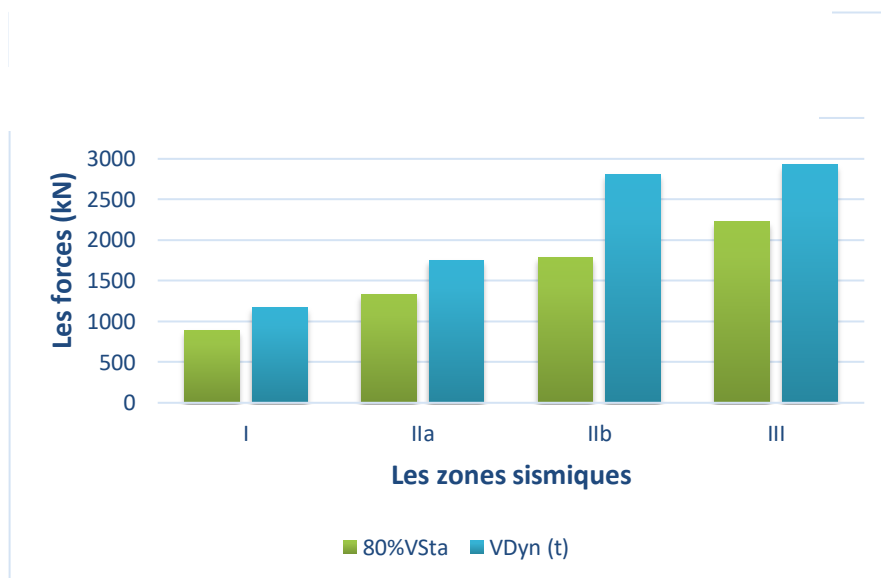


Figure VII.2: Les forces sismiques à la base dans sens y.

Analyse des colonnes structurelles :

En analysant le tableau de données et en le représentant sous forme de graphiques, il est clair que tout changement dans la zone sismique, c'est-à-dire le coefficient d'accélération, entraîne une augmentation de la valeur des forces sismiques qui affectent la fondation d'un bâtiment. Cela se propage ensuite à d'autres éléments de la structure du bâtiment, tels que les piliers en béton, les poutres et les planchers.

Chapitre VII : Etude de la structure dans différentes zones sismiques

VII.4 Comparaison de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA 99/V2003 [5] Art : 7.1.3.3 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3$$

Avec ;

N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelles sismiques)

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton.

Tableau VII-3: Vérification de l'effort normal réduit

Les zones	B_c	N_d	V	Vérification	
I	50*50	1231.26	0.20	C.V	G+Q+EY
IIa	50*50	1311.66	0.21	C.V	G+Q+EY
IIb	50*50	1469.71	0.24	C.V	EY
III	50*50	1720.08	0.28	C.V	EY

Sur la base des données présentées dans le tableau et les graphiques, on constate que plus le coefficient d'accélération augmente, plus la force exercée sur la colonne en béton n'augmente. Cela se traduit par une augmentation de la surface de la colonne en béton requise dans les zones sismiques, passant de la zone I à la zone III.

De là, nous pouvons conclure que tout changement du coefficient d'accélération, c'est-à-dire un changement de zone sismique, nécessite une augmentation de la surface de renforcement en barres d'acier.

VII.5 Comparaison vis à vis des déformations

Selon le RPA 99/V2003 [5] Art : 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Selon le RPA 99/V2003 [5] Art : 4.43, Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Chapitre VII : Etude de la structure dans différentes zones sismiques

Tableau VII-4: Vérification vis à vis des déformations zone III

NIV	$\delta_{ek X}$	$\delta_{ek Y}$	R	$\delta k X$	$\delta k Y$	$\Delta k X$	$\Delta k Y$	
	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
0	0	0	5	0	0	0	0	
3.06	0.42	0.473	5	2.1	2.365	2.1	2.365	Condition vérifier
6.12	1.275	1.489	5	6.375	7.445	4.275	5.08	Condition vérifier
9.18	2.396	2.853	5	11.98	14.265	5.605	6.82	Condition vérifier
12.24	3.713	4.474	5	18.565	22.37	6.585	8.105	Condition vérifier
15.3	5.139	6.252	5	25.695	31.26	7.13	8.89	Condition vérifier
18.36	6.603	8.098	5	33.015	40.49	7.32	9.23	Condition vérifier
21.42	8.078	9.971	5	40.39	49.855	7.375	9.365	Condition vérifier
24.48	9.517	11.816	5	47.585	59.08	7.195	9.225	Condition vérifier
27.54	10.926	13.631	5	54.63	68.155	7.045	9.075	Condition vérifier

:

Tableau VII-5: Vérification vis à vis des déformations zone IIb

NIV	$\delta_{ek X}$	$\delta_{ek Y}$	R	$\delta k X$	$\delta k Y$	$\Delta k X$	$\Delta k Y$	
	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
0	0	0	5	0	0	0	0	
3.06	0.337	0.378	5	1.685	1.89	1.685	1.89	Condition vérifier
6.12	1.02	1.19	5	5.1	5.95	3.415	4.06	Condition vérifier
9.18	1.919	2.28	5	9.595	11.4	4.495	5.45	Condition vérifier
12.24	2.973	3.577	5	14.865	17.885	5.27	6.485	Condition vérifier
15.3	4.114	4.998	5	20.57	24.99	5.705	7.105	Condition vérifier
18.36	5.287	6.474	5	26.435	32.37	5.865	7.38	Condition vérifier
21.42	6.467	7.97	5	32.335	39.85	5.9	7.48	Condition vérifier
24.48	7.619	9.445	5	38.095	47.225	5.76	7.375	Condition vérifier
27.54	8.748	10.896	5	43.74	54.48	5.645	7.255	Condition vérifier

Tableau VII-6: Vérification vis à vis des déformations zone IIa

NIV	$\delta_{ek X}$	$\delta_{ek Y}$	R	$\delta k X$	$\delta k Y$	$\Delta k X$	$\Delta k Y$	
	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
0	0	0	5	0	0	0	0	
3.06	0.251	0.284	5	1.255	1.42	1.255	1.42	Condition vérifier
6.12	0.761	0.896	5	3.805	4.48	2.55	3.06	Condition vérifier
9.18	1.431	1.716	5	7.155	8.58	3.35	4.1	Condition vérifier
12.24	2.218	2.691	5	11.09	13.455	3.935	4.875	Condition vérifier
15.3	3.069	3.761	5	15.345	18.805	4.255	5.35	Condition vérifier
18.36	3.944	4.871	5	19.72	24.355	4.375	5.55	Condition vérifier
21.42	4.825	5.998	5	24.125	29.99	4.405	5.635	Condition vérifier
24.48	5.684	7.108	5	28.42	35.54	4.295	5.55	Condition vérifier
27.54	6.526	8.199	5	32.63	40.995	4.21	5.455	Condition vérifier

Chapitre VII : Etude de la structure dans différentes zones sismiques

Tableau VII-7: Vérification vis à vis des déformations zone I

NIV	$\delta k X$	$\delta k Y$	R	$\delta k X$	$\delta k Y$	$\Delta k X$	$\Delta k Y$	
	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
0	0	0	5	0	0	0	0	
3.06	0.167	0.189	5	0.835	0.945	0.835	0.945	Condition vérifier
6.12	0.507	0.595	5	2.535	2.975	1.7	2.03	Condition vérifier
9.18	0.953	1.139	5	4.765	5.695	2.23	2.72	Condition vérifier
12.24	1.477	1.787	5	7.385	8.935	2.62	3.24	Condition vérifier
15.3	2.044	2.497	5	10.22	12.485	2.835	3.55	Condition vérifier
18.36	2.626	3.234	5	13.13	16.17	2.91	3.685	Condition vérifier
21.42	3.213	3.982	5	16.065	19.91	2.935	3.74	Condition vérifier
24.48	3.785	4.719	5	18.925	23.595	2.86	3.685	Condition vérifier
27.54	4.346	5.444	5	21.73	27.22	2.805	3.625	Condition vérifier

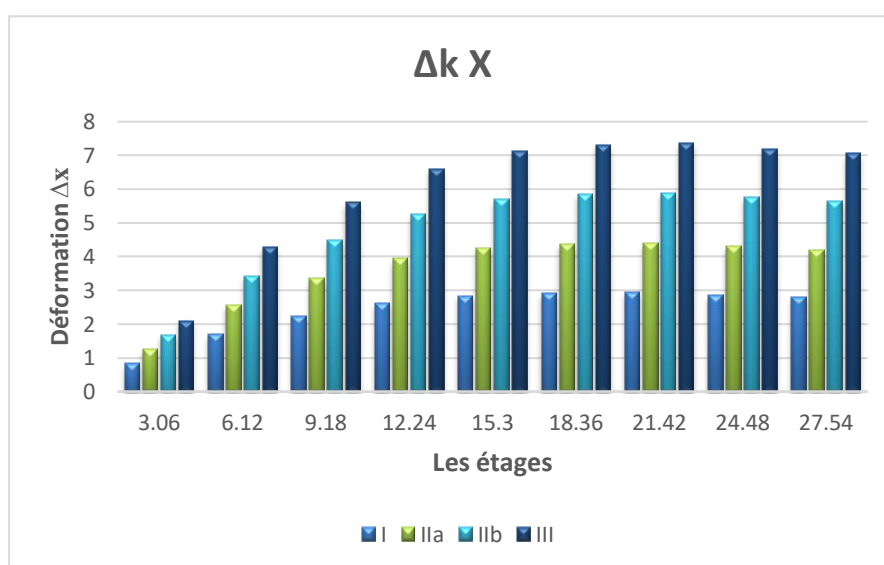


Figure VII.3: déformation sans x

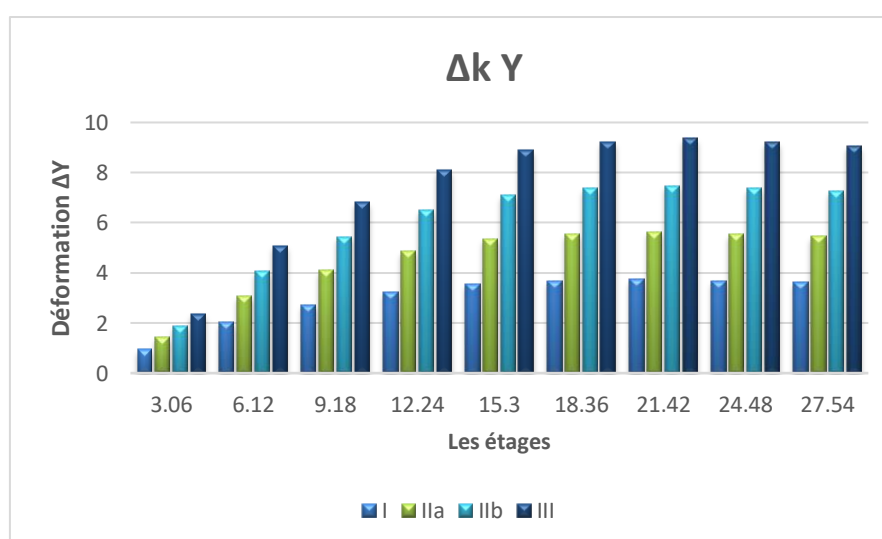


Figure VII.4: déformation sans y

Chapitre VII : Etude de la structure dans différentes zones sismiques

Analyse des colonnes structurelles :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents augmentent à mesure que l'on passe de la zone I à la zone III. Cela est dû à une augmentation de la force sismique exercée sur le bâtiment, ce qui entraîne des mouvements plus importants entre les étages. Toutefois, ces déplacements restent dans des limites raisonnables et ne dépassent pas un pourcentage d'un pour cent de la hauteur d'un étage.

VII.6 : Comparaison vis à vis l'effet $P - \Delta$:

Selon le **RPA 99/V2003 Art : 5.9**, Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet $P-\Delta$) sont les effets aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Tableau VII-8: Vérification vis à vis l'effet $P-\Delta$ zone I

Nv	Pk	VKx	Vky	θ_x	θ_y	Resutats	
	(kN)	(kN)	(kN)	Sans unité	Sans unité	Suivant X	Suivant Y
1 (RDC)	35263.56	1373.54	1315.818	0.00701	0.00793	C.V	C.V
2	31263.84	1338.755	1280.608	0.01297	0.01549	C.V	C.V
3	27264.11	1272.248	1218.34	0.01562	0.01905	C.V	C.V
4	23264.39	1187.272	1136.704	0.01678	0.02075	C.V	C.V
5	19391.8	1078.699	1034.249	0.01666	0.02086	C.V	C.V
6	15519.21	945.9771	906.151	0.01560	0.01976	C.V	C.V
7	11646.63	786.8346	754.0101	0.01420	0.01809	C.V	C.V
8	7886.923	598.352	572.8778	0.01232	0.01587	C.V	C.V
9 (Terrasse)	4127.22	360.2024	346.0126	0.01050	0.01357	C.V	C.V

:

Tableau VII-9: Vérification vis à vis l'effet $P-\Delta$ zone IIa

Nv	Pk	VKx	Vky	θ_x	θ_y	Resutats	
	(kN)	(kN)	(kN)	Sans unité	Sans unité	Suivant X	Suivant Y
1 (RDC)	35263.56	2062.645	1980.786	0.00701	0.00826	C.V	C.V
2	31263.84	2010.36	1927.963	0.01296	0.01622	C.V	C.V
3	27264.11	1910.51	1834.521	0.01562	0.01991	C.V	C.V
4	23264.39	1783.02	1711.827	0.01678	0.02165	C.V	C.V
5	19391.8	1620.044	1557.614	0.01664	0.02177	C.V	C.V
6	15519.21	1420.686	1364.64	0.01562	0.02063	C.V	C.V
7	11646.63	1181.573	1135.302	0.01419	0.01889	C.V	C.V
8	7886.923	898.4779	862.2345	0.01232	0.01659	C.V	C.V
9 (Terrasse)	4127.22	540.9322	520.5317	0.01050	0.01413	C.V	C.V

Chapitre VII : Etude de la structure dans différentes zones sismiques

Tableau VII-10: Vérification vis à vis l'effet P- Δ zone IIb

Nv	Pk	VKx	Vky	θ_x	θ_y	Resutats	
	(kN)	(kN)	(kN)	Sans unité	Sans unité	Suivant X	Suivant Y
1 (RDC)	35263.56	2762.595	2633.545	0.00703	0.00827	C.V	C.V
2	31263.84	2692.937	2562.971	0.01296	0.01618	C.V	C.V
3	27264.11	2559.693	2438.337	0.01565	0.01991	C.V	C.V
4	23264.39	2389.262	2275.068	0.01677	0.02167	C.V	C.V
5	19391.8	2171.075	2070.052	0.01665	0.02175	C.V	C.V
6	15519.21	1903.744	1813.661	0.01562	0.02064	C.V	C.V
7	11646.63	1582.909	1509.05	0.01419	0.01887	C.V	C.V
8	7886.923	1203.103	1146.499	0.01234	0.01658	C.V	C.V
9 (Terrasse)	4127.22	723.8283	692.5862	0.01052	0.01413	C.V	C.V

Tableau VII-11: Vérification vis à vis l'effet P- Δ zone III

Nv	Pk	VKx	Vky	θ_x	θ_y	Resutats	
	(kN)	(kN)	(kN)	Sans unité	Sans unité	Suivant X	Suivant Y
1 (RDC)	35263.56	3451.109	3294.366	0.00701	0.00827	C.V	C.V
2	31263.84	3364.037	3206.173	0.01298	0.01619	C.V	C.V
3	27264.11	3197.49	3050.332	0.01562	0.01992	C.V	C.V
4	23264.39	2984.526	2846.149	0.01677	0.02165	C.V	C.V
5	19391.8	2711.963	2589.772	0.01666	0.02175	C.V	C.V
6	15519.21	2378.045	2268.932	0.01561	0.02063	C.V	C.V
7	11646.63	1977.34	1887.76	0.01420	0.01888	C.V	C.V
8	7886.923	1503.004	1434.161	0.01234	0.01658	C.V	C.V
9 (Terrasse)	4127.22	904.3363	866.2581	0.01051	0.01413	C.V	C.V

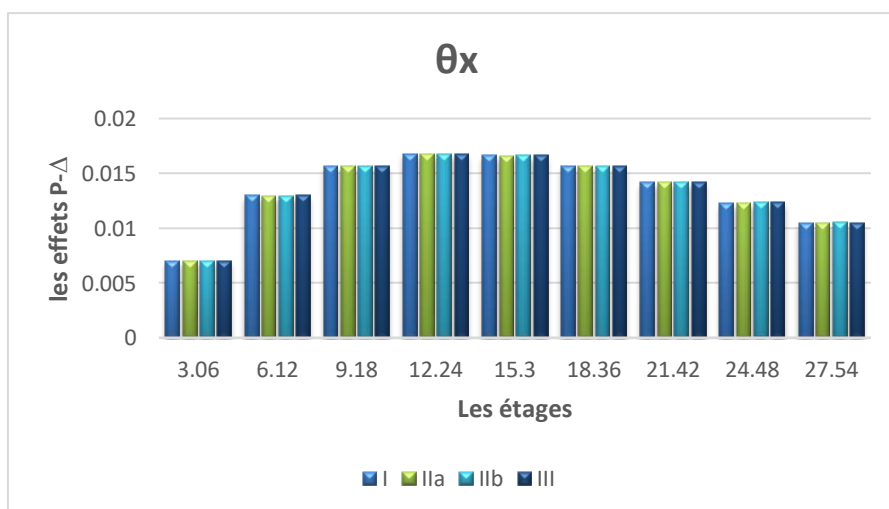


Figure VII.5: l'effet P- Δ selon x

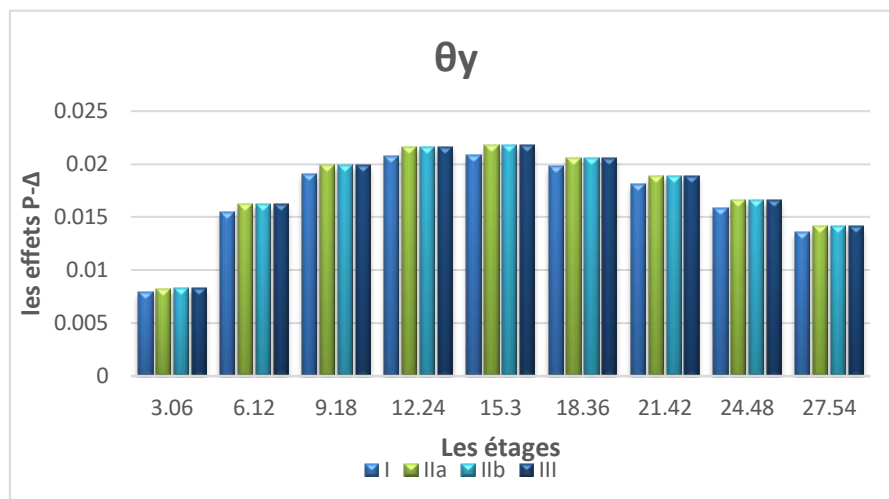


Figure VII.6: l'effet P-Δ selon y

Analyse des colonnes structurelles :

En calculant la valeur de la déformation P-Δ, on constate qu'elle est très faible et se situe dans les limites autorisées. Cela est dû à une répartition régulière des charges sur la structure du bâtiment. Après l'avoir calculée dans différentes zones sismiques, on remarque que son impact peut être négligé, en raison de la convergence des résultats des déplacements relatifs latéraux d'un étage.

Par conséquent, on peut conclure que la déformation P-Δ est liée à la distribution des charges sur la structure.

VII.7 Conclusion

En se basant sur la comparaison entre différentes zones sismiques et leur impact sur la structure du bâtiment, il est essentiel de prendre en compte tous les facteurs qui influent sur la structure lors de l'augmentation du coefficient d'accélération. Ces facteurs comprennent des éléments de conception tels que le système des voiles et les poteaux et les poutres, les murs et les fondations. Il existe également d'autres éléments qui sont affectés par l'augmentation du coefficient d'accélération, tandis que certains autres ne le sont pas, tels que (Piérade) et (Mode propre), car ils sont liés à la masse et à la rigidité du bâtiment, ce qui reste constant et non modifié. Il existe également des éléments qui sont sensibles à de très faibles valeurs, comme les effets P-Δ, et d'autres qui sont fortement influencés, tels que les forces exercées sur la base de la structure, les déplacements des entre étages et les forces de cisaillement sur les poteaux.

En résumé, l'augmentation du coefficient d'accélération dans la structure du bâtiment nécessite une prise en compte complète de tous les facteurs qui l'affectent. La conception et la construction du bâtiment doivent suivre des principes visant à renforcer sa capacité à supporter les forces dynamiques et à réduire les effets négatifs des séismes. Cela doit être réalisé en appliquant strictement les réglementations sismiques algériennes, dans le souci d'éviter les catastrophes futures et d'accroître la sécurité des habitants.

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners and midpoints. Two large, symmetrical decorative flourishes, resembling stylized infinity symbols or floral designs, are positioned above and below the central text. The text is centered and rendered in a bold, italicized serif font.

Conclusion générale

CONCLUSION GÉNÉRALE :

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.
- Le changement de zone sismiques n'a aucun impact sur le période ce qui n'est pas le cas pour les autres paramètres comme les effets Δ -P, et d'autres qui sont fortement influencés, tels que les forces exercées sur la base de la structure, les déplacements des entre étages et les forces de cisaillement sur les poteaux.
- Affine d'aboutirai à une structure proprement dit, une connaissance parfaite de l'utilisation de logiciel de modélisation est obligatoire, ainsi qu'un contrôle de matériaux de construction utilisé et surtout un suivi rigoureux doivent être menés au cour des différentes étapes de réalisation de projet.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Les annexes et bibliographie

ANNEXE :

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $V=0$		ELS $V=0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

BIBLIOGRAPHIE

- DTR BC.2-41 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93 » (1994), Ministère de l'habitat, Alger.
- DTR BC.2-48 « Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003). », (2004), Ministère de l'habitat, Alger.
- DTR BC.2-2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitations », (1989), Ministère de l'habitat, Alger.
- DTR BC.2-33.1 « Règles de calcul des fondation superficielles » (1992), Ministère de l'habitat, Alger.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- Thonier H. « Conception et calcul des structures de bâtiment » T1 à T4, (1993 à 1999), Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Davidovici, V. « formulaire du Béton Arme ; volume 1: CALCULS. », (1995), MEMENTO TECHNIQUE, Paris.
- Davidovici, Victor. « Formulaire du Béton Armé: Volume 2; Eléments de Calcul », (1996), MEMENTO TECHNIQUE, Paris.
- Belazougui, M. « Calcul des ouvrages en béton armé. », (1988), Office des publications universitaires, Alger.
- Cherait Y. « Calcul des ouvrages en béton armé », (2004), Office des publications universitaires, Alger.
- CSI, « User's Guide ETABS 2016 », (2016), Computers & Structures, INC.