

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ – BOUIRA –
Faculté des sciences et des sciences appliquées
Département de génie civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Bâtiment

Thème

***Etude d'un Bâtiment(R+5) A usage
D'habitation Convertement Mixte***

Réalisé par :Encadré par :

✓ **Megherbi Hocine**

Mme. Ait ahmed fatiha

✓ **Drider Mohamed**

Soutenu publiquement le /09/2017 devant le jury:

Mme : mohammadi sadika Présidente

Mme : Ait Ahmed fatiha Encadreur

Mr :ABDELHAMID Abdelmalek Examineur

Mme :BOUMAIZA Malika..... Examinatrice

Année universitaire: 2016/2017

Remerciements

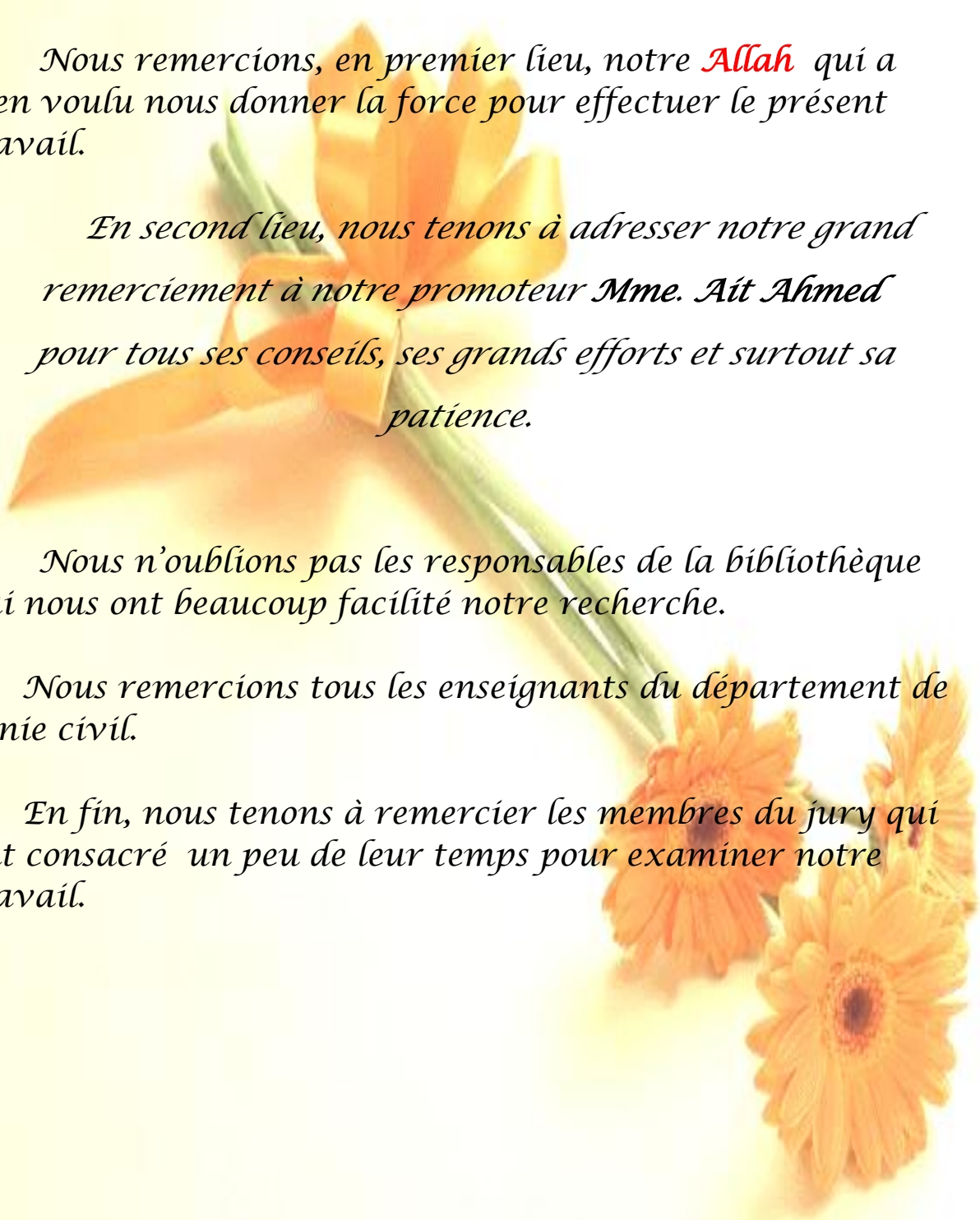
*Nous remercions, en premier lieu, notre **Allah** qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.*

En second lieu, nous tenons à adresser notre grand remerciement à notre promoteur Mme. Aït Ahmed pour tous ses conseils, ses grands efforts et surtout sa patience.

Nous n'oublions pas les responsables de la bibliothèque qui nous ont beaucoup facilité notre recherche.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil.


En fin, nous tenons à remercier les membres du jury qui ont consacré un peu de leur temps pour examiner notre travail.



Dédicace



*Je dédie ce modeste travail
A mon père.
A ma mère.
A ma famille.
A mes frères et sœurs.
Ainsi que tous mes amis et proches.*




*Yacine , mohamed ,
abde elkader, abd elhak ,
malak ,raouf, louenes,
hakim*

Hocine

Dédicace



*Je dédie ce modeste travail
A mon père.
A ma mère.
A ma famille.
A mes frères et sœurs.
Ainsi que tous mes amis et proches.*



*Hocine , Bobaker ,
abde elkader, abd elhak ,
malak ,raouf, louenes,
hakim,Cussama,Saleh.*

Mohamed

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى:

- هيكلة و دراسة بناية ذات استعمال متعدد مكونة خمسة طوابق يتم انجازها بولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .
- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.
- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر.

- القواعد الجزائرية المضادة للزلازل
- قانون الخرسانة المسلحة

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج **ETABS** .

Résumé

Ce projet est une étude et conception d'un bâtiment à usage multiple contenant (RDC+5étages), sera implantée à Bouira, cette région est classé en zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système autostable contreventé par voiles.

Le dimensionnement et le calcul de ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur (CBA93, RPA99 version 2003). L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « **ETABS** ».

Abstract

This project is a conception and study of a building with multiple use containing (ground floor +5), will implanted in Bouira, this region is classified in the zone of middle seismicity(zone IIa).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is assured by an auto-steady system with shear walls.

The measurements and the design of the scrap heap of all resistant elements were done according to the rules (CBA93, RPA99 version 2003).

The seismic study has been realised according to the numerical method (finite elements method) using the program « **ETABS** ».

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	
DEDICACE.....	
RESUME.....	
ABSTRACT.....	
ملخص.....	
SOMMAIRE	
LISTE DES TABLEAUX.....	
LISTE DES FIGURES	
NOTATION.....	
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	
I.1. I.1. Introduction.....	2
I.2. Implantation de l'ouvrage.....	2
I.2.1. Dimensions en plan.....	2
I.2.2. Dimensions en élévation.....	2
I.2.3. Système de contreventement.....	2
I.2.4. Planchers.....	2
I.2.5. Les balcons.....	3
I.2.6. Escalier	3
I.2.6. Escalier	3
I.2.8. Maçonnerie.....	3
I.2.9. Revêtement	3
I.2.10. Isolation	3
I.2.11. Caractéristiques géotechniques du sol	3
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux:	
I.3.1. le béton.....	4
I.3.2. Résistance du béton.....	4
I.3.4. Résistance caractéristique à la compression.....	4

I.3.5. Résistance caractéristique à la traction	5
I.3.6. Module de déformation instantanée	5
I.3.7. Module de déformation longitudinale différée	5
I.3.8. Coefficient de poisson	5
I.3.9. La masse volumique du béton armé	5
I.4. les aciers:	
I.4.1.Types d'aciers utilisés et leurs nuances.....	5
I.4.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier	5
I.5. Principe de calcul du C.B.A.93	6
I.5.1.E.L.U de résistance	6
I.5.1.E.L.U de résistance	7

Chapitre II

II.1. Introduction	9
II .2. Prédimensionnement des planchers	9
II .2.1. Plancher à corps creux	9
II .2.2 le balcon	11
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations	12
II.3.1. Maçonnerie	12
II.4. Acrotère	13
II.5. le balcon	15
I.6.Pré dimensionnement des poutres.....	16
II.7. Prédimensionnement des voiles	16
II.8. Les poteaux	18
II.8.1.Loi de dégression des charges	18
II.8.2. Vérification au flambement	23
II.9. Les escaliers	24
II.9.1. Introduction	24
II.9.2 Les Caractéristiques techniques	25

Chapitre III :

III.1. Introduction	27
III.2. Etude de l'acrotère	27
III.2.1. Définition.....	28
III.2.2.Vérification au séisme	28
III.2.3. Ferrailage de l'acrotère.....	28

III.2.4. Vérification à L'ELU	31
III.2.5. Vérification à l'ELS.....	33
III.3.Calcul des balcons.....	35
III.3.1.Les charges	36
III.3.2.Les moments et Les efforts tranchants	36
III.3.3.Calcul du ferrailage.....	38
III.3.4.Vérification à L'ELU	40
III.3.5. Vérification à l'ELS.....	42
III.4. Calcul des escaliers	44
III.4.1.Charges sollicitant les escaliers.....	44
III.4.2.Les moments et Les efforts tranchants	45
III.4.3.Ferrailage	50
III.4.4.Vérification à L'ELU	53
III.4.5. Vérification à l'ELS	55
III .5. Calcul de la poutre palière	59
III.5.1. Prédimensionnement de la poutre palière.....	60
III.5.2.Chargement de la poutre palière.....	60
III.5.3.Calcul des sollicitations.....	60
III.5.4.Calcul de ferrailage.....	61
III.6. Calcul des Planchers à corps creux.....	68
III.6.1.Définition	68
III.6.2.Prédimensionnement des poutrelles	68
III.6.3.Calcul des poutrelles	68
III.6.4.Calcul de ferrailage.....	70
III.6.5.Charge et surcharge et La combinaison de charge	71
III.6.6.Calcul des sollicitations.....	71
III.6.7.Ferrailage	79
III.6.8.Vérification à l'ELU	80

III.6.9.Vérification à l'ELS	81
III.6.10.Calcul de la flèche	83
III.6.11.Étude de la dalle de compression	86

Chapitre IV :

IV.1 Introduction.....	88
IV.2 Objectif de l'étude dynamique.....	88
IV.3. Présentation du logiciel de calcul ETABS.....	88
IV.4.Modélisation.....	89
IV.5. Modélisation de la structure étudiée.....	90
IV.6. Caractéristique géométriques et massique de la structure	91
IV.7. Etude sismique.	92
IV.8. Modélisation.....	98
IV.9.Poids total de la structure "W"	101
IV.10.Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente	102
IV.11.Résultante des forces sismiques de calcul	102
IV.12. Distribution de la résultante des force sismique selon la hauteur	103
IV.13.Vérification au Renversement	104
IV.14. calcule moment de renversement	105
IV.15.Evaluation des excentricités	106
IV.16. Déplacement	106
IV.17.Justification de l'effet P- δ	108

Chapitre V :

V.1.Les poteaux	110
V.1.1. Introduction	110
V.1.2. Les combinaisons d'actions	110
V.1.3.Vérification spécifique sous sollicitations normales.....	111
V.1.4.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	112
V.1.5.Calcul de ferrailage	112

V.1.6.Exemple de calcul	115
V.2 . Les poutres.....	123
V.2.1.Recommandation du RPA99.....	123
V.2.2.Exemple d'étude de la poutre principale.....	124
a. Ferrailage en travée	124
b.Ferrailage en appui:.....	128
V.2.3.Vérification de la flèche	128
V.2.4.Poutre secondaire	130
a. Ferrailage en appui	130
b. Ferrailage en travé	132
V.2.5.Vérification de la flèche	134
V.3 . les voiles	138
V.3.1. Introduction	138
V.3.2. Recommandations du RPA99/2003	138
V.3.3. Combinaisons de calcul	140
V.3.4. Calcul du ferrailage des voiles	141

Chapitre VI

VI.1. Etude des fondations	148
VI.1.1. Introduction	148
VI.1.2. Choix du type de fondation	148
VI.1.3. Pré dimensionnement du radier	148
VI.1.4. Ferrailage du radier nervurée	148
VI.1.4.1.Ferrailage de la dalle	155
VIII.3.4.2.Ferrailage des nervures	155
Vérification à l'ELU	156
Vérification à l'ELS	157

CONCLUSION GENERALE.....165

BIBLIOGRAPHIE166

ANNEXE

LISTE DES TABLEAUX

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

Tableau I.1: Types d'aciers utilisés et leurs nuances.....	5
--	---

Chapitre II : *Pré dimensionnement des éléments porteurs*

Tableau II .1 : charge permanent du mur simple cloison	12
Tableau II .2 : charge permanent du mur double cloison.	12
Tableau II.3 : Charge permanente dul'Acrotère	13
Tableau II.4 : Charge permanente du plancher terrasse	13
Tableau II.5 : Charge permanente du plancher permanente	14
Tableau II.6 : Charge permanente du balcon.....	15
Tableau II .7: prédimensionnement des poutre	16
Tableau.II.8 :Poutreau voisin de rive	19
Tableau.II.9 :poutreau de rive	20
Tableau.II.10 :Poutreau d'angle	22
Tableau.II.11 : Charge permanente de Palier	26
Tableau.II.12: Charge permanente de Paillasse	26

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

TableauIII.1 : les moments et les efforts tranchants.....	28
Tableau III.2: des moments et des efforts tranchants.....	38
Tableau III.3:Charges permanentes et d'exploitation au niveau des escaliers	44
Tableau III.4 : Charges permanentes et d'exploitation à ELU et ELS.....	44
TableauIII.5: des moments et des efforts tranchants.....	49
Tableau III.6 : des moments fléchissants.....	50
Tableau III.7 :des Charges et surcharges des poutrelles.....	69
TableauIII.8: des moment et les effort tranchants.....	69
TableauIII.9 : Charge et surcharge et La combinaison de charge.....	71

TableauIII.10 : Les moments et efforts tranchants a l'ELU	75
TableauIII.10 : des moments et efforts tranchants a l'ELS	75
TableauIII.11 : des moments et efforts tranchants à l'ELU	76
TableauIII.13 : des moments et efforts tranchants à l'ELS	76
Tableau III.14: les moments et les efforts tranchants à l'ELU	77
TableauIII.15 : les moments et les efforts tranchants à l'ELS	77

Chapitre IV : Etude dynamique de la structure

TableauIV.1 : Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.....	95
Tableau IV.2 :périod et facteur de participationmassique.....	98
Tableau IV.3:Poids des différents niveaux.....	101
Tableau IV.4: comparaison entre l'effort statique et dynamique.....	102
Tableau IV.5 :la distribution de larésultantedes force sismique longitudinal selon h.....	103
Tableau IV.6 :la distribution de larésultantedes force sismique transversal selon h.....	104
TableauIV .7 : Calcule moment de renversement	105
TableauIV.8 : Vérification au renversement (sens longitudinal).....	105
TableauIV.9 :Vérification au renversement (sens transversal).....	105
TableauIV.10 : pourcentage des sollicitations dus aux charge vertical.....	106
Tableau IV.11 :Centre de masse et centre de rigidité.....	106
tableauIV.12 :le déplacement inter-étage dans le sence XX	107
tableauIV.13 :le déplacement inter-étage dans le sence YY.....	107
TableauIV.14 :Effets du second ordre dans le sens XX.....	108
TableauIV.15 :Effets du second ordre dans le sens YY.....	109

Chapitre V : Etude des éléments résistants

Tableau V.1.les combinaisons des poteaux.....	111
Tableau V.2:Vérification des poteaux sous sollicitation normales.....	111
Tableau V.3:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	112
Tableau V.4: Ferrailage des poteaux.....	114
Tableau V.5 : La section des armatures transversal des poteaux.....	121
Tableau V.6:Ferrailage transversale des poteaux.....	121
Tableau V.7: sollicitation de la poutre principale.....	123
Tableau V.8: L'espace des armatures transversales.....	129
Tableau V.9: Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale.....	130
Tableau V.10: L'espace des armatures transversales.....	136
Tableau V.11: Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire.....	136
Tableau V.12 : Ferrailage longitudinal des poutres	137
Tableau V.13 : Ferrailage transversal des poutres	137
Tableau V.14 :vérification les poutres à ELS.....	137
Tableau V.15 : Ferrailage verticale du voile type 1.....	144
Tableau V.16 : Choix des barres du voile type 1.....	144
Tableau V.17 : Ferrailage verticale du voile type 2.....	144
Tableau V.18 : Choix des barres du voile type 2.....	145
Tableau V.19 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.....	145

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier.....	154
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier.....	155
Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier.....	157
Tableau VI.4: Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier	157

Tableau VI.5: Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier	158
Tableau VI.6 : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 1.....	159
Tableau VI.7 : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 2.....	160
Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la nervure	160
Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU	161
Tableau VI.10: Tableau récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS.....	161
Tableau VI.11: Tableau récapitulatif de ferrailage de débord.....	163
Tableau VI.12: Tableau récapitulatif de vérification de débords.....	163

LISTE DES FIGURES

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

Figure I.1 : Diagrammes déformations –contraintes de béton.....6

FigureI.2 : Diagramme déformations- contraintes d'aciers.....7

Chapitre II : : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments

figure II.1 :plancher corps creux10

FigureII.2 : charge de la dalle11

Figure II.3: Mur simple cloison12

Figure II.4 : Mur extérieurs (double- cloison).....12

FigureII.5 :Acrotère.....13

Figure II .6: composants d'un plancher terrasse.....14

Figure II .7: composants d'un plancher permanentes.....14

FugureII.7 :escalier.....25

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

FigureIII.1 : schéma statique de l'acrotère27

Figure III.2: section de calcul d'acrotère29

FigureIII.3 : Ferrailage de l'acrotère35

FigureIII.4 : Schéma de ferrailage du balcon44

FigureIII.5 : Schéma de ferrailage d'escalier59

Figure III.6:Coupe poutre pilier.....67

FigureIII.7: Schéma de poutrelle.....70

figureIII.8 : schéma ferrailage de la dalle de Compression.....86

FigureIII.9 : schéma Ferrailage du plancher.....87

Chapitre IV: Etude dynamique de la structure

Figure IV.1: Diagramme de spectre de répons.....	97
FigureIV.2 : 1 ^{er} mode :(T=0.35) mode de transalation suivant l'axe X.....	100
Figure IV.3 : 2 ^{ème} mode :(T=0.34) mode de translation suivant l'axe Y.....	100
Figure IV.4 : 3 ^{ème} mode (T=0.34) mode de rotation suivant l'axe Z.....	101

Chapitre V : Etude des éléments résistants

Figure V.1. Schémas de ferrailage des poteaux	122
Figure V.2 : schéma ferrailage d'un poutre principale	130
Figure V.2 : schéma ferrailage d'un poutre secondaire.....	136

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1:dimension du radier.....	151
Figure VI.2 : Plan de coffrage de radier nervurée.....	158
Figure VI.3 : schéma ferrailage du radier Sens XXet YY.....	164

NOTATIONS:

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{\max}, A_{\min} : Section d'acier maximale et minimale.

A : Section d'un cours d'armatures transversales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
 b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
 f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
 f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
 f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
 f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à « 28 » jours.
i : Rayon de giration.
 I_f : Longueur de flambement,
 S_t : Espacement de cours d'armature transversale.
 S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.
 S_v : Espacement des armatures verticales.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
 Σ : sommation.
 Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α : Angle.
 γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ :Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

δ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

E: Déplacement d'un niveau.

Y: Axe neutre.

Autres notations :

OK : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

C.V : Condition vérifiée.

Introduction générale

Le Génie civil représente des techniques concernant les constructions civiles dont Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet des actions permanentes (le poids propre) et les actions d'exploitations, climatiques et accidentelle, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (R+5), il regroupe logements d'habitations et il est contreventé par un système mixte (voiles portiques). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.R-BC2.2 et le D.T.R-BC 2.331).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable. On se base sur le plan de travail suivant :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et toiture, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel ETABS version 2015 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. En fin nous avons fait un choix des fondations qui convient au caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

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

I.1. Introduction:

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Implantation de l'ouvrage:

Le projet que nous avons entrain d'étudier consiste a un bâtiment d'habitation, composé d'un Réez de chaussée plus 05 étages, implanté à **Haizer** wilaya de **Bouira**, Qui est une Zone de moyenne sismicité zone **Ila** d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

I.2.1. Dimensions en plan:

- Longueur totale de bâtiment 20.10m
- Largeur total du bâtiment..... 11.15m

I.2.2. Dimensions en élévation:

- Hauteur de rez-de-chaussée..... 4.08m
- Hauteur de l'étage..... 3.06 m
- Hauteur totale du bâtiment..... 19.98m

I.2.3. Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, dans ce cas, le règlement RPA (version 2003)

préconise le système de contreventement assuré par des voiles.

I.2.4. Planchers:

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- plancher à corps creux.

- Plancher à dalle pleine.

I.2.5. Les balcons :

Ce sont les parties saillantes du bâtiment. Ils sont constitués par des corps creux

I.2.6. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

I.2.7. L'acrotère:

La terrasse de notre structure est entourée par un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'empêcher le ruissèlement des eaux pluviales sur les façades et les protège les personnes accédant à la terrasse.

I.2.8. Maçonnerie:

La maçonnerie sera exécutée en briques creuses :

- **Murs extérieurs:**

conçus en double cloison, en brique creuse de 10 cm d'épaisseur, séparé par une lame d'air de 5 cm.

- **Murs intérieurs:**

seront en brique creuse de 10 cm d'épaisseur .

I.2.9 Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.2.10. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturelle, en tenant compte en plus de double sous sol projeté.

I.2.11. Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considérer que le sol d'assise de la construction est un sol meuble

et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93**.

I.3.1. le béton:

Le béton est un matériau hétérogène obtenu en mélangeant un liant qui est généralement le ciment, sable et des matériaux pierreux et l'eau.

I.3.2. Résistance du béton:

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.3.4. Résistance caractéristique à la compression:

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes **16 x 32**, Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} car le béton atteint l'optimum de résistance à 28 jours. Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

I.3.5. Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

I.3.6. Module de déformation instantanée :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de j jours est déterminé à partir de la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

I.3.7. Module de déformation longitudinale différée :

Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation différée est noté E_{vj} , et il est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

I.3.8. Coefficient de poisson :

Ce dernier représente le rapport entre les déformations longitudinales et les déformations transversales et il est noté ν .

Le C.B.A93 donne deux valeurs pour ce coefficient selon les états limites.

$$\nu = 0.2.$$

$$\nu = 0.$$

I.3.8. La masse volumique du béton armé :

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

I.4. les aciers:

Les aciers utilisés se distinguent suivant leurs nuances (résistances) et leurs états de surface.ils sont répertoriés dans le tableau suivant :

I.4.1. Tableau I.1: Types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Rond lisse	Armatures transversales	FeE235	Ø6 et Ø8	235
Barre à HA	Armatures longitudinales	FeE400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Dalle de compression	TLE520	$0 \leq \emptyset \leq 6$	520

I.4.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.5. Principe de calcul du C.B.A.93 :

Il existe deux états limites :

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :**

- L'Equilibre statique
- L'ouverture des fissures
- La stabilité de forme

✓ **Etat limite de service (E.L.S) basé sur :**

- La compression du béton
- L'ouverture des fissures
- La déformation

I.5.1.E.L.U de résistance :

✓ **Contrainte du béton en compression :**

La contrainte ultime du béton en compression δ_{bc} est donnée par la formule :

$$\overline{\delta_{bc}} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1.5$ Pour une combinaison fondamentale .

$\gamma_b = 1.15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures .

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures .

$\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure .

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

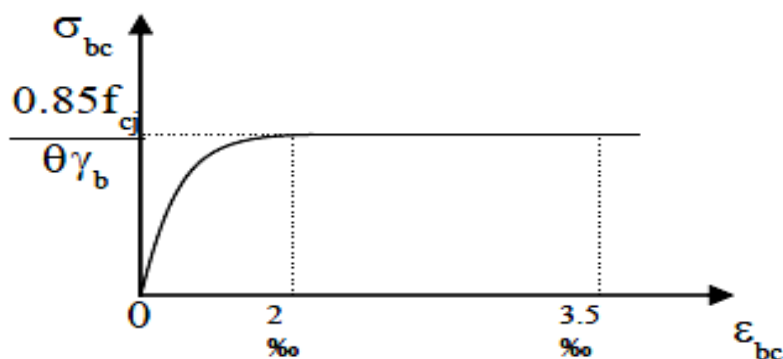


Figure I.1 : Diagrammes déformations –contraintes de béton

$0 \leq \xi_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée .

$2 \leq \xi_{bc} \leq 3.5\text{‰}$: compression avec flexion .

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right).$$

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

Contrainte limite de l'acier :

A l'E.L.U, la contrainte limite de l'acier est :

$$\overline{\sigma_s} = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad ; \quad \varepsilon_s = F_e / \gamma_s \cdot E_s \quad \text{d'où :} \quad \varepsilon_s = \Delta L / L$$

Avec :

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier .

γ_s : Coefficient de sécurité .

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

ξ_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.

ξ_l : Allongement ou raccourcissement limite .

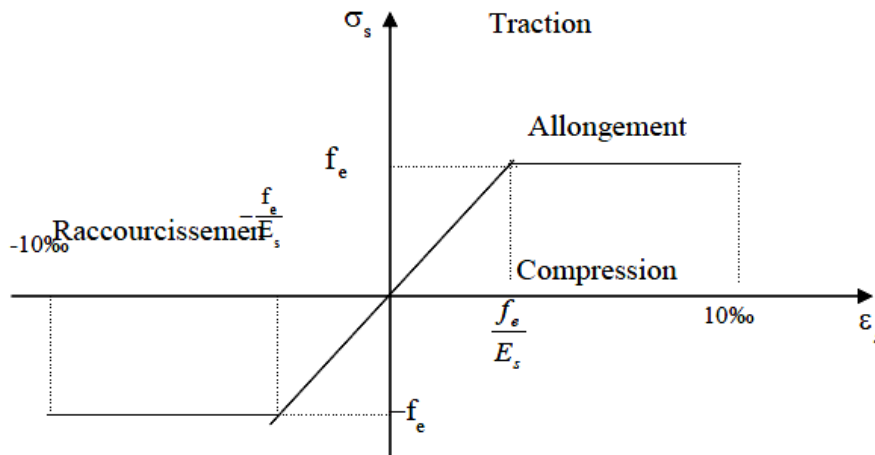


Figure I.2 : Diagramme déformations- contraintes d'aciers

I.5.2. A l'E.L.S :

✓ E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\delta_{bc}} = 0.6 f_{cj}$.

A l'état ultime de service, δ_b doit être inférieure à $\overline{\delta_b}$.

✓ **Contrainte limite de l'acier :**

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\delta}_s = \min \left[\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right] [MPa]$.
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\delta}_s = \min \left[\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right] [MPa]$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérence} \end{cases}$$

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} .$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} .$$

$$f_{i28} = 32164.2 \text{ MPa} .$$

$$f_{v28} = 10819 \text{ MPa} .$$

$$\delta_{bc} = 14.2 \text{ MPa} : \text{situation durable} .$$

$$\delta_{bc} = 18.48 \text{ MPa} : \text{situation accidentelle} .$$

$$\bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPa} .$$

$FeE400$, $f_e = 400 \text{ MPa}$: Pour les armatures longitudinales.

$FeE235$, $f_e = 235 \text{ MPa}$: Pour les armatures transversales.

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Le but du Pré dimensionnement est de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le pré dimensionnement des poteaux base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, pour assurer la stabilité, et la résistance de l'ouvrage.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- les planchers.
- les poutres.
- les poteaux.
- les voiles.

II .2. Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

La séparation des différents niveaux.

Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

Dalle pleine.

Plancher à corps creux.

II .2.1. Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

$$L/20 \geq ht \geq L/25 \quad \text{et} \quad ht \geq L/22.5$$

Avec :

L : la petite portée du panneau le plus sollicité.

ht : hauteur totale du plancher.

$$L = \min (L_x \text{ max}, L_y \text{ max})$$

$$L = \min (520, 445) = 445 \text{ cm}$$

$$17.8 \leq h_t \leq 22.5$$

Alors : on adopte un plancher d'une épaisseur de :

ht = 20 cm.

16 cm : épaisseur de corps creux.

4 cm : épaisseur de la dalle de compressions

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq 16 \text{ cm}$$

D'où on a : 20 cm > 16 cm (condition vérifiée).

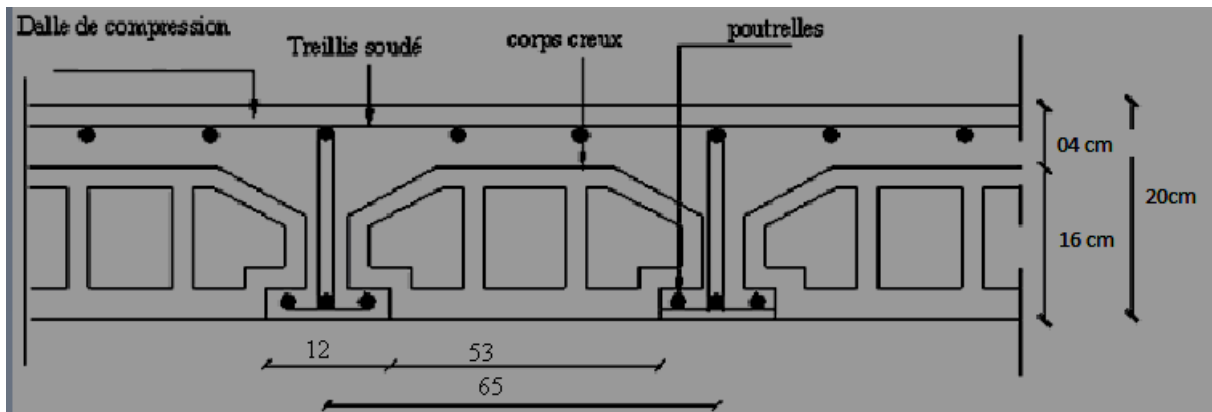


figure II.1. plancher corps creux

II.2.1.a. Condition de flèche

La condition à vérifier est la suivante :

$$f_{max} \leq \frac{L_{max}}{500}$$

f_{max} : La flèche maximum a le calculée pour une poutre encastrée a ses extrémités

Le calcul RDM nous donne :

$$f_{max} = \frac{5qL_X^4}{384EI}$$

$$\frac{5qL_X^4}{384EI} \leq \frac{L_{max}}{500}$$

avec :

$$I = \frac{b \times e^3}{12}$$

D'où

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{(3 \times 10^4 \times q \times L_x^3)}{384 \times E \times b}}$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$ et est supposée encastree à ses deux extrémités. Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes :

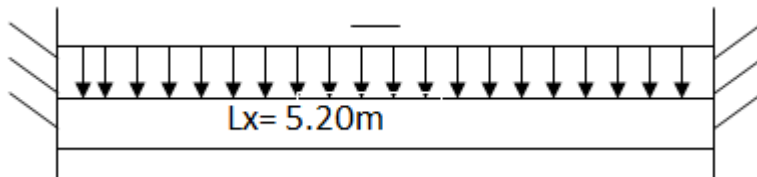


Figure II.2 charge de la dalle

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 6.36 \times 1000 \times 5200^3}{10^6 \times 2 \times 10^5 \times 10^3}}$$

$$e = 20 \geq 0.28 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

II .2.2. le balcon

En général, le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :
 $L/10$

$$75/10 = 7.5 \text{ cm}$$

II.2.3.sécurité contre l'incendie

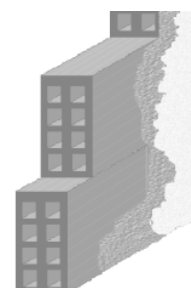
$h = 7 \text{ cm}$: pour assurer un coupe-feu d'une heure.

$h = 11 \text{ cm}$: pour assurer un coupe-feu de deux heures.

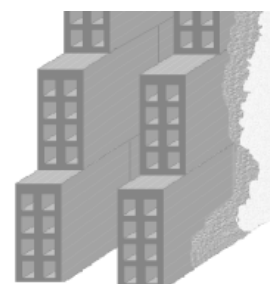
On choisit : $h = 15 \text{ cm}$

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :**II.3.1. Maçonnerie :****II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :****Tableau II .1 :** charge permanent du mur simple cloison

N	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfacciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL		1.62 KN/m²		

**Figure II.3:** Mur simple cloison**Tableau II .2 :** charge permanent du mur double cloison

N	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfacciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL		2.52KN/m²		

**Figure II.4 :** Murs extérieurs (double-cloison

II.4. Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour une bande de 1.00 m

$$G = \rho \times S$$

$$S = [(60 \times 10) + (15 + 8) \times 15/2] = 772.5 \text{ cm}^2,$$

$$S = 0.07725 \text{ m}^2$$

Tableau II .3 : charge permanente du l' Acrotère

	P(KN/m ³)	G(KN/m)
Acrotère	25	1.93
Q=0.6 KN/m²		

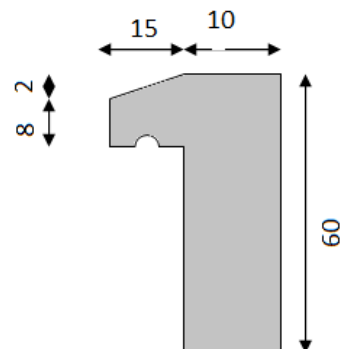


Figure II.5 : Acrotère

Tableau II.4. : Charge permanente du plancher terrasse :

N	Composants	Épaisseur (m)	P (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-		0.05
4	Forme de pente	0,10	22	2.2
5	Plaque de liège	0.03	4	0.12
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	-		0.01
8	Planche corps creux	0.16+0.04	/	2.8
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL		6.36KN/m²		
Q=1KN/m²				

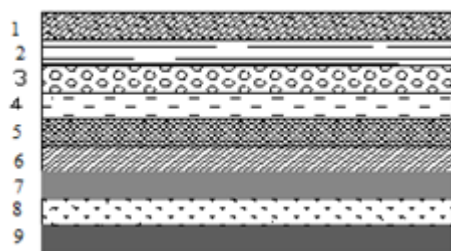


Figure II .6: composants d'un plancher terrasse

Tableau II.5 : Charge permanente du plancher permanente

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur</i> (<i>m</i>)	<i>P</i> (<i>KN/m³</i>)	<i>Poids surfacique</i> (<i>KN/m²</i>)
1	Carrelage	0.02	20	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Planche corps creux	0.16+0.04	/	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	mur simple cloison	0.1	9	0.9
TOTAL			5.28	
$Q=1.5\text{KN/m}^2$				

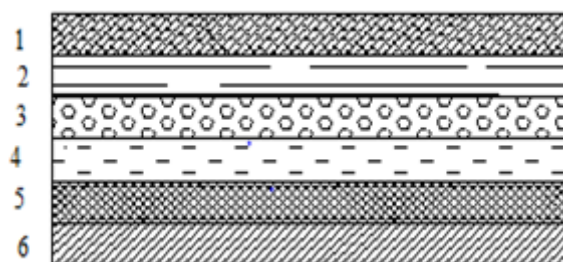


Figure II .7: composants d'un plancher permanentes

II.5. le balcon**Tableau.II.6.** Charge permanente du balcon

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.04	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	cloisons légères	0.02	1.8
5	Dalle pleine	0.15	3.75
6	Enduit de	0.02	0.36
TOTAL		7.29 KN/m ²	
Q=3.5KN/m ²			

II.6.Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées suivant les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

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

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIb sont:

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

$$b \geq 20\text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

Tableau II .7: prédimensionnement des poutres :

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	$L_{\max} = 520\text{m}$ $\Rightarrow 34.6 \leq h \leq 52$ on adopte $h = 40 \text{ cm}$ $\Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$ on adopte $b = 30\text{cm}$	$L_{\max} = 4.45\text{m}$ $\Rightarrow 29.6\text{cm} \leq h \leq 44.5\text{cm}$ on adopte $h = 35 \text{ cm}$ $\Rightarrow 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$ on adopte $b = 30 \text{ cm}$
Vérification selon le RPA 99	$h=40\text{cm} \geq 30\text{cm}$; $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ $h/b=1.33 \leq 4$	$h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$; $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ $h/b=1.66 \leq 4$
Conclusion	$h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$	$h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

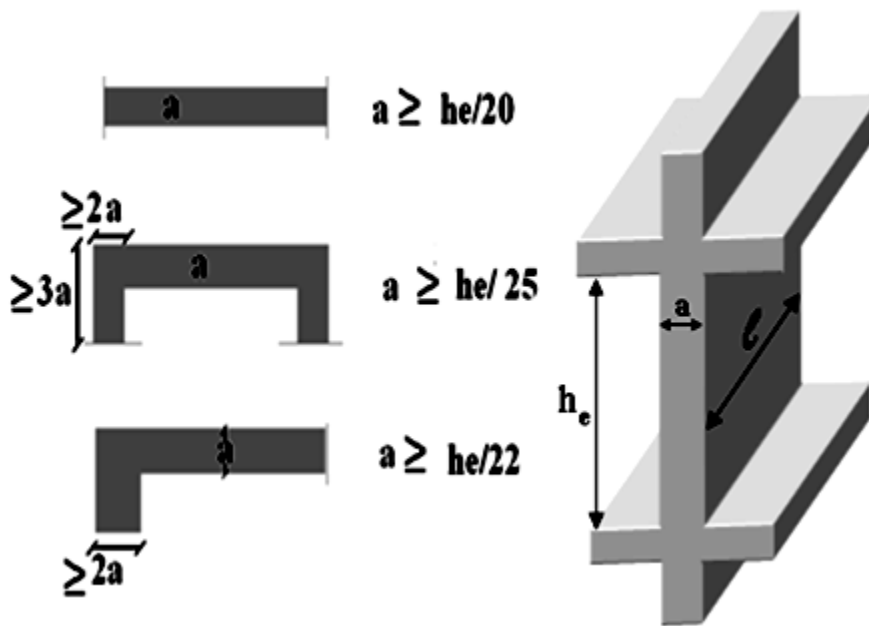
II.7. Prédimensionnement des voiles :**II.7.1. Les voiles :**

- Les voiles et les murs sont des éléments principaux porteurs ayant deux dimensions grandes par rapport ont l'autre appelée épaisseur.
- Les voiles sont réalisés en béton armé ou en béton.
- Les murs sont réalisés en maçonnerie non armée.

✓ Role des voiles et des murs :

- Reprennent presque la totalité des charges horizontales et 20% des charges verticales
- Participent au contreventement de la construction (vent, séisme)
- Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements.
- Assurent aussi une protection incendie, coupe feu.
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

✓ Coupe de voile en elevation : L'épaisseur minimal est de 15 cm ,de plus ,l'épaisseur doit être de terminée les fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique a la figure suivante :



Coupe de voile en plan (gauche)

Voile en 3D (droite)

1er condition :

$$a \geq \text{MAX}(15 \text{ cm} ; h_e/22 ; h_e/20 ; h_e/25)$$

Donc:

$$h_e = 4.08 - 0.4 = 3.68 \text{ m}$$

$$\text{CAS 1: } a \geq h_e / 25 = 368 / 25 = 14.7 \text{ cm.}$$

$$\text{CAS 2: } a \geq h_e / 22 = 368 / 22 = 16.72 \text{ cm.}$$

$$\text{CAS 3: } a \geq h_e / 20 = 368 / 20 = 18.4 \text{ cm.}$$

he: la hauteur libre d'étage (**he = 368 cm**).

$$a \geq 18.4 \text{ cm}$$

On prend: $e = 20 \text{ cm}$.**2ème condition :**

$$e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

3ème condition :

$$L_{\min} = 3.60 \text{ m} \geq 4.e = 0.80 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

II.8. Les poteaux :

Dimensionnement selon BAEL 91 :

La formule générale :

$$Br \geq \frac{k \times \beta \times Nu}{\frac{\theta \times f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85 f_{ed}}{100}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} K = 1 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

Tel que :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

-Br= (a-0.02) (b-0.02) : section réduite obtenue en retirant 1cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra : $\lambda=35$

D'où :

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

- Nu : Effort normal ultime sollicitant le poteau

-D'après le BAEL 99 Nu doit respecter la condition ci –après :

$$Nu \leq \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Connaissant le pourcentage minimal des armatures longitudinales donné dans l'article 7.4.2.1 du RPA99/V2003 on pourra déterminer la section minimale réduite du béton :

$$Br < 0,64 NU$$

II.8.1.Loi de dégression des charges :

Plancher NIV5 : Q0

Plancher NIV4: Q0+Q1

Plancher NIV3 : Q0+0,95(Q1+Q2)

Plancher NIV2 : $Q0+0,90(Q1+Q2+Q3)$

Plancher NIV1 : $Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)$

Plancher RDC : $Q0+0,80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$

NB : le dimensionnement se fera pour les poteaux les plus sollicités

Tableau.II.8.Poteau voisin de rive

	G KN/m^2	G_{cum} KN/m^2	Q KN/m^2	Q_{cum} KN/m^2	$NU_{plancher}$ (kN)	NU_{pp} (kN)
5	6.36	6.36	1	1	131.72	14.34
4	5.28	11.64	1.5	2.5	254.20	28.68
3	5.28	16.89	1.5	3.85	373.21	43.02
2	5.28	22.17	1.5	5.05	489.81	57.36
1	5.28	27.45	1.5	6.1	603.47	71.7
RDC	5.28	32.73	1.5	7	714.19	86.04

NU_{PS} (kN)	NU_{poteau} (kN)	NU_{TOTAL} (kN)	$1.1NU_{Total}$ (kN)	$Br=0.64Nu$	$a = Br^{1/2}+2$	Section (cm)
14.31	0	160.37	176.41	102.64	12.63	35x35
28.62	12.65	324.15	356.56	207.46	17.1	35x35
42.93	25.3	484.46	532.90	310.05	20.46	40x40
57.24	41.52	645.93	710.52	413.39	23.3	40x40
71.55	58.05	804.77	885.25	515.05	25.8	45x45
85.86	78.96	965.05	1061.56	617.63	28.06	45x45

✓ **Détermination des charges :**

On a : la surface du plancher=13.06 m²

▪ **Niveau (terrasse) :**

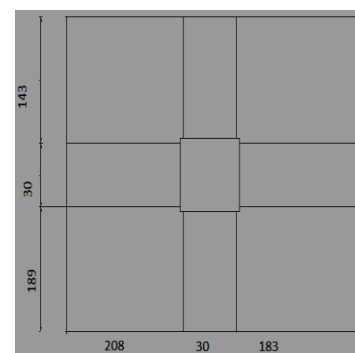
$G_{plancher} = 6.36 \text{ KN / m}^2$

$G_{plancher} = 6.36 \times 13.06 = 83.06 \text{ KN}$

$G_{pp} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times 3.54 = 10.62 \text{ KN}$

$G_{ps} = 25 \times 0.35 \times 0.3 \times 4.04 = 10.60 \text{ kN}$

$G = G_{plancher} + G_{poutre} = 104.28 \text{ KN}$



▪ **Niveau 5 ;4 :**

$$G_{\text{plancher}} = 68.95 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{p p}} = 10.62 \text{ KN}$$

$$G_{\text{p s}} = 10.60 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.35 \times 0.35 \times (3.06) \times 25 = 9.37 \text{ KN}$$

$$G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}} + G_{\text{poteau}} = 99.55 \text{ KN}$$

▪ **Niveau 3 ;2 :**

$$G_{\text{plancher}} = 68.95 \text{ KN}$$

$$G_{\text{p p}} = 10.62 \text{ KN}$$

$$G_{\text{p s}} = 10.60 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times (3.06) \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}} + G_{\text{poteau}} = 102.41 \text{ KN}$$

▪ **Niveau 1 ; RDC :**

$$G_{\text{plancher}} = 68.95 \text{ KN}$$

$$G_{\text{p p}} = 10.62 \text{ KN}$$

$$G_{\text{p s}} = 10.60 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.45 \times 0.45 \times (3.06) \times 25 = 15.49 \text{ KN}$$

$$G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}} + G_{\text{poteau}} = 105.66 \text{ KN}$$

Tableau.II.9 : poteau de rive

	G_{plancher} (KN/m ²)	Q_{plancher} (KN/m ²)	NU_{planch} (KN)	NU_{pp} (KN)	NU_{ps} (KN)	NU_{sechoir} (KN)
5	6.36	1	74.23	9.11	14.31	26.38
4	11.64	2.5	143.26	18.22	28.62	52.75
3	16.89	3.85	210.32	27.33	42.93	79.13
2	22.17	5.05	276.03	36.44	57.24	105.50
1	27.45	6.1	340.09	45.55	71.55	131.88
RDC	32.73	7	402.49	54.66	85.86	158.25

NU _{acrotère} (KN)	NU _{mur} (KN)	NU _{poutreau} (KN)	NU _{Total} (KN)	Br=0.64NU _{Total}	a =Br ^{1/2} +2	Section
13.58	37.67	0	175.28	112.18	12.53	35x35
13.58	75.34	12.65	344.42	220.43	18.32	35x35
13.58	113.01	25.3	511.61	327.43	20.46	40x40
13.58	150.68	41.52	681.01	435.84	23.37	40x40
13.58	188.36	58.05	849.06	543.40	25.91	45x45
13.58	226.03	78.96	1019.83	652.69	28.23	45x45

✓ Détermination des charges :

On a : la surface du plancher=7.36 m²

▪ Niveau (terrasse) :

$$G_{\text{plancher}} = 6.36 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = 6.36 \times 7.36 = 46.8 \text{ KN}$$

$$G_{p_p} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times 2.25 = 6.74 \text{ K N}$$

$$G_{p_s} = 25 \times 0.35 \times 0.3 \times 4.04 = 10.60 \text{ kN}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 1.93 \times 3.88 = 7.48 \text{ KN}$$

$$G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}} + G_{\text{acrotère}} = 71.62 \text{ kN}$$

▪ Niveau 5 ;4 :

$$G_{\text{plancher}} = 38.86 \text{ KN}$$

$$G_{p_p} = 6.74 \text{ kN}$$

$$G_{p_s} = 10.60 \text{ KN}$$

$$G_{\text{sechoire}} = 7.29 \times 2.68 = 19.53 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.35 \times 0.35 \times (3.06) \times 25 = 9.37 \text{ KN}$$

$$G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}} + G_{\text{poteau}} + G_{\text{sechoire}} = 85.10 \text{ KN}$$

▪ Niveau 3 ;2 :

$$G_{\text{plancher}} = 38.86 \text{ KN}$$

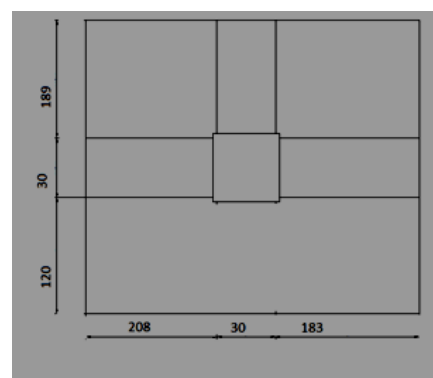
$$G_{p_p} = 6.74 \text{ KN}$$

$$G_{p_s} = 10.60 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times (3.06) \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G_{\text{sechoire}} = 7.29 \times 2.68 = 19.53 \text{ KN}$$

$$G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}} + G_{\text{poteau}} + G_{\text{sechoire}} = 87.97 \text{ KN}$$



▪ **Niveau 1 ;RDC**

$$G_{\text{palncher}} = 38.86 \text{ KN}$$

$$G_{\text{pp}} = 6.74 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ps}} = 10.60 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.45 \times 0.45 \times (3.06) \times 25 = 15.49 \text{ KN}$$

$$G_{\text{sechoire}} = 7.29 \times 2.68 = 19.53 \text{ KN}$$

$$G = G_{\text{palncher}} + G_{\text{poutre}} + G_{\text{poteau}} + G_{\text{sechoire}} = 91.22 \text{ KN}$$

Tableau II.10 :Poteau d'angle

	NU_{plancher} (KN)	NU_{pp} (KN)	NU_{ps} (KN)	NU_{acrotere} (KN)	NU_{mur} (KN)
5	39.44	8.91	8.15	14.72	28.52
4	76.10	17.82	16.3	14.72	57.05
3	111.73	26.73	24.45	14.72	85.5
2	146.64	35.64	32.6	14.72	114.10
1	180.67	44.55	40.75	14.72	142.63
RDC	213.82	53.46	48.9	14.72	171.15

NU_{poteau} (KN)	NU_{TOTAL} (KN)	$Br = 0.64 NU_{\text{Total}}$	$a = Br^{1/2} + 2$	section
0	99.75	63.84	9.98	35x35
12.65	194.65	124.58	13.13	35x35
25.3	288.52	184.65	15.56	40x40
41.52	385.23	246.55	17.7	40x40
58.05	481.38	308.08	19.55	45x45
78.96	581.02	371.85	21.28	45x45

✓ **Détermination des charges :**

On a : la surface du plancher = 3.91 m^2

▪ **Niveau (terrasse) :**

$$G_{\text{palncher}} = 6.36 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{\text{palncher}} = 6.36 \times 3.91 = 24.86 \text{ KN}$$

$$G_{\text{pp}} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times 2.20 = 6.60 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.35 \times 0.3 \times 2.30 = 6.03 \text{ kN}$$

$$G_{acrothere} = 1.93 \times 4.20 = 8.10 \text{ kN}$$

$$G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{acrothere} = 45.59 \text{ kN}$$

▪ **Niveau 5 ;4 :**

$$G_{palncher} = 20.64 \text{ kN}$$

$$G_{pp} = 6.60 \text{ kN}$$

$$G_{ps} = 6.03 \text{ kN}$$

$$G_{poteau} = 0.35 \times 0.35 \times (3.06) \times 25 = 9.37 \text{ kN}$$

$$G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau} = 42.64 \text{ kN}$$

▪ **Niveau 3 ;2 :**

$$G_{palncher} = 20.64 \text{ kN}$$

$$G_{pp} = 6.60 \text{ kN}$$

$$G_{ps} = 6.03 \text{ kN}$$

$$G_{poteau} = 0.4 \times 0.4 \times (3.06) \times 25 = 12.24 \text{ kN}$$

$$G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau} = 45.51 \text{ kN}$$

▪ **Niveau 1 ;RDC :**

$$G_{palncher} = 20.64 \text{ kN}$$

$$G_{pp} = 6.60 \text{ kN}$$

$$G_{ps} = 6.03 \text{ kN}$$

$$G_{poteau} = 0.45 \times 0.45 \times (3.06) \times 25 = 15.49 \text{ kN}$$

$$G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau} = 48.76 \text{ kN}$$

L'article 7.4.1 de RPA99/version 2003, exigent que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

b_1, h_1, h_e : les dimension du poteau, pour une construction dans la Zone (IIa) on a

$$\text{Min } (b, h) \geq 30 \quad \text{ok}$$

$$\text{Min } (b, h) \geq h_e / 20 \quad \text{ok}$$

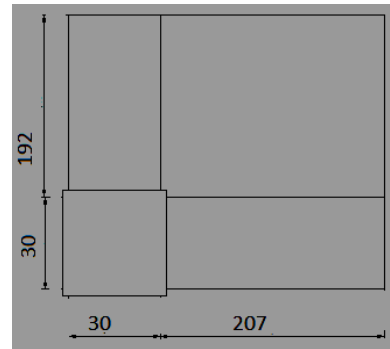
$$1/4 < b / h < 4 \quad \text{ok}$$

Dans notre cas toutes ces conditions sont vérifiées

II.8.2. Vérification au flambement :

Le calcul des poteaux au flambement, constitue à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$



Avec :

λ : Élancement du poteau.

I_f : Longueur de flambement :

$$I_f = 0.7L_0$$

i : Rayon de gyration:

$$i = \left[\frac{I}{B} \right]^{1/2}$$

I : Moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

B : Section transversale du Poteau:

$$B = a \times b$$

L_0 : Longueur libre du poteau .

✓ **Donc on va vérifier pour :**

$$\lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \frac{L_0}{b}$$

▪ Poteaux du RDC et 1er étage :

$$\lambda = \frac{7.42}{0.45} = 16.46 < 50 \dots \dots CV$$

▪ Poteaux du 2ème, 3ème :

$$\lambda = \frac{7.42}{0.40} = 18.55 < 50 \dots \dots CV$$

▪ Poteaux du 4ème ,et5ème :

$$\lambda = \frac{7.42}{0.35} = 21.2 < 50 \dots \dots CV$$

II.9. Les escaliers

II.9.1. Introduction

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

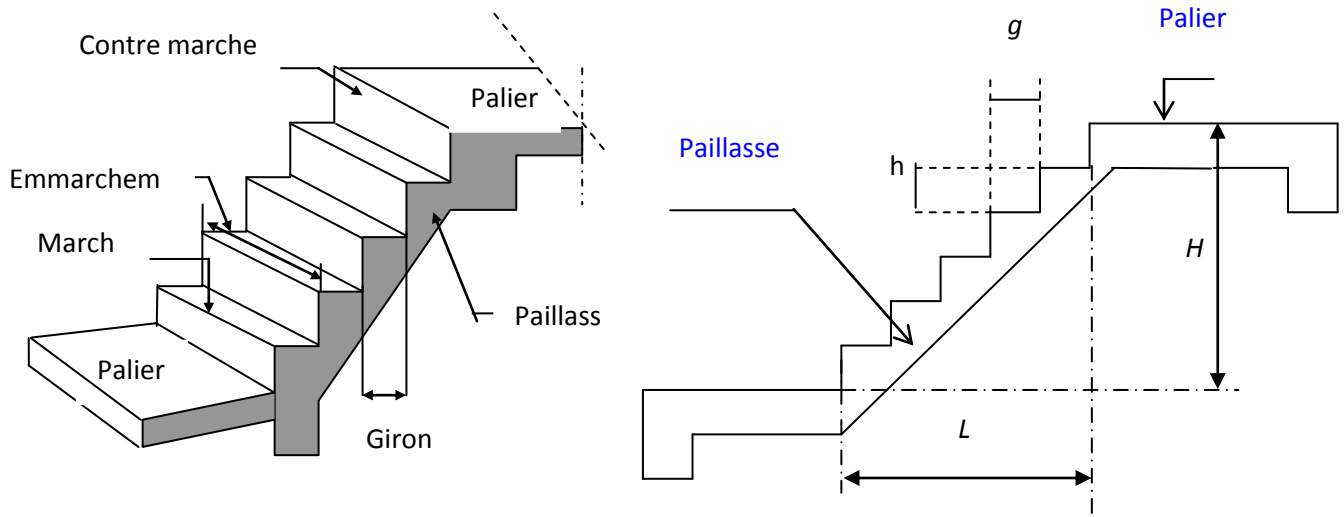


Figure II.7 : Terminologie de l'escalier (En général)

II.9.2 Les Caractéristiques techniques

g : la largeur de contre marche (giron)

h : hauteur de la contre marche

e : l'épaisseur de la paillasse et le palier

H : hauteur de la volée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante : formule de BLONDEL :

$$59 < 2h + g < 66$$

$$16.5 < h < 17.5$$

Hauteur de la marche : $h = 17 \text{ cm}$

En pratique, on prend : $g = 30 \text{ cm}$

Hauteur de la paillasse : H'

Nombre de marche : $n = H'/h$

Longueur projetée de la paillasse : $L_1 = g(n-1)$

L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{H'}{L}$

Largeur de la paillasse : $L_p = \frac{H'}{\sin \alpha}$

L'épaisseur de la paillasse : $L_t/30 < e < L_t/20$

✓ **Escalier à deux volées :**

H(m)	n	H'(m)	L1(m)	α	Lp(m)	e (m)
3.06	18	1.53	2.4	32.52	2.85	0.20

$$L_t = L_p + L_2 + L_3$$

$$L_t = 2.85 + 0.62 + 2.2 = 5.67 \text{ m}$$

$$5.67/30 < e < 5.67/20$$

$$0.189 < e < 0.28$$

✓ escalier à un volé :

H(m)	N	H'(m)	L1(m)	α	Lp(m)	e (m)
1.02	6	1.02	1.8	34.22	1.81	0.20

$$L_t = L_p + L_2$$

$$L_t = 1.81 + 1.55 = 3.36 \text{ m}$$

$$3.36/30 < e < 3.36/20$$

$$0.12 < e < 0.17$$

Tableau.II.11 : Charge permanente de Palier

	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/ m^2)	G (KN/ m^2)
Carrelage	0.02	20	0.40
lit de sable	0.02	16	0.36
Poids propre du palier	0.20	25	5
enduit en ciment du mortier	0.02	10	0.20
Poids du mortier	0.02	20	0.40
Total	6.36 KN/m²		

Tableau.II. Charge permanente de Paillasse

	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/ m^2)	G (KN/ m^2)
carrelage	0.02	20	0.40
mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids propre de la marche	0.17	25	$0.17 \times 25 / 2 = 2.13$
Enduit en en ciment	0.02	10	0.2
Garde corps	/	/	01
Poids propre de la paillasse	0.20	25	$0.15 \times 25 / \cos 32.52 = 5.92$
Total	10.05 KN/m²		

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

Calcul des éléments secondaires :**III.1. Introduction :**

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.

- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les planchers à corps creux, les balcons, la salle machine ...etc.

III.2. Etude de l'acrotère :**III.2.1. Définition:**

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

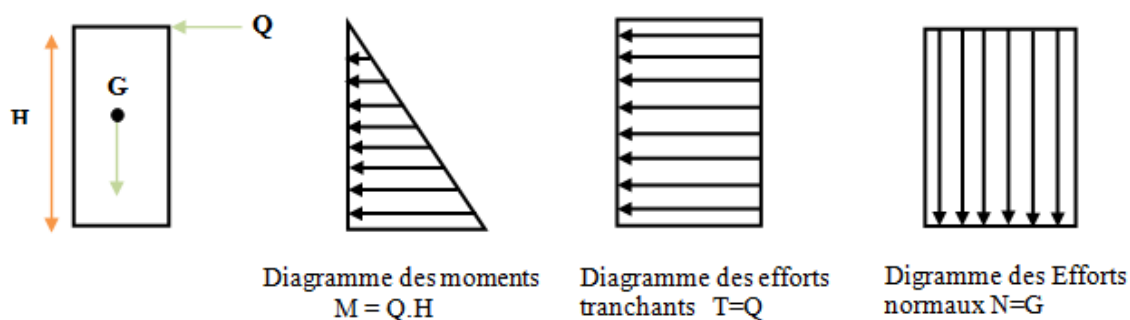


Figure III.1 : schéma statique de l'acrotère

III.2.2. Vérification au séisme :

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du **RPA** suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) : **A = 0.15**

C_P : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1) RPA99/2003).

$C_P = 0.80$ (élément en console)

W_P : poids de l'acrotère

poids de l'acrotère : $w_p = 1.93 \text{ KN/ml}$

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.93$ donc : $F_p = 0.93 \text{ KN/ml}$

❖ **Les charges:**

Poids propre de l'acrotère: $G = 1.93 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Force sismique : $F_p = 0.93 \text{ KN/ml}$.

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 ; 0.93 \} \Rightarrow Q = 1 \text{ kN/ml}$$

❖ **Sollicitations:**

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 1.93 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_G = 0 \text{ KN.m}$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

F_p : Crée un effort normal : $N_{Fp} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{Fp} = F_p \frac{2h}{3} = 0.372 \text{ KN.m}$

❖ **Combinaison des sollicitations :**

ELU : $N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q$

$$M_U = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

ELS : $N_{ser} = N_G + N_Q$

$$M_{ser} = M_G + M_Q$$

Tableau III.1 : les moments et les efforts tranchants

Cas	combinaisons	M(KN.m)	N(KN)
ELU	1.35G+1.5Q	0.9	2.61
ELS	G+Q	0.6	1.93

III.2.3. Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par

mètre linéaire (**1ml**). pour le calcul, on considère une section (**b×h**) **cm²** soumise a la flexion composée.

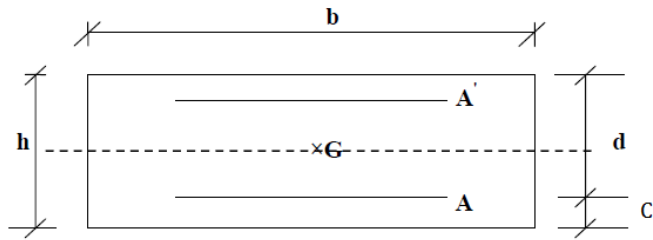


Figure III.2: section de calcul d'acrotère

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 1ml.

c et c' : Enrobage : 2 cm.

d = h – c' : Hauteur ultime.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0.9}{2.61} = 0.34 \text{ cm}$$

$$e_u \approx 34 \text{ cm}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{0.6}{1.93} = 0.31 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c < e_u \implies \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée}$$

par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f . puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

❖ **Calcule en flexion simple :**➤ **Moment fictif:**

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow \begin{cases} M_u = 0.9 \text{ KN} \\ N_u = 2.61 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_f = 0.9 + 2.61 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.98 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment réduit :**

$$U_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b_0}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$U_{bu} = \frac{0.98 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.11$$

D'après BAEL :

$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ pour la flexion simple ou composé.

$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ pour la compression simple ou composé.

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} \Rightarrow \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.667 \text{ avec}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 0.00174$$

$$\varepsilon_{se} = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667) = 0.391$$

$\mu_{bu} < \mu_l$: la section est simplement armée, $A_s' = 0$ (pas d'armature comprimée).

❖ **Section d'armature :**

$$A_s = \frac{M_U}{\beta \times d \times \delta_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.011)}) = 0.014$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.994$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{0.98 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348} = 35.41 \text{ m m}^2$$

$$A_s = 0.35 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée:**

$$A_s = A - \frac{N_u}{\delta_s} = 0.35 - \frac{2.61 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2$$

III.2.4.Vérification à L'ELU :❖ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91modifiés 99)**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}, A_{\min} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \\ f_{ed} = 400 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}, 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max \{ 1 \text{ cm}^2, 0.97 \text{ cm}^2 \}$$

Donc :

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2 \leq 1 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Les armatures vérifiant la condition de non}$$

fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

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

❖ **Conclusion :**

On adopte : **As = 4HA8 = 2.01 cm²**

avec espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

épartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement :

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

❖ **Vérification au cisaillement : (Art III.2 / BAEL 91):**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que : **(La fissuration est préjudiciable)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad \Rightarrow \quad T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1 \times 10^3 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{2.5}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{donc :}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \dots \quad \text{Condition vérifier.}$$

Conclusion:

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification d'adhérence des Barres au cisaillement: (BAEL 91 art 5.1.1)**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} \end{array} \right. \quad \Psi_s: \text{Coefficient de scellement}$$

Ψ_s : 1.5 (acier Fe400, haute adhérence)

τ_{se} : Contrainte du cisaillement

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence

$\sum u_i = n\pi\varnothing$: **Somme** du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

\varnothing : Diamètre des barres ($\varnothing=8\text{mm}$)

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.4} = 0.20 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

0.20 < 3.15 MPa condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres .

III.2.5. Vérification à l'ELS:

On doit vérifier les deux conditions suivantes : **(BAEL.2.P85)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ (\bar{\sigma}_s \text{ est choisie en fonction de la fissuration}) \\ \text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

❖ Vérification des contraintes maximales dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

avec :

Y : position de l'axe neutre.

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d A'_s}{7.5 (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \dots \dots \text{BAEL. 91. P. 155.}$$

Avec :
$$\begin{cases} \eta = 15 & \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A_s' = 0 \end{cases}$$

$$Y = 15 \frac{2.01}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 100}{7.5 \times 2.01}} - 1 \right]$$

$$Y = 1.91 \text{ cm}$$

- **Calcul de Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{100}{3} 1.91^3 + 15 [2.01 \times (8 - 1.91)^2]$$

$$I = 1350.46 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{0.6 \times 10^6}{1350 \times 10^4} = 0.044 \text{ N/m m}^3$$

$$\delta_{bc} = 0.044 \times 1.91 \times 10 = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$0.84 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier:**

$$\delta_s < \overline{\delta}_s$$

$$\overline{\delta}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

$$\eta = 1.6 ; \quad f_e = 400 \text{ Mpa} ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\delta}_s = \min \{ 266.66 \text{ Mpa} ; 201.63 \text{ Mpa} \}$$

$$\overline{\delta}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\delta_s = n \times K(d - y)$$

$$\delta_s = 15 \times 0.044 \times (80 - 19.1) = 40.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$40.19 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.2.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

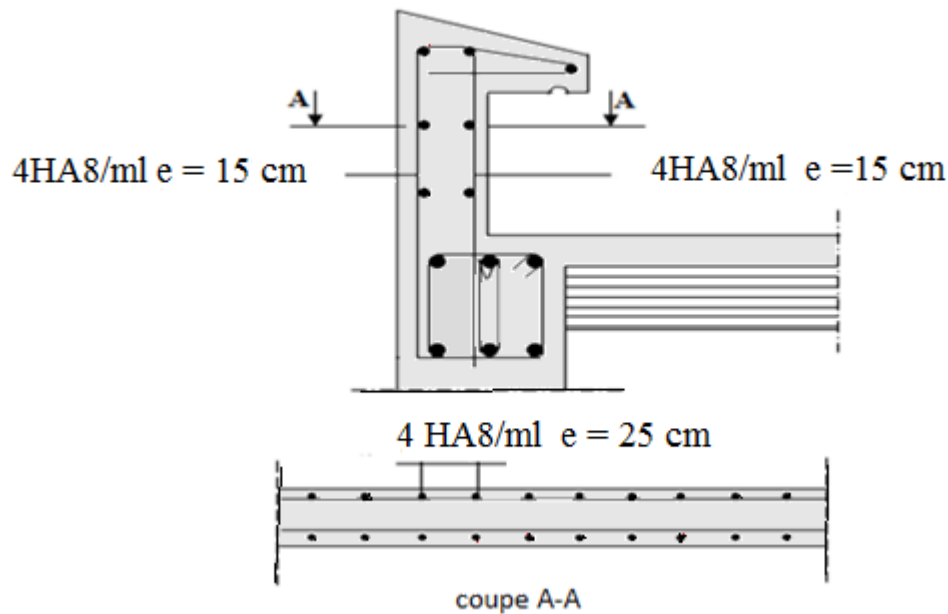


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère

III.3.Calcul des balcons:

Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encastrée à son extrémité de longueur de **0.75m** et d'épaisseur de **15 cm**. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de **1m**.

III.3.1.Les charges :

❖ Evaluation des charges:

- Epaisseur de la dalle : **e = 15 cm**.
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
- Charge permanentes : **$G_1 = 7.29 \text{ KN/m}^2$** .
- Surcharges sur le balcon : **$Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$** .
- Charge de garde Corps : **$G_2 = 1 \text{ KN/m}$** .

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

• **Combinaison fondamentale:**

➤ **L'ELU :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 \\ q_u = 1.35 (7.29) + 1.5 (3.5) = 15.09 \text{ KN/m} \end{cases}$$

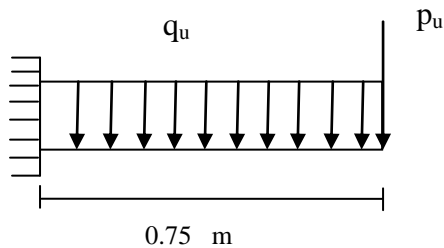
$$\begin{cases} p_u = 1.35 G_2 \\ p_u = 1.35(1) = 1.35 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **L'ELS:**

$$\begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 7.29 + 3.5 = 10.79 \text{ KN/m} \\ P_s = G_2 = 1 \text{ KN/m} \end{cases}$$

III.3.2. Les moments et Les efforts tranchants :

➤ **L'ELU:**



- **Les réactions :**

- $\sum F(y) = 0$

$$R_y - q_u L - P_u = 0$$

$$R_y = q_u L + P_u$$

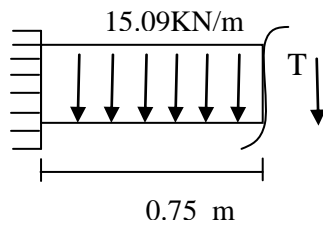
$$R_y = 15.09 \times 0.75 + 1.35 = 12.67 \text{ KN}$$

- $\sum M/O = 0$

$$M_y + q_u \frac{L^2}{2} + P_u L = 0$$

$$M_y = -q_u \frac{L^2}{2} - P_u L$$

- **Tronçon: $0 \leq x \leq 0.75\text{m}$:**



$$R_y - T - qu(X) = 0$$

$$T = R_y - qu(X)$$

$$T(0\text{ m}) = 12.67\text{ KN}$$

$$T = (0.75) = 1.35\text{ KN}$$

$$My + RyX - qu \frac{X^2}{2} - Mu = 0$$

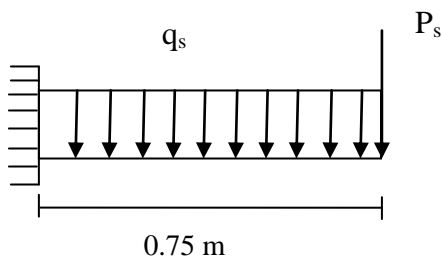
$$Mu = My + RyX - qu \frac{X^2}{2}$$

$$Mu = -qu \frac{L^2}{2} - PuL + 12.67X - qu \frac{X^2}{2}$$

$$Mu(0\text{ m}) = -5.25\text{ KN.m}$$

$$Mu(0.75\text{ m}) = 0\text{ KN.m}$$

➤ **L'ELS:**



- **Les réactions :**

$$- \sum F(y) = 0$$

$$R_y - q_s L - P_s = 0$$

$$R_y = q_s L + P_s$$

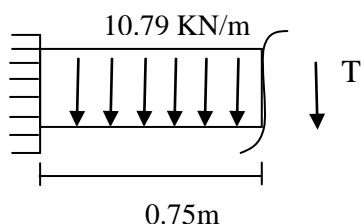
$$R_y = 10.79 \times 0.75 + 1 = 9.09 \text{ KN}$$

$$- \sum M/O = 0$$

$$My + qs \frac{L^2}{2} + PsL = 0$$

$$My = -qs \frac{L^2}{2} - PsL$$

- **Tronçon: $0 \leq x \leq 0.75\text{m}$:**



$$R_y - T - qs(X) = 0$$

$$T = R_y - qs(X)$$

$$T(0 \text{ m}) = 9.09 \text{ KN}$$

$$T = (0.75) = 0.99 \text{ KN}$$

$$My + RyX - qs \frac{X^2}{2} - Ms = 0$$

$$Ms = My + RyX - qs \frac{X^2}{2}$$

$$Ms = -qs \frac{L^2}{2} - PsL + 12.67X - qs \frac{X^2}{2}$$

$$Mu(0 \text{ m}) = -3.78 \text{ KN.m}$$

$$Mu(0.75 \text{ m}) = 0 \text{ KN.m}$$

Tableau III.2: des moments et des efforts tranchants

Solicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=0.75	X=0	X=0.75
T (x) KN	12.67	1.35	9.09	0.99
M(x) KN.m	-5.25	0	-3.78	0

III.3.3.Calcul du ferrailage:

$$B = 1\text{m} ; \quad h = 15\text{cm} ; \quad d = h - c = 13\text{cm}$$

$$u_u = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b_0}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$u_{bu} = \frac{5.25 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.2} = 0.22$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.667 \text{ avec :}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 0.00174$$

$$\varepsilon_{se} = 1.74 \text{ } ^\circ / \text{ } _{\circ}$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667)$$

$$\mu_l = 0.391$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad \Rightarrow \quad \text{la section est simplement armée, } A_s' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\eta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 u_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.022)}) = 0.028$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.98$$

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

$$A_s = \frac{5.25 \times 10^6}{0.98 \times 130 \times 348} = 118.41 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.18 \text{ cm}^2$$

III.3.4.Vérification à L'ELU :

❖ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91modifiés 99):**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \left\{ \frac{bh}{1000} , A_{\min} \right\}$$

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \\ f_{ed} = 400 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 (f_{c28}) = 2,1 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000} , 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max \{ 1,5 \text{ cm}^2 , 1,6 \text{ cm}^2 \}$$

Donc :

$$A_s = 1,18 \text{ cm}^2 < 1,6 \text{ cm}^2 \quad \text{condition non vérifier}$$

On adopte :

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 3,14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$$

- Conclusion de ferrailage:**

On adopte : $A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

- Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,18}{4} = 0,30 \text{ cm}^2$$

$A_r < 1,6 \text{ cm}^2$ donc **condition non vérifier**

On prend **$A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$** avec un espacement :

$$S_t = \min (15d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = \min (15 \times 13 ; 40 \text{ cm})$$

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

❖ **Vérification de disposition d'armature :**

- **Armature longitudinale:**

$$S_t \leq \min[3h ; 33 \text{ cm}]$$

$$S_t \leq \min[3 \times 15 ; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min[4h ; 45 \text{ cm}]$$

$$S_t \leq \min[4 \times 15 ; 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

❖ **Vérification au cisaillement : Art III.2 / BAEL 91):**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que : **(La fissuration est préjudiciable)**

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

$$\tau_u = \frac{12.67 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.097 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{2.5}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa}$$

donc : $\tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$

Conclusion :

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas Nécessaires.

❖ **Vérification d'adhérence d'appui : (BAEL 91 art 5.1.1)**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi$$

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.67 \times 10^3}{0.9 (130)(125.6)} = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

0.86 < 3.15 MPa condition vérifier donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres .

III.3.5. Vérification à l'ELS:

❖ On doit vérifier les deux conditions suivantes : (BAEL.2.P85)

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ ($\bar{\sigma}_s$ est choisie en fonction de la fissuration)

• Vérification des contraintes maximales dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$\text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Y : la distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée à l'état limite service.

- Position de l'axe neutre : BAEL.91.P.155

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d A'_s}{7.5 (A_s + A'_s)}} - 1 \right]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \eta = 15 & \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{cases}$$

$$Y = 15 \frac{3.14}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{13 \times 100}{7.5 \times 3.14}} - 1 \right]$$

$$Y = 3.06 \text{ cm}$$

- Calcul de Moment d'inertie I :

$$I = \frac{100}{3}(3.06)^3 + 15[3.14(13 - 3.06)^2]$$

$$I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{3.78 \times 10^6}{5608.73 \times 10^4} = 0.067 \frac{N}{mm^3}$$

$$\delta_{bc} = 0.067 \times 3.06 \times 10 = 2.05 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} < \overline{\delta_{bc}}$$

2.05Mpa < 15Mpa la condition est vérifiée.

❖ Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

$$\delta_s < \overline{\delta_s}$$

$$\overline{\delta_s} = \min \left[\frac{2}{3} fe ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

$$\eta = 1.6 ; fe = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min[266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\delta_s = \eta \times K(d - y)$$

$$\delta_s = 15 \times 0.067 \times (130 - 30.6) = 99.89 \text{ MPa}$$

$$99.89 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \text{CV}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.6. Schéma de ferrailage du balcon :

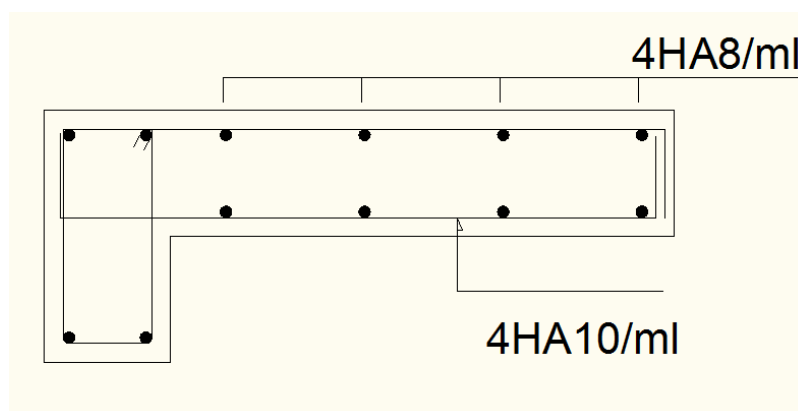


Figure III.4 : Schéma de ferrailage du balcon

III.4. Calcul des escaliers :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

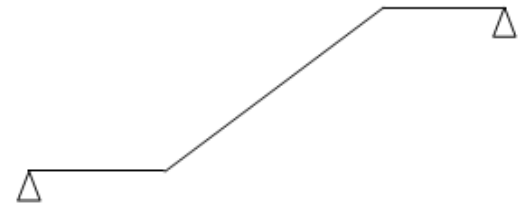
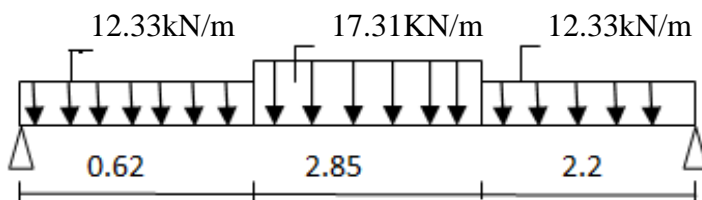
III.4.1.Charges sollicitant les escaliers:

Tableau III.3:Charges permanentes et d'exploitation au niveau des escaliers

	Palier	Palliasse
Charge permanente	$G = 6.36 \text{ KN/m}^2$	$g = 10.05 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation	$q = 2,50 \text{ KN/m}^2$	$q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Tableau III.4 : Charges permanentes et d'exploitation à ELU et ELS

Elément	ELU			ELS		
	1.35G	1.5Q	Pu	G	Q	P _{ser}
Palliasse	13.56	3.75	17.31	10.05	2.5	12.55
Palier de repos	8.58	3.75	12.33	6.36	2.5	8.86

III.4.2.Les moments et Les efforts tranchants :**➤ L'ELU:****• Schéma statique:****• Les réactions:**

$$- \sum F(y) = 0$$

$$R_A + R_B - qu \cdot L_1 - pu \cdot L_2 - qu \cdot L_3 = 0$$

$$R_A + R_B = qu \cdot L_1 + pu \cdot L_2 + qu \cdot L_3$$

$$R_A + R_B = (12.33)(0.62) + (17.31)(2.85) + (12.33)(2.2)$$

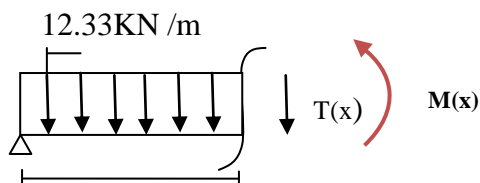
$$R_A + R_B = 84.06 \text{ KN}$$

$$- \sum M/A = 0$$

$$R_B X - qu \cdot L_1 \cdot \frac{L_1}{2} - pu L_2 \left(\frac{L_2}{2} + L_1 \right) + qu L_3 \left(\frac{L_3}{2} + L_1 + L_2 \right) = 0$$

$$R_B = 40.03 \text{ KN}$$

$$R_A = 44.03 \text{ KN}$$

• Tronçon : $0 \leq x \leq 0.62\text{m}$:

$$R_A - T - qu(X) = 0 \text{ KN}$$

$$T(X) = 44.03 - 12.33(X)$$

$$T(0 \text{ m}) = 44.03 \text{ KN}$$

$$T(0.62 \text{ m}) = 36.38 \text{ KN}$$

$$-Mu + R_A(X) - qu \frac{X^2}{2} = 0$$

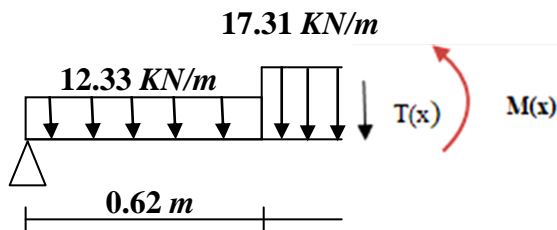
$$Mu = R_A(X) - qu \frac{X^2}{2}$$

$$Mu = 44.03(X) - 12.33 \frac{X^2}{2}$$

$$Mu(0 \text{ m}) = 0 \text{ KN}$$

$$Mu(0.62 \text{ m}) = 24.98 \text{ KN}$$

- **Tronçon: $0.62 \leq x \leq 3.47 \text{ m}$:**



$$T = R_A + qu \cdot L_1 + pu(X - L_1) = 0$$

$$T = 44.03 - 12.33(0.62) - 17.31(X - 0.62)$$

$$T(X) = -17.31(X - 0.62) + 36.38$$

$$T(0.62) = 36.38 \text{ KN}$$

$$T(3.47) = -12.95 \text{ KN}$$

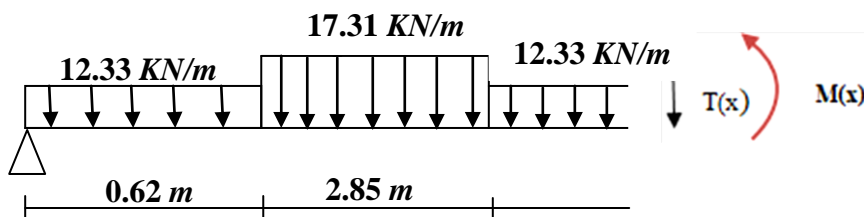
$$Mu + R_A(X) - quL_1 \left(X - \frac{L_1}{2}\right) - pu \left(X - \frac{L_2}{2}\right) (X - L_1) = 0$$

$$Mu = 44.03(X) - 7.64(X - 0.31) - 17.31 \frac{(X - 0.62)^2}{2}$$

$$Mu(0.62) = 24.98 \text{ KN.m}$$

$$Mu(3.47) = 63.14 \text{ KN.m}$$

- **Tronçon : $3.02 \leq x \leq 5.67 \text{ m}$:**



$$T - R_A + quL_1 + pu(L_2) + qu(X - L_2 - L_3) = 0$$

$$T(X) = 44.03 - 12.33(0.62) - 17.31(2.85) - 12.33(X - 3.47)$$

$$T(X) = -12.33(X - 3.47) - 12.94$$

$$T(3.47) = -12.94 \text{ KN}$$

$$T(5.67) = -40.06 \text{ KN}$$

$$Mu - R_A(X) + quL_1(X - 0.31) + puL_2(X - 2.05) + qu \frac{(X - 3.47)^2}{2}$$

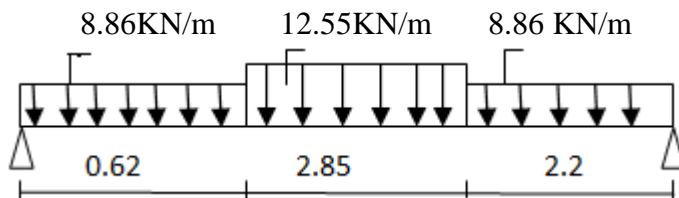
$$Mu = 45.32(X) - 83.41(X - 0.31) - 49.33(X - 2.05) - 13.56 \frac{(X - 3.47)^2}{2}$$

$$Mu(3.47 \text{ m}) = 63.14 \text{ KN.m}$$

$$Mu(5.67 \text{ m}) = 0 \text{ KN.m}$$

➤ **L'ELS:**

• **Schéma statique:**



• **Les réactions :**

• $\sum F(y) = 0$

$$R_A + R_B - qu.L_1 - pu.L_2 - qu.L_3 = 0$$

$$R_A + R_B = qu.L_1 + pu.L_2 + qu.L_3$$

$$R_A + R_B = (8.86)(0.62) + (12.55)(2.85) + (8.86)(2.2)$$

$$R_A + R_B = 60.75 \text{ KN}$$

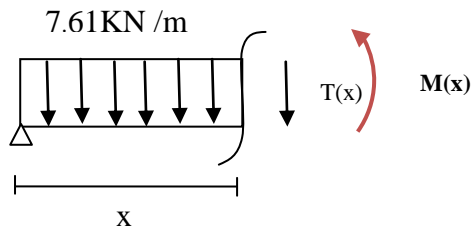
• $\sum M/A = 0$

$$R_B X - qu.L_1 \frac{L_1}{2} - puL_2 \left(\frac{L_2}{2} + L_1 \right) + quL_3 \left(\frac{L_3}{2} + L_1 + L_2 \right) = 0$$

$$R_B = 28.94 \text{ KN}$$

$$R_A = 31.80 \text{ KN}$$

• **Tronçon : $0 \leq x \leq 0.62\text{m}$:**



$$R_A - T - qu(X) = 0 \text{ KN}$$

$$T(X) = 31.80 - 8.86(X)$$

$$T(0 \text{ m}) = 44.03 \text{ KN}$$

$$T(0.62 \text{ m}) = 36.38 \text{ KN}$$

$$-Ms + R_A(X) - qs \frac{X^2}{2} = 0$$

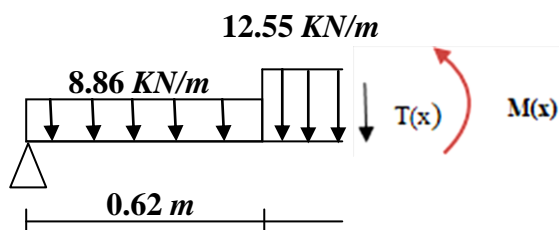
$$Ms = R_A(X) - qs \frac{X^2}{2}$$

$$Ms = 31.80(X) - 8.86 \frac{X^2}{2}$$

$$Ms(0 \text{ m}) = 0 \text{ KN}$$

$$Ms(0.62 \text{ m}) = 18 \text{ KN}$$

• **Tronçon : $0.62 \leq x \leq 3.47\text{m}$:**



$$T = R_A + qs \cdot L_1 + ps(X - L_1)$$

$$T = 31.80 - 8.86(0.62) - 12.55(X - 0.62)$$

$$T(X) = -12.55(X - 0.62) + 26.30$$

$$T(0.62) = 26.30 \text{ KN}$$

$$T(3.47) = -9.46 \text{ KN}$$

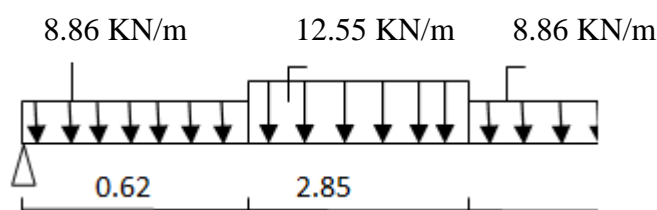
$$Ms + R_A(X) - qs \cdot L_1 \left(X - \frac{L_1}{2}\right) - ps \left(X - \frac{L_2}{2}\right) (X - L_1) = 0$$

$$M_s = 31.80(X) - 5.49(X - 0.31) - 12.55 \frac{(X - 0.62)^2}{2}$$

$$M_s(0.62) = 17.5 \text{ KN.m}$$

$$M_s(3.47) = 45.68 \text{ KN.m}$$

• **Tronçon: $3.02 \leq x \leq 5.67 \text{ m}$:**



$$T - R_A + q_s.L_1 + p_s.(L_2) + q_s.(X - L_2 - L_3) = 0$$

$$T(X) = 31.80 - 8.86(0.62) - 12.55(2.85) - 8.86(X - 3.47)$$

$$T(X) = -8.86(X - 3.47) - 9.46$$

$$T(3.47) = -7.45 \text{ KN}$$

$$T(5.67) = -28.95 \text{ KN}$$

$$M_s - R_A(X) + q_s.L_1(X - 0.31) + p_s.L_2(X - 2.05) + q_s.\frac{(X - 3.47)^2}{2}$$

$$M_s = 28.84(X) - 4.71(X - 0.31) - 31.57(X - 2.05) - 7.61 \frac{(X - 3.47)^2}{2}$$

$$M_s(3.47 \text{ m}) = 45.68 \text{ KN.m}$$

$$M_s(5.67 \text{ m}) = 0 \text{ KN.m}$$

Le tableau des moments et des efforts tranchants trouvés :

Tableau III.5: des moments et des efforts tranchants

Etats limites	ELU	ELS
L'effort tranchant maximal (KN)	44.03	31.80
Le moment maximal (KN.m)	63.17	45.68
La distance (x) (m)	2.72	2.72

Remarque :

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_{\text{umax}}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M_{\text{umax}}$

Pour avoir le diagramme des moments fléchissants avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Tableau III.6 : des moments fléchissants

Etats limites	ELU	ELS
Le moment maximal (KN.m)	63.17	45.68
Aux appuis (KN.m)	-18.9	-13.70
En travée (KN.m)	53.7	38.83

III.4.3.Ferraillage :

a.Calcul du ferraillage à L'ELU :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple

$$b_0 = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = h - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\gamma_s = 1.15 ; FeE400 \text{ MPa} ; Fed = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5$$

$$U_u = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b_0}$$

➤ **Aux appuis :**

$$U_{bu} = \frac{18.9 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.041$$

$$U_l = 0.392$$

$U_{bu} < U_l$: la section est simplement armée, $A_s' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \delta_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.041)}) = 0.052$$

Donc : $\beta = 0.98$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{18.9 \times 10^6}{0.98 \times 180 \times 348} = 307.8 \text{ m m}^2$$

$$A_s = 3.08 \text{ cm}^2$$

III.4.4Vérification à L'ELU :

a.Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91modifiés 99):

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :


$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000} , A_{min} \right\}$$

$$\begin{cases} A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \\ f_{ed} = 400 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{100 \times 20}{1000} , 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max \{ 2 \text{ cm}^2 , 1.56 \text{ cm}^2 \}$$

Donc :

$A_s = 3.83 \text{ cm}^2 \geq 2 \text{ cm}^2$  Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont inférieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera : $A_s = 3.83 \text{ cm}^2$

Conclusion de ferrailage:

On adopte $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec espacement :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

b. Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

c.Vérification de disposition d'armature : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)**- Armature longitudinale :**

$$S_t \leq \min[3h ; 33 \text{ cm}]$$

$$S_t \leq \min[3 \times 20 ; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Avec :

h = l'épaisseur de la paillasse (h = 20 cm)

- Armature de répartition :

$$S_t \leq \min[4h ; 33 \text{ cm}]$$

$$S_t \leq \min[3 \times 20 ; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ En travée :

$$U_u = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b_0}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$U_{bu} = \frac{53.7 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.116$$

$\mu_{bu} < \mu_l$ **donc** la section est simplement armée, $A_s' = 0$ (pas d'armature comprimée)

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \delta_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.116)}) = 0.155$$

Donc : $\beta = 0.93$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{53.7 \times 10^6}{0.93 \times 180 \times 348} = 921.8 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 9.22 \text{ cm}^2$$

III.4.4.Vérification à L'ELU :**a.Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000} , A_{min} \right\}$$

$$\begin{cases} A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \\ f_{ed} = 400 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{100 \times 20}{1000} , 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max \{ 2 \text{ cm}^2 , 1.56 \text{ cm}^2 \}$$

Donc :

$$A_s = 9.22 \text{ cm}^2 \geq 2 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Les armatures vérifiant la condition de non}$$

Fragilité sont inférieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera : $A = 9.24 \text{ cm}^2$

Conclusion de ferrailage :

On adopte : $A_s = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$ avec espacement :

$$St = \frac{100}{6} = 16.6 \text{ cm}$$

- Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

b.Vérification de disposition d'armature : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

- Armature longitudinal:

$$St \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = \min (45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

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

$$S_t = \min (3 \times 20 ; 33 \text{ cm})$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Avec :

h = l'épaisseur de la paillasse ($h = 20\text{cm}$)

- **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min[4h ; 45 \text{ cm}]$$

$$S_t \leq \min[4 \times 20 ; 45 \text{ cm}] = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

c. Vérification de l'effort tranchant : (Art III.2 / BAEL 91):

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que : **(La fissuration est préjudiciable)**

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

$$\tau_u = \frac{44.03 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = 2.5\text{Mpa}$$

donc : $\tau_u < \bar{\tau}$ Condition vérifié.

Conclusion:

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :

(Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} \end{array} \right. \quad (\Psi_s : \text{Coefficient de scellement})$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

$$\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76\text{mm}$$

$$\bar{\tau}_s = \frac{44.03 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 263.76} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_s = 1.03 < 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifier donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres .

III.4.5. Vérification à l'ELS :

a.Vérification des contraintes maximales dans le béton :

On doit vérifier la condition suivante : (BAEL.2.P85)

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

avec :

Y : la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite service.

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d A'_s}{7.5 (A_s + A'_s)}} - 1 \right]$$

➤ Aux appuis :

Avec $\begin{cases} \eta = 15 & \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{cases}$

$$Y = 15 \frac{4.52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{18 \times 100}{7.5 \times 4.52}} - 1 \right]$$

$$Y = 4.30 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3}(4.30)^3 + 15[4.52(18 - 4.30)^2]$$

$$I = 15375.61 \text{ cm}^4$$

❖ **Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = KY$**

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{13.7 \times 10^6}{15375.61 \times 10^4} = 0.18 \text{ N/mm}^3$$

$$\delta_{bc} = 0.18 \times 4.30 \times 10 = 7.74 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} < \overline{\delta_{bc}}$$

7.74 Mpa < 15 Mpa la condition est vérifiée.

➤ **En travée :**

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \quad \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A_s' = 0 \end{array} \right.$

$$Y = 15 \frac{9.24}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{18 \times 100}{9.24}} - 1 \right]$$

$$Y = 5.81 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3}(5.81)^3 + 15[9.24(18 - 5.81)^2]$$

$$I = 27132.85 \text{ cm}^4$$

❖ **Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$**

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{38.83 \times 10^6}{27132.85 \times 10^4} = 0.14 \text{ N/mm}^3$$

$$\delta_{bc} = 0.14 \times 5.81 \times 10 = 8.31 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} < \overline{\delta_{bc}}$$

8.31 Mpa < 15 Mpa la condition est vérifiée.

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	M _{ser} KN.m	A _s Cm ²	I Cm ²	Y Cm	K N/mm ³	σ _{bc} Mpa	σ̄ _{bc} Mpa	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Aux appuis	13.7	4.52	15375.61	4.30	0.18	7.74	15	C.V
En travée	38.83	9.24	27132.85	5.81	0.14	8.31	15	C.V

b. Vérification des contraintes dans l'Acier :

Fissuration peu nuisible donc pas de limite sur la contrainte d'acier

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

- Etat limite déformation (vérification de la flèche) :

On peut dire que ; Si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa}$$

Avec :

l : La longueur de la poutre (2.85 m)

h : hauteur de la section (20cm)

M_t : moment max en travée.

M_0 : moment de référence.

A : section d'acier tendu en travée.

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.20}{2.85} = 0,070 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.052 > \frac{1}{10} \times \frac{53.7}{63.17} = 0.085 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \Rightarrow \frac{9.24}{100 \times 18} = 0.005 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

On va vérifier la formule suivante :

$$f \leq \bar{f}_{adm} = \bar{f}$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \dots\dots\dots \text{Si } L > 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots \text{Si } L < 5,00 \text{ m } \quad \bar{f} = \frac{445}{500} = 0,57 \text{ cm}$$

$$f = \frac{M_{\text{ser}}^t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda u}$$

Avec :

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$M_s = 16,68 \text{ KN.m}$$

E_v : Module de déformation différée = 10818,87 [MPa].

E_i : Module de déformation instantanée = 32164,2 [MPa].

I_0 : module d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_0 = b \times \frac{h^3}{12} + n A s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = 100 \times \frac{20^3}{12} + 15 \times 9,24 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2$$

$$I_0 = 75537,06 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{9,24}{100 \times 18} = 0,0051$$

$$U = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,60$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 1}{1} \right) \times 0,0051} = 4,11$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 1}{1} \right) \times 0,0051} = 1,64$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_i} = \frac{1,1 \times 75537,06}{1 + 0,6 \times 4,11} = 23973,10 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{75537,06}{1 + 0,6 \times 1,64} = 38073,11 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M_{\text{ser}}^t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{38,83 \times 2,85^2}{10 \times 32164,2 \times 23973,11 \times 10^{-5}} = 0,42 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{M_{\text{ser}}^t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{38,83 \times 2,85^2}{10 \times 10818 \times 38073,11 \times 10^{-5}} = 0,76 \text{ cm}$$

$$f = f_v - f_i = 0,76 - 0,42 = 0,32 \text{ cm}$$

$$f = 0,32 \leq \bar{f} = 0,57 \text{ cm}$$

❖ Schéma de ferrailage d'escalier

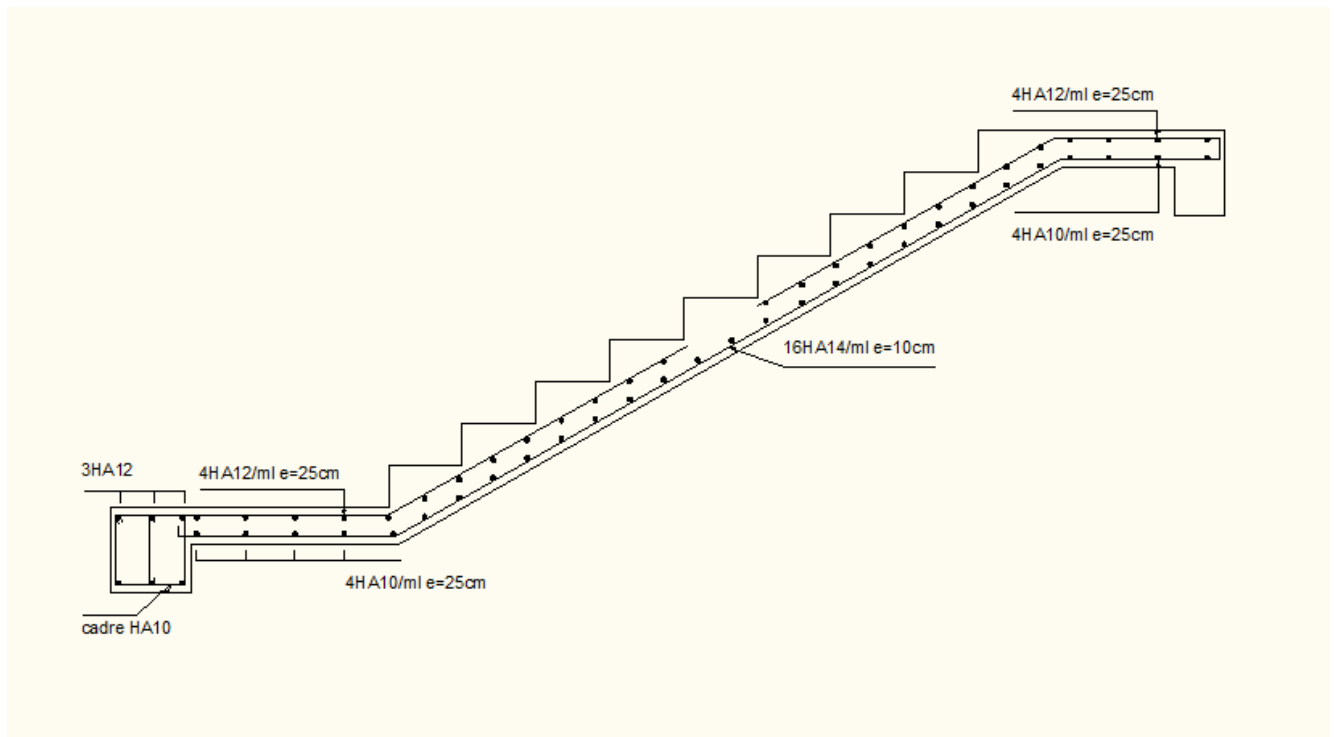
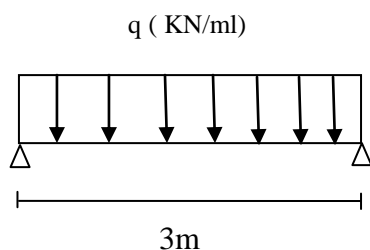


Figure III.5 : Schéma de ferrailage d'escalier

III .5. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées.



- La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.5.1. Prédimensionnement de la poutre palière:

Selon le **BAEL 91[2]**, les dimensions de la poutre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} 20 \leq h \leq 30 \text{ cm} \\ 7.5 \leq b \leq 15 \text{ cm} \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} h = 25 \text{ cm.} \\ b = 15 \text{ cm.} \end{array}$$

On adopt: (b x h) = (30x35).

❖ **Vérification:**

Le RPA99 [1] préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} \\ \frac{h}{b} 1.16 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

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

III.5.2.Chargement de la poutre palière:

1. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier:

- **ELU:** $R_B = 40.03 \text{ KN.}$
- **ELS :** $R_B = 28.94 \text{ KN/m}$
- $G_{\text{poutre palier}} = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$
- $G_{\text{mur}} = 2.52 \left(\frac{3.06 - 0.35}{2} \right) = 3.41 \text{ KN/ml}$

➤ **À l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G_p + R_A + 1.5Q = 1.35 (2.63 + 3.41) + 40.03 + 1.5(2.5) = 51.93 \text{ KN/ml.}$$

➤ **À l'ELS :**

$$q_s = G_p + R_A + Q = 6.04 + 24.94 + 2.5 = 33.48 \text{ KN/ml.}$$

III.5.3.Calcul des sollicitations:

➤ **À l'ELU :**

- **Moment isostatique:**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 51.93 \times \frac{(3)^2}{8} = 58.42 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant:**

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{51.93 \times 3}{2} = 77.89 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

- **Sur appuis:** $M_a = - 0.3 M_0 = - 0.3 \times 58.42 = - 17.52 \text{ KN.m}$

- **Sur travée:** $M_t = 0.85 M_0 = 49.65 \text{ KN.m}$

➤ **À l'ELS:**

- **Moment isostatique:**

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 33.48 \times \frac{(3)^2}{8} = 37.66 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant:**

$$T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{33.48 \times 3}{2} = 50.22 \text{ KN}$$

❖ Pour tenir compte de semi encastrement:

- **Sur appuis:** $M_a = -0.3 M_0 = -11.30 \text{ KN.m}$
- **Sur travée:** $M_t = 0.85 M_0 = 32 \text{ KN.m}$

III.5.4.Calcul de ferrailage:

$$u_u = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b_0}$$

➤ **Aux appuis :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$u_{bu} = \frac{17.52 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.2} = 0.037$$

D'après BAEL : $\mu_l = 0.391$

$\mu_{bu} < \mu_l$: la section est simplement armée, $A_s' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.037)}) = 0.048$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.98$$

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

$$A_s = \frac{17.52 \times 10^6}{0.98 \times 330 \times 348} = 155.67 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.55 \text{ cm}^2$$

III.5.5. vérification à l'ELU :**a. Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):**

Le ferrailage de la poutre palière doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \left\{ \frac{b \times h}{1000} , A_{\min} \right\}$$

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \\ f_{ed} = 400 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 (f_{c28}) = 2,1 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{30 \times 35}{1000} , 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max \{ 1,05 \text{ cm}^2 , 1,19 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_s = 1,55 \text{ cm}^2 \geq 1,19 \text{ cm}^2$$

❖ Conclusion de ferrailage :

$$\text{On adopt: } A_s = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$u_u = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b_0}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$u_{bu} = \frac{49,65 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,107$$

D'après BAEL : $\mu_l = 0,391$

$\mu_{bu} < \mu_l$: la section est simplement armée, $A_s' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \delta_s}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,107)}) = 0,141$$

Donc : $\beta = 0.94$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{49.95 \times 10^6}{0.94 \times 330 \times 348} = 459.93 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4.60 \text{ cm}^2$$

❖ vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):

$$A_s \geq \left\{ \frac{bh}{1000} , A_{\min} \right\}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}}$$

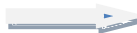
$$f_{ed} = 400 \text{ MPa}$$

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

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{30 \times 35}{1000} , 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max \{ 1.05 \text{ cm}^2 , 1.19 \text{ cm}^2 \}$$

Donc :

$A_s = 4.60 \text{ cm}^2 \geq 1.19 \text{ cm}^2$  Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont inférieures à celles calculées à l'ELU, alors on adoptera : $A_s = 4.60 \text{ cm}^2$

Conclusion de ferrailage :

On adopte : $A_s = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

b. Vérification de l'effort tranchant : (Art III.2 / BAEL 91):

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que : **(La fissuration est peu nuisible)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad \Rightarrow \quad T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{77.89 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{2.5}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{donc :}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Conclusion :

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c.Vérification d'adhérence des barres au cisaillement: (BAEL 91 art 5.1.1)

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i}$$

Ψ_s : 1.5 (acier Fe400, haute adhérence)

τ_u : Contrainte du cisaillement

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence

$\sum u_i = n\pi\varnothing$: **Somme** du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

\varnothing : Diamètre des barres ($\varnothing=12\text{mm}$)

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04\text{mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{77.89 \times 10^3}{0.9 (330)(113.04)} = 2.32 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres .

III.5.6.Vérification à l'ELS :

On doit vérifier la condition suivante : **(BAEL.2.P85) :**

a. La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

a) La Vérification des contraintes maximales dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d A'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \dots\dots \text{BAEL. 91. P. 155}$$

Avec:
$$\begin{cases} \eta = 15 & \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{cases}$$

$$Y = 15 \frac{3.39}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 33}{7.5 \times 3.39}} - 1 \right]$$

$$Y = 9.01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30}{3}9.01^3 + 15[3.39 \times (33 - 9.01)^2]$$

$$I = 36579.51 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{11.30 \times 10^6}{36579.51 \times 10^4} = 0.03 \text{ N/mm}^3$$

$$\delta_{bc} = 0.044 \times 9.01 \times 10 = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

➤ **En travée :**❖ **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

$$\overline{\delta_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d A'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \dots \dots \text{BAEL. 91. P. 155.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \eta = 15 & \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{cases}$$

$$Y = 15 \frac{4.62}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 33}{7.5 \times 4.62}} - 1 \right]$$

$$Y = 10.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30}{3} 10.25^3 + 15[4.62 \times (33 - 10.25)^2]$$

$$I = 46635.98 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{32 \times 10^6}{46635.98 \times 10^4} = 0.068 \text{ N/mm}^3$$

$$\delta_{bc} = 0.068 \times 10.29 \times 10 = 7.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée}$$

Conclusion :

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	M_s KN.m	A_s cm	I Cm ⁴	Y cm	K	σ_{bc} Mpa	$\overline{\sigma_{bc}}$ Mpa	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
Appuis	11.30	3,39	36579,51	9,01	0,028	2,78	15	C.V
Travée	32	4,62	46635,98	10,29	0,068	7.06	15	C.V

III.5.7. Etat limite de déformation (la flèche) :(Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99).

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{35}{300} = 0.116 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{35}{300} = 0.116 \geq \frac{29.62}{10 \times 34.85} = 0.085 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Tel que : M_t : moment dans les travers

M_0 : moment d'une poutre isostatique

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

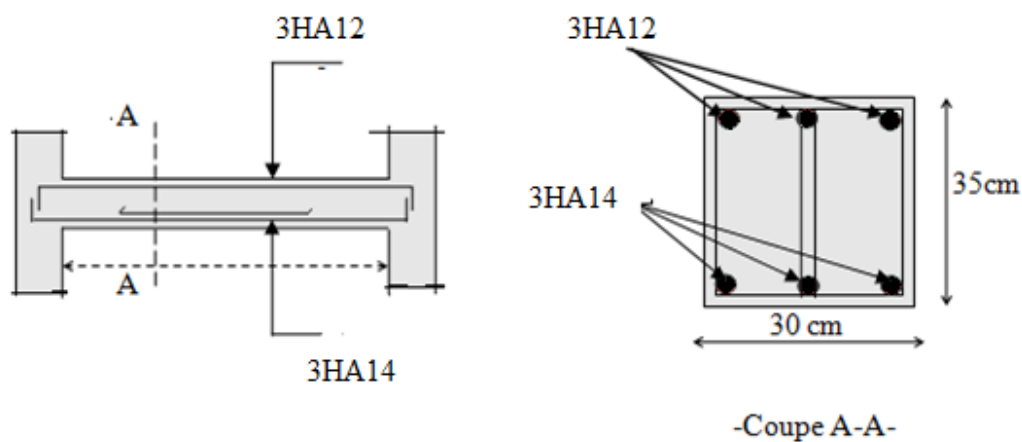
III.5.8. Schéma de ferrailage :

Figure III.6:Coupe de poutre palière

III.6. Calcul des Planchers à corps creux:**III.6.1.Définition :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigide dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- 1-transmettre les charges aux éléments porteurs.
- 2-Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les plancher de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4cm.

III.6.2.Prédimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T_e en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

III.6.3.Calcul des poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage.
- Le calcul après coulage

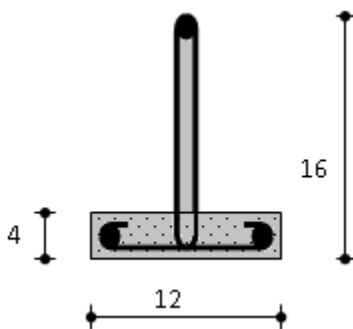
a) Avant coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis (simplement appuyée) ; elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est prise égale à 1KN/ml (d'après DTR B.C.2.2)

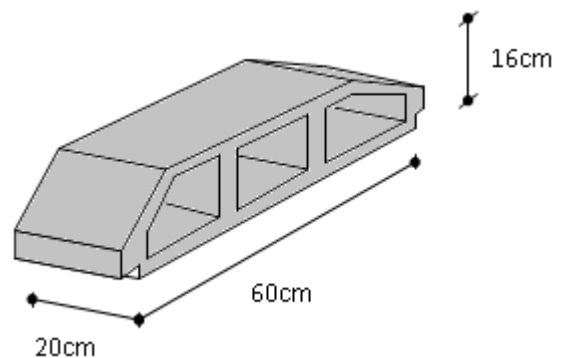
❖ Charges et surcharges :

Tableau III.7 :des Charges et surcharges des poutrelles

Charge Permanente	Poids propre des poutrelles	$25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/m}$
	Poids propre du corps creux	$0.95 \times 0.60 = 0.57 \text{ KN/m}$
	Total	0.69 KN/m
Charge d'exploitation	Main d'œuvre	$1 \times 0.60 = 0.60 \text{ KN/m}$



Poutrelle préfabriquée



corps creux

❖ Sollicitations combinées :

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.69 + 1.5 \times 0.60 = q_u = 1.83 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{\text{ser}} = 0.69 + 0.60 = q_{\text{ser}} = 1.29 \text{ KN/m}$$

❖ Sollicitations de calcul :

$$L_y = 4.45$$

Tableau III.8 : des moment et les effort tranchants

	ELU	ELS
$M = ql^2/8 (\text{KN.m})$	4.53	3.19
$T = ql/2 (\text{KN})$	4.1	2.87

III.6.4.Calcul de ferrailage:

La poutrelle travaille en flexion simple à l'ELU

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm} ; d = 0.9h = 3.6 \text{ cm}$$

$$\gamma_s = 1.15 ; FeE400 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5$$

$$U_u = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b_0} = \frac{4.53 \times 10^6}{0.12 \times 0.036^2 \times 14.2} = 2.05$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.13}{2.20} = 1.42$$

$$U_l = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$U_l = (3440 \times 1.42 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.392$$

f_{bu}	μ_{bu}	μ_l	γ	f_{c28}	Fe
14.20	2.05	0.392	1.42	25	400

Donc : $U_{bu} > U_l : A' \neq 0$, La section est doublement armée.

Remarque:

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armatures mais on est limité par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étaitements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

b) Après coulage :

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes : $b=60 \text{ cm}$, $h_0=4 \text{ cm}$, $b_0=12 \text{ cm}$, $h=24 \text{ cm}$.

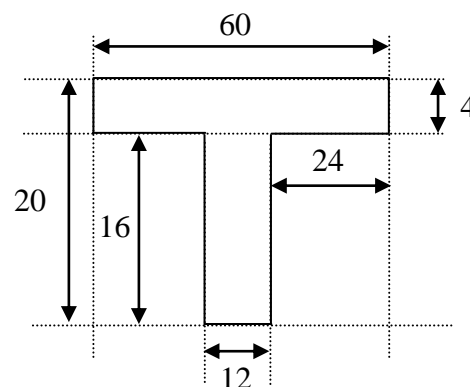


Figure III.7: Schéma de poutrelle

III.6.5.Charge et surcharge et La combinaison de charge :

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.60$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0.60$$

Tableau III.9 : Charge et surcharge et La combinaison de charge

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	G = 0,60G	q=0,60Q	qu(KN/m)	qs(KN/m)
Terrasse accessible	6.36	1	3.82	0,60	6.06	4.42
Etage courant	5.28	1.5	3.17	0.90	5.63	4.07
RDC	5.28	1.5	3.17	0.90	5.63	4.07

On calcule le plancher le plus le défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de l'Etage courant :

Donc on prend : $G = 6.36 \text{ KN/m}^2$

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

$$q_u = 6.06 \text{ KN/m}$$

III.6.6.Calcul des sollicitations:

- **Choix de la méthode de calcul :**

Pour la détermination des moments en travées, aux appuis et efforts tranchant le BAEL99 propose trois méthodes de calcul :

- méthode forfaitaire,
- méthode des trois moments,
- méthode de Caquot.

- ✓ **Méthode forfaitaire:**

- ❖ **Principe de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

- ❖ **Domaine d'application :**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

$$1) \quad \left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \\ \text{ou} \\ Q \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents Travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{array} \right.$$

4) Fissuration peu nuisible.

Remarque:

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique **la méthode de Caquot**.

❖ **L'application de la méthode :**

Vérification du domaine d'application :

- | | |
|--|-----------------------|
| -1 ^{ère} condition : $Q = 2,5 \text{ KN/m} \leq 5 \text{ KN/m}$ | satisfaite. |
| -2 ^{ème} condition : $I = \text{constant}$ | satisfaite. |
| -3 ^{ème} condition : fissuration peu préjudiciable | satisfaite. |
| -4 ^{ème} condition : $0,8 \leq \frac{3,95}{3} \leq 1,25$ | non satisfaite |

Note : les conditions d'application ne sont pas satisfaites on utilise **la méthode de Caquot**.

❖ **Méthode de Caquot :**

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

❖ **Principe de calcul :**

- Notation de longueur :

$L' = 0,8 L$ travée intermédiaire.

$L = L$ travée de rive.

- Cas des charges uniformément réparties.

Moment en appuis :

$$M_i(q) = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

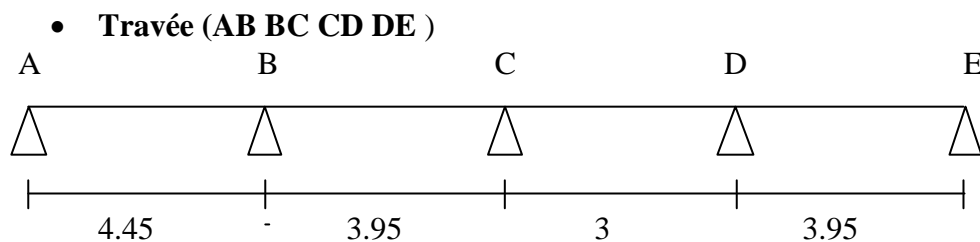
Moment en travée :

$$\begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{a_i < x_0} P_i x \end{cases}$$

Efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + qL + \sum P_i \end{cases}$$

✓ **Type 01 : (poutrelle a 4 travées) :**



➤ **Calcule le moment en appuie :**

Appuie A: $M_A = 0 \text{ KN.m}$

Appuie B: $M_B = - \frac{60.6 \times 4.25^3 + 6.06 \times 3.16^3}{8.5(4.45 + 3.16)} = 11.21 \text{ KN.m}$

Appuie C: $M_c = - \frac{60.6 \times 3.16^3 + 6.06 \times 2.4^3}{8.5(3.16 + 2.4)} = -5.82 \text{ KN.m}$

Appuie D: $M_D = -5.82 \text{ KN.m}$

Appuie E: $M_E = -11.21 \text{ KN.m}$

Appuie F: $M_F = 0 \text{ KN.m}$

Appuie E: $M_E = -11.21 \text{ KN.m}$

Appuie F: $M_F = 0 \text{ KN}$

➤ **Calcul le moment et l'effort tranchant a L'ELU :**

Travée AB :

$$V_W = \frac{0 - (-11.21)}{4.45} - \frac{6.06 \times 4.45}{2} = -10.96 \text{ KN}$$

$$V_E = -10.96 + (6.06 \times 4.45) = 16.007 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_W = -13.33 \text{ KN}$$

$$V_E = 10.61 \text{ KN}$$

Travée CD:

$$V_W = -9.09 \text{ KN}$$

$$V_E = 9.09 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_W = -10.60 \text{ KN}$$

$$V_E = 13.34 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_W = -16 \text{ KN}$$

$$V_E = 10.96 \text{ KN}$$

➤ **Calcule le moment en travée :**

Travée AB :

$$M_T = 0 + 10.96 \times 1.81 - 6.06 \frac{(1.81)^2}{2} = 9.91 \text{ KN.m}$$

$$X_0 = \frac{10.96}{6.06} = 1.81$$

Travée BC :

$$M_T = 3.45 \text{ KN.m}$$

$$X_0 = 2.19$$

Travée CD :

$$M_T = 0.99 \text{ KN.m}$$

$$X_0 = 1.5$$

Travée DE :

$$M_T = 3.45 \text{ KN.m}$$

$$X_0 = 1.75$$

Travée E F:

$$M_T = 9.91 \text{ KN.m}$$

$$X_0 = 2.64$$

Tableau III.10 : Les moments et efforts tranchants a l'ELU

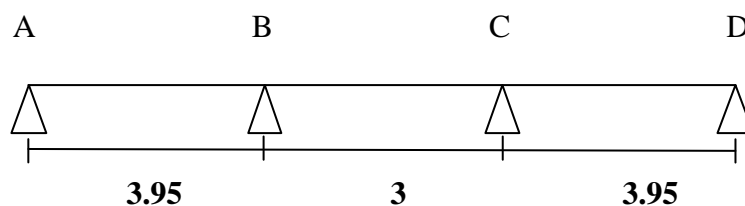
Travée	AB		BC	CD	DE	EF
L(m)	4.45		3.95	3	3.95	4.45
L'(m)	4.45		3.16	2.4	3.16	4.45
$V_w(\text{KN})$	-10.96		-13.33	-9.09	-10.6	-16
$V_E(\text{KN})$	16		10.61	9.09	13.34	10.96
$X_0(\text{m})$	1.81		2.19	1.5	1.75	2.64
$M_T(\text{KN.m})$	9.91		3.45	0.99	3.45	9.91
Appuis	A	B	C	D	E	F
M(KN.m)	0	-11.21	-5.82	-5.82	-11.21	0

Tableau III.11 : des moments et efforts tranchants a l'ELS

Travée	AB		BC	CD	DE	EF
L(m)	4.45		3.95	3	3.95	4.45
L'(m)	4.45		3.16	2.4	3.16	4.45
$V_w(\text{KN})$	-8		-9.72	-6.63	-7.73	-11.67
$V_E(\text{KN})$	11.66		7.74	6.63	9.72	8
$X_0(\text{m})$	1.8		2.2	1.5	1.75	2.64
$M_T(\text{KN.m})$	7.24		2.51	0.73	2.52	7.23
Appuis	A	B	C	D	E	F
M(KN.m)	0	-8.18	-4.24	-4.24	-8.18	0

✓ **Type 02 : (poutrelle a 3 travées) :**

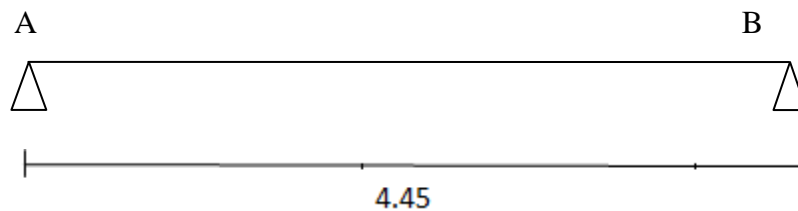
- **Travée (AB BC CD) :**

**TableauIII.12** : des moments et efforts tranchants à l'ELU

Travée	AB		BC	CD
L(m)	3.95		3	3.95
L'(m)	3.95		2.4	3.95
$V_w(KN)$	-9.82		-9.09	-14.11
$V_E(KN)$	14.12		9.09	9.82
$X_0(m)$	1.62		1.5	2.33
$M_T(KN.m)$	7.96		-1.65	7.96
Appuis	A	B	C	D
$M(KN.m)$	0	-8.47	-8.47	0

TableauIII.13 des moments et efforts tranchants à l'ELS

Travée	AB		BC	CD
L(m)	3.95		3	3.95
L'(m)	3.95		2.4	3.95
$V_w(KN)$	-7.16		-6.63	-10.30
$V_E(KN)$	10.30		6.63	7.16
$X_0(m)$	1.62		1.5	2.33
$M_T(KN.m)$	5.80		-1.21	5.82
Appuis	A	B	C	D
$M(KN.m)$	0	-6.18	-6.18	0

✓ **Type 03: (poutrelle a 1 travées) :**• **Travée (AB) :****Tableau III.14:** les moments et les efforts tranchants à l'ELU

Travée	AB	
L(m)	4.45	
L'(m)	4.45	
$V_w(KN)$	-13.48	
$V_E(KN)$	13.48	
$X_0(m)$	2.22	
$M_T(KN.m)$	15	
Appuis	A	B
$M(KN.m)$	-14.12	-14.12

Tableau III.15 : les moments et les efforts tranchants à l'ELS

Travée	AB	
L(m)	4.45	
L'(m)	4.45	
$V_w(KN)$	-9.83	
$V_E(KN)$	9.83	
$X_0(m)$	2.22	

$M_T(\text{KN.m})$	10.93	
Appuis	A	B
$M(\text{KN.m})$	-10.3	-10.3

III.6.7.Ferraillage :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

➤ **À L'ELU:**

$M^a_{u(\text{max})}(\text{KN.m})$	$M^t_{u(\text{max})}(\text{KN.m})$	$V_{W(\text{max})}(\text{KN})$	$V_{e(\text{max})}(\text{KN})$
14.12	15	16	16

➤ **À L'ELS:**

$M^a_{\text{ser}(\text{max})}(\text{KN.m})$	$M^t_{\text{ser}(\text{max})}(\text{KN.m})$	$V_{W(\text{max})}(\text{KN})$	$V_{e(\text{max})}(\text{KN})$
10.30	10.93	11.67	11.67

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**➤ **En travée :**

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée max : $M_{t \text{ max}} = 15 \text{ KN.m}$

❖ **Moment de référence:**

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$\text{avec: } \left\{ \begin{array}{l} F_{bc} = b \times h_0 \times F_{bu} = 0,60 \times 0,04 \times 14,20 \times 10^3 = 0,341 \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0,216 - \frac{0,04}{2} = 0,196 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b = 0,0668 \text{ N.m} = 66,38 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 66,38 \text{ KN.m} > 15,31 \text{ KN.m}$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est

comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b \times h$), $b = 60\text{cm}$ et $h = 20\text{cm}$

❖ **Calcule Ferrailage :**

$$U_u = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b_0}$$

$$U_{bu} = \frac{15 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$A_s = \beta \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\delta_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.054)}) = 0.056$$

$$A_s = 0.056 \times 60 \times 18 \times \frac{14.2}{348} = 2.47\text{cm}^2$$

$$U_{bu} < U_l : \text{Pas d'armatures comprimées (A' = 0).}$$

$$A_{s \text{ adopté}} : 3\text{HA}12 = 3.39\text{ cm}^2$$

Type	$M_u^{\text{t (max)}}$ [kN.m]	μ_{bu}	A'_s [cm ²]	A_{st} [cm ²]	Choix	$A_{s \text{ adopté}}$ [cm ²]
Résultats	15	0,054	0	2.47	3HA12	3.39

➤ **Aux appuis :**

$$M_A = 14.12\text{ KN.m}$$

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferrailage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (12×20) cm².

❖ **Calcule Ferrailage :**

$$U_u = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b_0}$$

$$U_{bu} = \frac{14.12 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.255$$

$$A_s = \beta \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\delta_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.255)}) = 0.3$$

$$A_s = 0.3 \times 12 \times 18 \times \frac{14.2}{348} = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ adopté}} : \text{HA14+HA12} = 2.67 \text{ cm}^2$$

Type	$M_{u \text{ (max)}}^t$ [kN.m]	μ_{bu}	A'_s [cm ²]	A_{st} [cm ²]	Choix	$A_{s \text{ adopté}}$ [cm ²]
Résultats	14.12	0.255	0	2.64	HA14+HA12	2.67

❖ **Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).**

Leur diamètres est donné par le :(BAEL91 modifie 99/Art7.2.2)

$$\phi \leq \min \left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right]$$

$$\phi \leq \min[0.57, 1.2, 1.2] = 5.7 \text{ mm}$$

ϕ_l :Diamètre minimum des armatures longitudinales.

Nous prendrons $\phi = 6 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : **2HA6**

$$2\text{HA6} = 0.57 \text{ cm}^2$$

❖ **L'espacement entre cadre :**

L'espacement est donné par le règlement (BAEL 91 modifier 99 /Art A.5.1.22) :

$$St = \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = \min[0.9 \times 18, 40 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}$$

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

III.6.8.Vérification à l'ELU :

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

- **Aux appuis :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \leq A_s = 2.67 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

- **En travée ;**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \leq A_s = 2.67 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

Vérification au cisaillement: (Art .A.5.1.1 /BAEL91 modifiée 99) :

$$V_{umax} = 16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{16 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33$$

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \dots \dots \dots CV$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i} \quad \text{avec } \sum U_i: \text{la somme des perimètre utile des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}^2$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{13.83 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

✓ **Ancrage des barres : (BAEL. Art. A.6.1.2) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.40 \text{ cm}$$

✓ **Ancrage des barres aux appuis :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \Psi = 1.5(HA)$$

✓ **Forfaitairement :**

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des croches, on prend :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 1.2 = 16.96 \text{ cm}$$

III.6.9.Vérification à l'ELS :

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

$$\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

- **En travée :**

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2, M_{ser} = 10.93 \text{ KN.m}, d = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + n.A'(y_1 - d')^2.$$

$$K = \frac{Ms}{I}$$

Calcul de y :

$$\frac{60y^2}{2} + 15(3.39)y - 15(3.39 \times 18) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 335.3$$

$$30y_1^2 + 50.85 y_1 - 915.3 = 0$$

$$y_1 = 4.74 \text{ cm}$$

$$I = \frac{60 \times 4.74^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (18 - 4.74)^2 = 11070.76 \text{ cm}^4$$

Calcul de K:

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{10.93 \times 10^6}{11070.76 \times 10^4} = 0.098 \text{ N/mm}^3$$

$$\delta_{bc} = K \times y_1 = 0.098 \times 47.4 = 4.64 < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

- **Aux appuis :**

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

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$Ms = 10.30 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.67 \text{ cm}^2$$

Calcul de y:

$$by_1^2 + 30(A' + A)y_1 - 30(A \times d + A' \times c') = 0 \quad (A'_s = 0)$$

$$by_1^2 + 30(2.67)y_1 - 30(2.67 \times 18) = 0$$

$$12y_1^2 + 80.1y_1 - 1441.8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 275$$

$$y_1 = 8.12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{12 \times 8.12^3}{3} + 15 \times 2.67 \times (18 - 8.12)^2 = 6051 \text{ cm}^4$$

Calcul de K:

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{10.30 \times 10^6}{6051 \times 10^4} = 0.17 \text{ N/mm}^3$$

$$\delta_{bc} = K \times y_1 = 0.17 \times 8.12 = 13.80 < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

✓ Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\delta_s = n \frac{M_s}{I} (d - y)$$

- En travée :

$$\delta_s = n \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \frac{10.93 \times 10^{-3}}{11070.76 \times 10^{-8}} \times (18 - 4.74) \times 10^{-2} = 196.37 \text{ MPa}$$

$$\delta_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots CV$$

- Aux appuie:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\delta_s = n \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \frac{10.30 \times 10^{-3}}{6051 \times 10^{-8}} \times (18 - 8.12) \times 10^{-2} = 252.26 \text{ MPa}$$

$$\delta_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots CV$$

III.6.10.Calcul de la flèche :**✓ Vérification de la flèche :**

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t,service}}{M_{a,service}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

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

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{tservice}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{aservice}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

• **Vérification des conditions :**

a. $\frac{h}{L} = 20/445 = 0.045 \leq 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV}$

b. $\frac{h}{L} = 20/445 = 0.045 \leq \frac{1}{10} \frac{10.93}{10.30} = 0.106 \dots \dots \dots \text{CV}$

c. $\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.67}{12 \times 18} = 0,0123 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{CNV}$

D'où le calcul de la flèche est nécessaire

$f \leq \bar{f}_{adm} = \bar{f}$

Tel que :

$$\begin{cases} \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots \text{Si } L > 5,00 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{Si } L < 5,00 \text{ m} \end{cases} \quad \bar{f} = \frac{445}{500} = 0.89 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \times \frac{h^3}{12} + n A s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = 60 \times \frac{20^3}{12} + 15 \times 3.39 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2$$

$$I_0 = 43254.4 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015$$

$$U = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0.83$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{60} \right) \times 0.015} = 2.7$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{60} \right) \times 0.015} = 1.08$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu\lambda_i} = \frac{1.1 \times 75537.06}{1 + 0.83 \times 2.7} = 14680.60 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \mu\lambda_v} = \frac{75537.06}{1 + 0.83 \times 1.08} = 22808.7 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M_{ser}^t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{10.93 \times 4.45^2}{10 \times 32164.2 \times 14680.6 \times 10^{-5}} = 0.46 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}^t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{10.93 \times 4.45^2}{10 \times 10818 \times 22808.7 \times 10^{-5}} = 0.88 \text{ cm}$$

$$f = f_v - f_i = 0.88 - 0.46 = 0.42 \text{ cm}$$

$$f = 0.42 \leq \bar{f} = 0.57 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

III.6.11.Étude de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).

La section minimale des armatures doit être :

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 f_e ; A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm, on a :

$$A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6 \text{ mm}$ est :

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

.

- Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

Donc on a : $A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{60}{400} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$

On prend $5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$

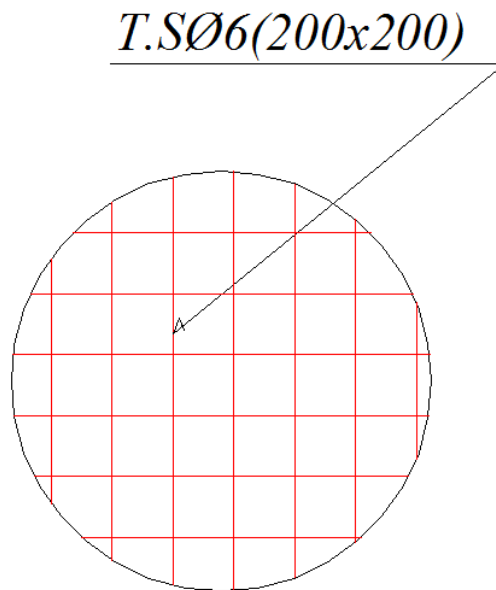
- **Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1,41}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On prend : $5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$

Conclusion:

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20x20**).



figureIII.8 : schéma ferrailage de la dalle de Compression

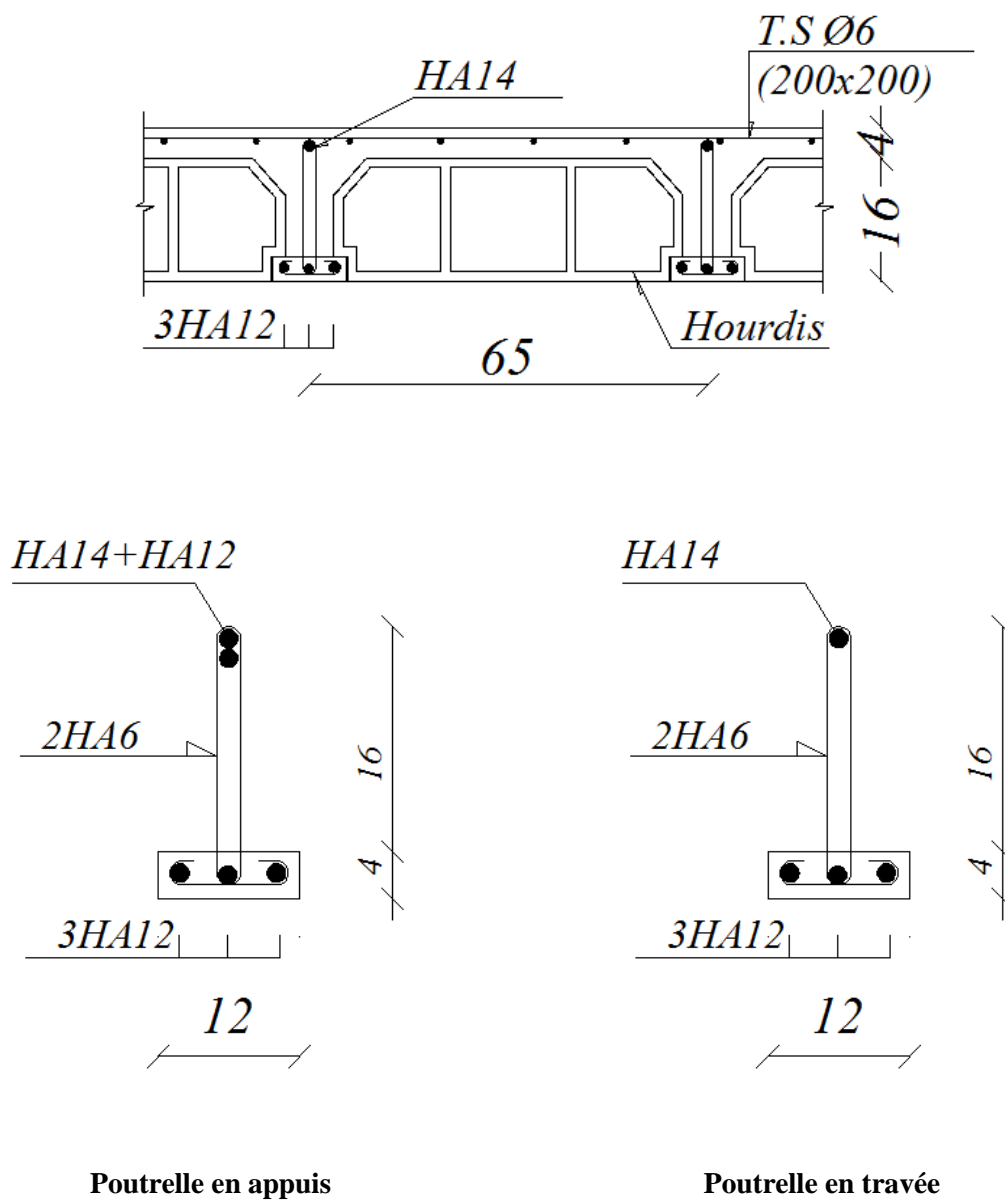


Figure III.9 : schéma Ferrailage du plancher

Chapitre IV :

Etude dynamique de la

structure

IV.1. Introduction.

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

IV.2 .Objectif de l'étude dynamique.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. Présentation du logiciel de calcul ETABS.

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS**. Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales d' ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI..etc*). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce

logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

IV.4.Modélisation.

IV.4.1 Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement .

En d'autres termes; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.4.2. Détermination des fréquences et modes propres.

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}, \{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : fréquence de vibration

φ : angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

D'où :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " *Equation caractéristique* ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en (ω).

Les N solutions ($W_1^2, W_2^2, \dots, W_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et est appelé mode fondamental

$$(W_1 < W_2 < W_3 \dots)$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

IV.5. Modélisation de la structure étudiée.

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de nommés *ETABS*.

a. Modélisation de la rigidité.

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type " Frame "(Poteaux- Poutres) à deux nœuds (6 d.d.l par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments " Shell "à quatre nœuds.

b. Modélisation de la masse.

- La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir $2,5\text{t/m}^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des nœuds correspondants à leur emplacement.

IV.6. Caractéristique géométriques et massique de la structure :

• Centre de torsion :

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les relations suivantes :

$$X_{tj} = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_{tj} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{xi} , I_{yi} : moments d'inertie de la section transversale par rapport à « ox ;oy » respectivement.

X_i , Y_i : coordonnées du point « i » par rapport au repère choisi.

X_{tj} , Y_{tj} : coordonnées de centre de torsion du niveau « j » par rapport au repère choisi.

• Excentricité :

L'excentricité c'est la distance entre centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structure comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera

qu'à chaque niveau et dans chaque direction ,la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeur suivantes :

- Excentricité statique:
- Excentricité accidentelle :

a.Excentricité statique:

C'est la distance entre le centre de torsion et le centre de masse suivant les deux directions, elle est calculée comme suit :

$$e_x = |x_m - x_t|$$

et $e_y = |y_m - y_t|$

b.Excentricité accidentelle :

C'est l'incertitude d'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

La résultante des excentricités est regroupée dans le tableau suivant

IV.7. Etude sismique.

Notre structure étant implantée en zone sismique IIa et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *ETABS* qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

a. Choix de la méthode de calcul.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans le cas de notre bâtiment étudié vu l'irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version

2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

b. Méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- 1- Une ductilité suffisante.
- 2- Une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

c. Les méthodes dynamiques :

- **La méthode d'analyse modèle spectrale :**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des siemens de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civil, dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des action accidentelles.

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibration libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel est requise en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple (SAP2000, ROBOT)

- **Spectre de réponse de calcul.**

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

S_a / g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 7%).

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

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

- **Résultantes des forces sismiques de calcul.**

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

- **Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :**

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coef d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type *Ila* et un Groupe d'usage 2.

Nous trouverons : $A = 0.15$

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **$R=3.5$**

- **Facteur de qualité Q :**

TableauIV.1 : Pénalité P_q en fonction de critère de qualité

Critère q	P_q	
	Senlongitudinal	Sens transversal
Condition minimal sur les fils de contreventement	/	/
Redondance en plan	0.05	/
Régularité en plan	/	/
Régularité en élévation	/	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
Σq	0.15	0.15

$Q=1 + \sum Pq$ (Tableau 4.4 : RPA 99V2003)

- Sens longitudinal : $Q_x=1+0.15=1.15$
- Sens transversal : $Q_y=1+0.15=1.15$

- **Facteur de correction d'amortissement " η " :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Formule 4.3 : RPA 99}$$

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

$\xi = 8.5\%$: pour Portiques en béton armé + les voiles.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.82$$

- **Période T1 et T2 du site considéré:**

$$T1 = 0.15 \text{ S}$$

$$T2 = 0.50 \text{ S}$$

- **Caractéristiques de l'ouvrage :**

- Zone IIa: sismicité faible.
- Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne
- Site S3 : $T1 = 0,15 \text{ s}$
 $T2 = 0,5 \text{ s}$
- Système de contreventement :
 $R = 3.5$ (portiques + voiles)
- Coefficient d'accélération de la zone :
 $A = 0,15$
- Facteur de qualité :
 $Q = 1,15$

- le spectre de réponse :

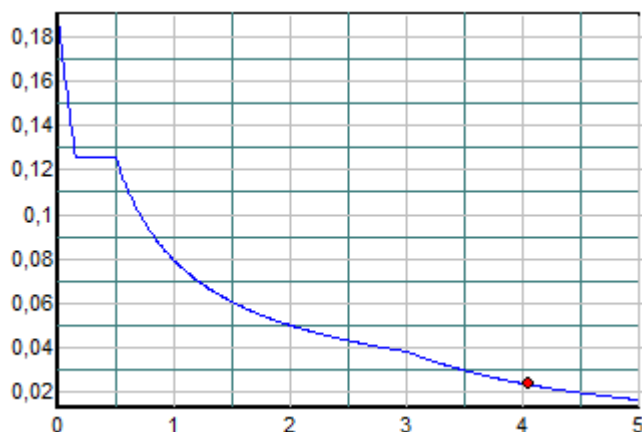


Figure IV.1: Diagramme de spectre de réponse

- Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :

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

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

$$h_N = 18.36 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$C_T = 0,05$$

Il est donné par le **tableau 4.6 du RPA99/v2003 page 31**.

$$T_1 = 0.05 \times 18.36^{3/4} = 0.44 \text{ s}$$

$D_x = 19.8 \text{ m}$ et $D_y = 11.35 \text{ m}$

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.09 \times \frac{18.36}{\sqrt{19.8}} = 0.37 \text{ s} \\ T_y = 0.09 \times \frac{18.36}{\sqrt{11.35}} = 0.49 \text{ s} \end{cases}$$

$$T = \min(T_1, T_x, T_y) = 0.37 \text{ s}$$

- Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :

$$0 < T < T_2 : D = 2.5\eta$$

$$T_2 < T < 3 \text{ s} : D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$T > 3 \text{ s} : D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3}$$

Ce qui donne : $D = 2.5\eta$

Avec : $0 < T < T_2$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.82 > 0.7$$

$$D_X = 2.5\eta = 2.5 \times 0.82 = 2.05$$

$$D_Y = 2.5\eta = 2.5 \times 0.82 = 2.05$$

Le coefficient dynamique moyen $D_X = 2.05$

Le coefficient dynamique moyen $D_X = 2.05$

• **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

- ELU= 1.35G+1.5Q
- ELS= G+Q
- G+Q \pm 1.2E
- G+Q \pm E
- 0.8G \pm E

IV.8 Modélisation:

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (**notion de diaphragme**).

Le tableau ci-dessous présent les périodes et les facteur de participation massique modale :

Tableau IV.2 : période et facteur de participation massique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	nature
1	0.35	70.073	0.0141	70.073	0.0141	1.315	1.315	translation X
2	0.34	0.0158	68.3653	70.0888	68.3794	0.0023	1.3174	translation Y
3	0.25	1.3971	0.0046	71.4859	68.384	66.9297	68.2471	rotation Z
4	0.0910	16.07	0.0001	87.5559	68.3841	0.0772	68.3243	
5	0.06974	0.0004	19.3035	87.5563	87.6876	0.0019	68.3262	
6	0.04903	0.0646	0.0023	87.6209	87.6899	19.4655	87.7916	
7	0.037371	6.4437	0.0002	94.0646	87.6901	0.0239	87.8155	
8	0.027418	0.0004	7.0313	94.065	94.7214	0.0007	87.8162	

9	0.02004	3.2965	0.0005	97.3614	94.7219	0.0877	87.9039	
10	0.019261	0.0174	0.0008	97.3788	94.7227	6.9196	94.8235	
11	0.015371	0.0005	3.3234	97.3793	98.046	0.0005	94.824	
12	0.012648	1.7882	0.0009	99.1675	98.0469	0.0067	94.8308	

- **La période fondamentale de la structure :**

Interprétation :

1-ce modèle présente une période fondamentale $T=0.35$.

2-les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

3-le 3^{ème} mode est un mode de rotation .

4-on doit retenir les 12 premiers modes ,pour que les coefficient de participation massique atteigne les 90%(selon RPA99)

Estimation de la période fondamentale de la structure selon le RPA

Les valeurs de Calculé par logiciel **ETABS** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes

Soit :

$$T_{RPA} = C_T \cdot h_N^{3/4} \text{ (formule (4.6) RPA99 ver 2003).}$$

h_N = hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 18.36 \text{ m}$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

$$C_T = 0.05 \text{ (tableau (4.6) RPA99 ver 2003)}$$

$$T_{ETABS} < 1.3 T_{RPA}$$

$$T_{RPA} = 0.44$$

La période fondamentale obtenue par ETABS $< 1.3 T_{RPA}$ est inférieure à celle du RPA99/03

D'après le tableau précédent on ne constate que 13 modes de vibration.

1^{er} mode : ($T=0.35 \text{ s}$) mode de translation suivant l'axe X..... **figure IV.2.**

2^{ème} mode : (T=0.34) mode de translation suivant l'axe Y.....figure IV.3 .

3^{ème} mode : (T=0.25) mode de rotation.....figure IV.4.

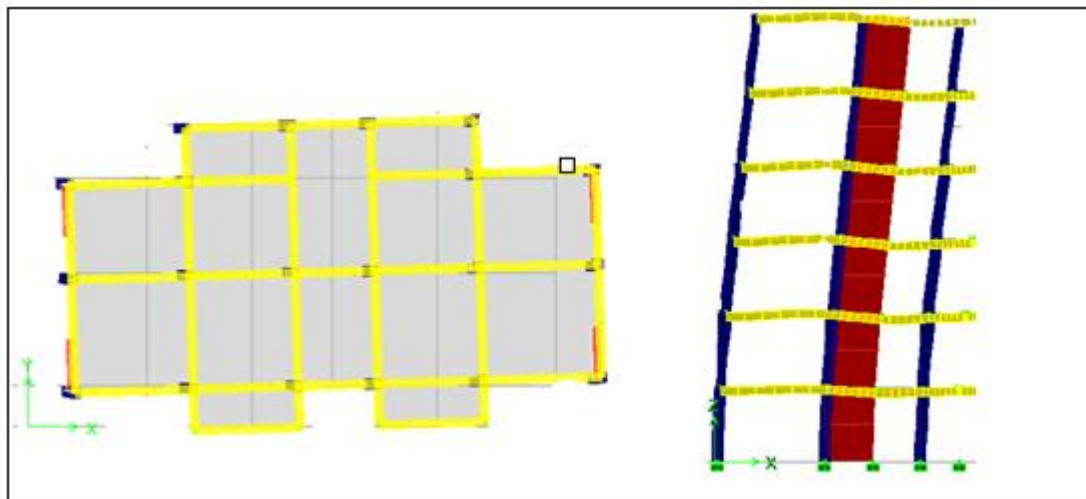


Figure IV.2 : 1^{er} mode : (T=0.35) mode de translation suivant l'axe X

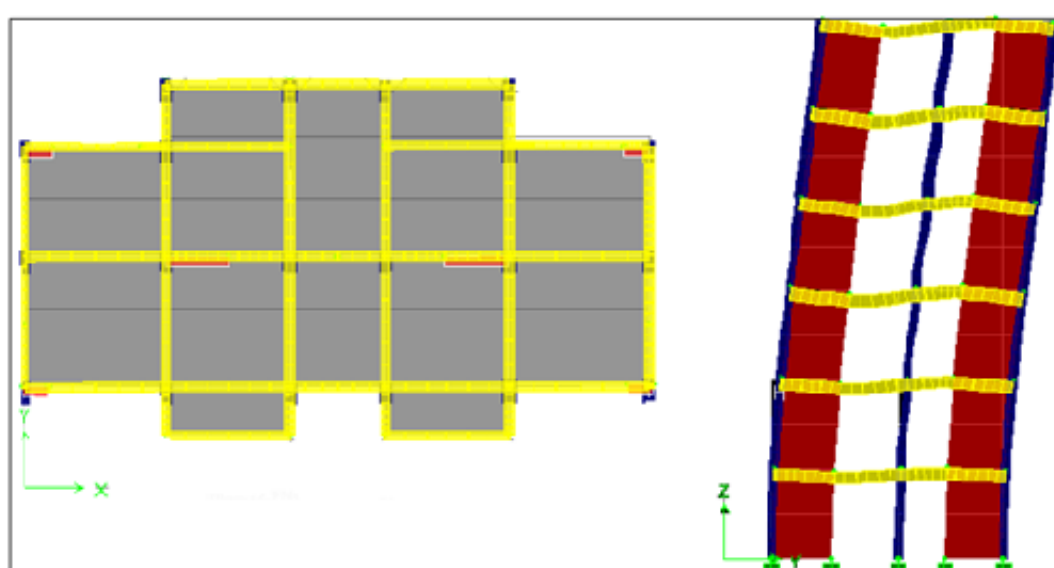


Figure IV.3 : 2^{ème} mode : (T=0.34) mode de translation suivant l'axe Y

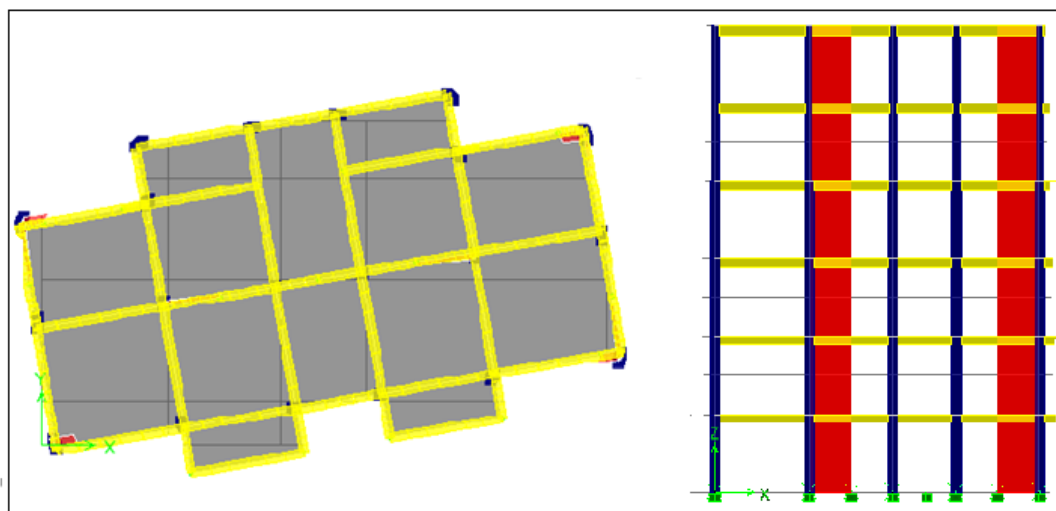


Figure IV.4 : 3^{ème} mode (T=0.34) mode de rotation suivant l'axe Z

IV.9.Poids total de la structure "W" :

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations, d'après : (le tableau 4.5, RPA99V2003, P30).

$$W_T = \sum W_i$$

Avec $W_i = W_{gi} + B w_{qi}$

W_{gi} : poids due aux charges permanente

W_{qi} : charge d'exploitation β

B : coefficient de pondération (d'après RPA99 ; B = 0,2)

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donne par le logiciel SAP2000 :

Tableau IV.3:Poids des différents niveaux

Niveau(m)	W étage(t)
RDC	274.4101
1	271.9053
2	271.9053
3	272.4023
4	267.2085
5	225.9503
masse total	1583.7818

IV.10.Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$W_T = 1583.7818 \times 9.81 = 15536.89 \text{ KN}$$

$$V_x = V_y(\text{statique}) = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W_T$$

W_T : Poids total de la structure.

$$V_x = V_y(\text{statique}) = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.15}{3.5} \times 15536.89 = 1688.47 \text{ KN}$$

IV.11.Résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

si $V_{dt} < 0.80V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $\frac{0.8V_s}{V_{dt}}$

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.4: comparaison entre l'effort statique et dynamique

V (KN)	V statique(KN)		V dynamique(KN)	
L'effort tranchant à la base	Vx	Vy	Vx	Vy
	1688.47	1688.47	1627.28	1621.06

$$V_x(\text{dynamique}) = 1627.28 > 0.8V_x(\text{statique}) = 0.8 \times 1688.47 = 1350.77 \dots \dots \dots CV$$

$$V_y(\text{dynamique}) = 1621.06 > 0.8V_y(\text{statique}) = 0.8 \times 1688.47 = 1350.77 \dots \dots \dots CV$$

IV.12 Distribution de la résultante des force sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99).

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$F_t = 0.07.T.V \quad \text{si } T > 0.7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0.7s$$

on a: $T \leq 0.7s$

Donc: $F_t = 0$ et $V = \sum F_i$

$$F_i = \frac{[(V - F_t)W_i h_i]}{\sum W_j h_j}$$

F_i :Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i :niveau du plancherou s'exerce la force F .

h_j :Niveau d'un plancher quelconque.

W_i, W_j : poid revenant aux planchers.

Les résultat sont résumés dans le tableau suivant :

a.Sens longitudinal :

Tableau IV.5 :la distribution de larésultantedes force sismique longitudinal selon h

	Wi(t)	hi(m)	Wi*9.81(kN)	Wi.hi(KN.m)	$\sum wihi(kN.m)$	Vx(KN)	Fix(kN)
STORY1	274.4101	3.06	2691.96308	8237.40703	162559.427	1627.28	82.4594916
STORY2	271.9053	6.12	2667.39099	16324.4329	162559.427	1627.28	163.413612
STORY3	271.9053	9.18	2667.39099	24486.6493	162559.427	1627.28	245.120418
STORY4	272.4023	12.24	2672.26656	32708.5427	162559.427	1627.28	327.424613
STORY5	267.2085	15.3	2621.31539	40106.1254	162559.427	1627.28	401.477152
STORY6	225.9503	18.36	2216.57244	40696.2701	162559.427	1627.28	407.384718
				162559.427			

b.Sens transversal :**Tableau IV.6 :** la distribution de la résultante des force sismique transversal selon h

	Wi(t)	hi(m)	wi*9.81(kN)	Wi.hi(KN.m)	Σwihi(kN.m)	Vy(KN)	Fiy(kN)
STORY1	274.4101	3.06	2691.96308	8237.40703	162559.427	1621.06	82.1443043
STORY2	271.9053	6.12	2667.39099	16324.4329	162559.427	1621.06	162.788991
STORY3	271.9053	9.18	2667.39099	24486.6493	162559.427	1621.06	244.183487
STORY4	272.4023	12.24	2672.26656	32708.5427	162559.427	1621.06	326.173088
STORY5	267.2085	15.3	2621.31539	40106.1254	162559.427	1621.06	399.942574
STORY6	225.9503	18.36	2216.57244	40696.2701	162559.427	1621.06	405.827559
				162559.427			

IV.13.Vérification au Renversement :

Pour cette vérification on utilise la combinaison suivant : **0.8G +E**

Pour que le bâtiment soit stable sur renversement il doit vérifier la relation suivant :

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

Ms : moment stabilisateur du aux charge vertical $M_s = W \times \frac{L}{2}$

Mr : moment stabilisateur du aux charge horizontal $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : poids de bâtiment du au 80% de charge permanent.

F : force sismique de niveau.

IV.14. calcule moment de renversement :

Le moment de renversement est calculé par la formule suivante :

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

i : étant de chaque niveau .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

TableauIV.7 : Calcule moment de renversement :

Niveau	hi (m)	Fix (kN)	Mrx (KN.m)	Fiy (KN)	Mry (KN.m)
RDC	3,06	82,4594916	252,326044	82,1443043	251,361571
Niveau 1	6,12	163,413612	1000,09131	162,788991	996,268627
Niveau 2	9,18	245,120418	2250,20544	244,183487	2241,60441
Niveau 3	12,24	327,424613	4007,67726	326,173088	3992,3586
Niveau 4	15,3	401,477152	6142,60042	399,942574	6119,12138
Niveau 5	18,36	407,384718	7479,58342	405,827559	7450,99399
			21132,4839		21051,7086

- **Vérification :**

a.Sens longitudinal :**TableauIV.8** : Vérification au renversement (sens longitudinal)

W(kN)	Lx (m)	Lx/2	M (KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	vérification
12429.52	19.8	9.9	123052.24	21132.4839	5.82	oui

b.Sens transversal :**TableauIV.9** :Vérification au renversement (sens transversal)

W(kN)	Ly (m)	Ly/2	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	vérification
12429.52	11.35	5.67	70537.52	21051.7086	3.35	oui

- **Justification de l'interaction portiques-voiles :**

Pour la justification de l'interaction portiques – voiles, on doit vérifier :

* Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales :

* Les sollicitations verticales totales de la structure : 18651.56KN.

* Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 11194.51 KN.

$$\frac{18651.56}{11194.51} = 0.4$$

Donc : 40% > 20% CV

Tableau IV.10 : pourcentage des sollicitations dus aux charge vertical

Niveau	Charge reprise		pourcentage	
RDC	voil	portique	%voil	% portique
	18651.56	11194.51	40	60

IV.15.Evaluation des excentricités :

$$\begin{cases} E_X = |X_G - X_{CR}| \\ E_Y = |Y_G - Y_{CR}| \end{cases}$$

Avec :

X_G, Y_G : centre de masse.

X_{CR}, Y_{CR} : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 :Centre de masse et centre de rigidité

	MASSE	X_G	Y_G	X_{CR}	Y_{CR}	E_X	E_Y
STORY1	274.4101	9.899	5.978	9.85	6.31	0.049	0.332
STORY2	271.9053	9.899	5.947	9.832	6.614	0.067	0.667
STORY3	271.9053	9.899	5.947	9.834	6.671	0.065	0.724
STORY4	272.4023	9.899	5.947	9.838	6.682	0.061	0.735
STORY5	267.2085	9.89	5.892	9.841	6.674	0.049	0.782
STORY6	225.9503	9.899	5.789	9.843	6.654	0.056	0.865

IV.16. Déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_K = R \times E$$

E: Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement =3.5 .

ΔK : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

a.Sens longitudinal :

tableauIV.12 :le déplacement inter-étage dans le sence XX

	SENS XX							
	E_X	R	δ_K	δ_{K-1}	ΔK	h	k_{admi}	observation
6	0.0059	3.5	0.02065	0.0168	0.00385	3.06	0.0306	cv
5	0.0048	3.5	0.0168	0.0126	0.0042	3.06	0.0306	cv
4	0.0036	3.5	0.0126	0.0084	0.0042	3.06	0.0306	cv
3	0.0024	3.5	0.0084	0.00455	0.00385	3.06	0.0306	cv
2	0.0013	3.5	0.00455	0.0014	0.00315	3.06	0.0306	cv
1	0.0004	3.5	0.0014	0	0.0014	3.06	0.0306	cv

b.Sens transversal :

tableauIV.13 :le déplacement inter-étage dans le sence YY

	SENS YY							
	E_Y	R	δ_K	δ_{K-1}	ΔK	h	k_{admi}	observation
6	0.0058	3.5	0.0203	0.01575	0.00455	3.06	0.0306	cv
5	0.0045	3.5	0.01575	0.01155	0.0042	3.06	0.0306	cv
4	0.0033	3.5	0.01155	0.00735	0.0042	3.06	0.0306	cv
3	0.0021	3.5	0.00735	0.00385	0.0035	3.06	0.0306	cv
2	0.0011	3.5	0.00385	0.00105	0.0028	3.06	0.0306	cv
1	0.0003	3.5	0.00105	0	0.00105	3.06	0.0306	cv

conclusion :

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépasse pas le déplacement pas le déplacement admissible alors la condition de l'art 5.10 du RPA/version 2003 est vérifier.

IV.17.Justification de l'effet P-δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaire à tous les niveaux : **L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40 :**

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta K}{V_K \times h_K}$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

V_K : effort tranchant d'étage au niveau k.

ΔK :déplacement relatifdu niveau (K)par rapport(k-1) (résultat ETABS).

a.Sens longitudinal :

TableauIV.14 :Effets du second ordre dans le sens XX

SENSXX							
	P_K	h_K	Δk	V_X	Fix	Θ	< 0.10
6	2216.57244	3.06	0.00385	507.93	407.384718	0.0054	cv
5	2621.31539	3.06	0.0042	902.7	401.477152	0.0039	cv
4	2672.26656	3.06	0.0042	1205.01	327.424613	0.0030	cv
3	2667.39099	3.06	0.00385	1425.64	245.120418	0.0023	cv
2	2667.39099	3.06	0.00315	1569.19	163.413612	0.0017	cv
1	2691.96308	3.06	0.0014	1634.51	82.4594916	0.0007	cv

b.Sens transversal :**Tableau IV.15 :** Effets du second ordre dans le sens XX

	SENS YY						
	P_k	h_k	Δk	V_Y	F_{IY}	Θ	< 0.10
6	2216.57244	3.06	0.00455	529.85	405.827559	0.0062	cv
5	2621.31539	3.06	0.0042	916.75	399.942574	0.0039	cv
4	2672.26656	3.06	0.0042	1202.43	326.173088	0.0030	cv
3	2667.39099	3.06	0.0035	1412.84	244.183487	0.0021	cv
2	2667.39099	3.06	0.0028	1555.26	162.78891	0.0015	cv
1	2691.96308	3.06	0.00105	1625.18	82.1444304	0.0005	cv

Conclusion :

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon prescription du code parasismique RPA99 : $\Theta < 0.10 \implies$ L'effet du second ordre est négligé.

Chapitre V :

Etude des éléments résistants

V.1.Les poteaux :**V.1.1. Introduction :**

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul du ferrailage sont imposées par le **BAEL91**, et le **RPA99 V 2003** de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

V.1.2. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

➤ Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

➤ Les sollicitations :

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

▪ Selon BAEL 91 :Situation durable :

$$E.L.U : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

$$E.L.S : G + Q \dots\dots\dots (2)$$

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

$$G + Q + E \dots\dots\dots (3)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots (4)$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations suivantes :

1-Situation durable.

2-Situation accidentelle.

Tableau V.1. Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

section	ELU		0.8G+E		0.8G+E	
	N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.m)	M_{MAX} (KN.m)	N_{COR} (KN)	N_{MIN} (KN)	M_{COR} (KN.m)
45x45	1103.22	1.071	29.177	-480.95	-24.24	0.091
40x40	735.65	5.455	48.025	-197.94	-11.17	0.184
35x35	ELU		ELU		ELU	
	374.4	11.079	38.042	-46.97	-3.58	0.464

V.1.3.Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \dots\dots\dots \text{RPA 99V2003, P50, §7.4.3}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique ($G + Q + 1.2 Ex$) est représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.2:Vérification des poteaux sous sollicitation normales

poteau	B_c	surface	N_d	f_{c28}	$V < 0,3$	observation
1	45x45	2025	1103,22	25	0,022	cv
2	45x45	2025	1103,22	25	0,022	cv
3	40x40	1600	735,65	25	0,018	cv
4	40x40	1600	735,65	25	0,018	cv
5	35x35	1225	374,4	25	0,012	cv
6	35x35	1225	374,4	25	0,012	cv

V.1.4.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d}$$

$$\tau_{bu} = \rho d \times f_{c28} \dots \dots \dots RPA 99V2003, P51, \S 7.4.3.2 \quad .$$

$$\rho d = 0.075 \quad si \quad \lambda g > 5$$

$$\rho d = 0.04 \quad si \quad \lambda g < 5$$

λg : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda g = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right] \quad \dots \dots \dots RPA 99V2003, P71$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times l_0$$

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142$$

Tableau V.3:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

poteau	T	Tu	λg	pd	T _{bu}	observation
1	24,88	0,136	4,76	0,04	1	cv
2	24,88	0,136	4,76	0,04	1	cv
3	32,28	0,224	5,36	0,075	1,87	cv
4	32,28	0,224	5,36	0,075	1,87	cv
5	28,28	0,256	6,12	0,075	1,87	cv
6	28,28	0,256	6,12	0,075	1,87	cv

V.1.5.Calcul de ferrailage :

Dans le calcul, on considère le poteau le plus sollicité.

V.1.5.1.Armatures longitudinales :

Une section travaille à la flexion composé est dite partiellement comprimée si :

Le centre de pression « c » se trouve à l'extérieure du segment limité par les armatures, et N est un effort de compression.

Le centre de pression « c » se trouve à l'intérieur segment limité par les armatures, et N est un effort de compression et la condition suivant est vérifier :

$$N(d - c') - M1 < (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b x h^2 x \delta b$$

$$M1 = N(et + d - \frac{h}{2})$$

✓ **Calcul des armatures à ma flexion simple :**

$$u = \frac{M}{\delta b \times b \times d^2}$$

$$U < 0.392$$

$Af' = 0$ (section simplement armée).

$$Af = Af' = \frac{M}{\delta s \times \beta \times d}$$

✓ **Calcul des armatures à la flexion composé :**

$A' = Af'$ (Armature comprimées)

$$A = Af - \frac{N}{100\delta s} \text{ (Armature tendu)}$$

Si : $A \leq 0$ et $A' = 0$: théoriquement, aucune armature n'est nécessaire. il faut prévoir des armatures minimale.

Si $A \leq 0$ et $A \neq 0$:

$$A' = 0.4y^2 - c.y + \frac{N(e + c - d)}{80\delta b} = 0$$

si $A = 0$:

$$A' = \frac{N - 80\delta_{bc} \times b \times y}{100\delta_s}$$

✓ **Section minimal:**

- **Recommandation du RPA99 :**

D'après le RPA99 (article 7.4.2 page 50). Les armatures longitudinales doivent être a haute adhérence droites et sans crochet, leur pourcentage en zone sismique III est limité par

$$0,9\% < \frac{A_s}{bh} < 4\% \text{ en zone courante.}$$

$$0,9\% < \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ en zone de recouvrement.}$$

$$A_s > 0,9 \% bh$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La largeur de recouvrement est de **40 ϕL**
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25cm
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques)

Les résultats de ferrailage longitudinale sont regroupe dans le tableau suivant:

Tableau V.4: Ferrailage des poteaux

Section (cm^2)	$A_{cal}(cm^2)$		A_{RPA} (cm^2)	A_{BAEL} (cm^2)	choix	A_{Adopt} (cm^2)
	A_1	A_2				
45 x 45	0	0	16.2	2.22	4HA20+4HA16	20.61
	0.45	0.46				
	11.97	6.06				
40 x 40	0	0	12.8	1.73	8HA16	16.08
	0.19	0.29				
	9.14	0				
35 x 35	0	0	9.8	1.33	8HA14	12.32
	0.1	0				
	4.4	0				

V.1.5.2.Armatures transversales :

RPA99 :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times V}{h_1 \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversal (f_e 235 MPa)

ρ_a : Coefficient correct qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

t : l'espacement des armatures transversal

Zone nodale : $t \leq \min(10\phi_1 ; 15cm)$

Zone courante : $t \leq 15\phi_1$ (ϕ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinales).

La quantité des armatures transversales vers soles $A_t/t.b1$ en % est donnée comme suit :

$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$; $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$; $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédents.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = (l_f/a ; l_f/b)$.

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

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$).

BAEL91 (art A.8.1.3) :

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \phi_l/3$

Leur espacement : $S_t \leq \min(15\phi_l ; 40\text{cm} ; a + 10\text{cm})$

V.1.6.Exemple de calcul :

Soit le poteau du RDC (dimension 45×45) :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$, $FeE400$, $S = 45 \times 45$, $c = c' = 4 \text{ cm}$. ;

$L = 3.06 \text{ m}$: hauteur totale du poteau.

V.1.6.1.Ferraillage longitudinal :

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

($N_{\max} = 1103.22 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 1.071 \text{ KN.m}$) : la combinaison (1.35G+1.5Q)

($M_{\max} = 29.177 \text{ KN.m}$; $N_{\text{corr}} = 480.95 \text{ KN}$) : la combinaison (0.8G+E)

($N_{\min} = 24.24 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 0.091 \text{ KN.m}$) ; la combinaison (0.8G+E)

a.ELU :

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A.4.35 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normale avant application des excentricités additionnelles.

e_a = excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (l'après l'exécution).

e_2 = excentricité due aux effets du second ordre

$M_{\max} = 1.071 \text{ KN.m}$; $N_{\text{cor}} = 1103.22 \text{ KN}$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 1.224) = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} \Rightarrow e_0 = \frac{1.071}{1103.22} = 9.7 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.02 + 0.00097 = 0.021 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si :

$$\frac{L_f}{h} < \max(15 ; 20 \frac{e_0}{h})$$

L : hauteur totale du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$4.76 < \max(15 ; 0.043 \text{ cm})$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 16.47 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.81$$

$$e_2 = \frac{3 L_f^2}{h} + (2 + \alpha \Phi) = \frac{3 \times 2.142^2}{0.45} + (2 + 0.81 \times 2) = 0.011 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.021 + 0.02 + 0.011 = 0.032 \text{ m}$$

$$M_{\text{corr}} = N_u \times e = 1103.22 \times 0.032 = 35.30 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\max} = 1103.22 \text{ KN} , M_{\text{corrigés}} = 35.30 \text{ KN}$$

$$A = (0.337h - 0.81c')b \times h \times \overline{\delta s} = (0.337 \times 450 - 0.81 \times 40) \times 45 \times 45 \times 14.2$$

$$A = 342903.37 \text{ N.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_a$$

$$M_a = M_{\text{corr}} + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 35.30 + 1103.22 \left(0.41 - \frac{0.45}{2}\right) = 239395.7 \text{ N.m}$$

$$B = 1103.22 \times (0.41 - 0.04) - 239395.7 = 168796.4 \text{ N.m}$$

$B < A$, donc la section est partiellement comprimée

$$u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \overline{\delta s}} = \frac{239395.7 \times 10^3}{14.2 \times 450 \times 410^2} = 0.22$$

$$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa} , \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{situation accidentelle}$$

$$M < \mu l \Rightarrow \alpha = 0.31 , \quad \beta = 0.87$$

$$A_f = \frac{M_a}{\overline{\delta s} \times \beta \times d} = \frac{239395.7 \times 10^3}{0.87 \times 348 \times 410} = 19.29 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \delta_s} = 1929 - \frac{1103.22 \times 10^3}{100 \times 348} = -12.29 \text{ cm}^2$$

b. 0.8G+E :

$$M_{\max} = 29.177 \text{ KN.m} ; \quad N_{\text{cor}} = 480.95 \text{ KN}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 1.224) = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} \Rightarrow e_0 = \frac{29.177}{480.95} = 0.060 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.02 + 0.060 = 0.08 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 L_f^2}{h} + (2 + \alpha \Phi) = \frac{3 \times 2.142^2}{0.45} + (2 + 0.81 \times 2) = 0.011 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.08 + 0.02 + 0.011 = 0.111 \text{ m}$$

$$M_{\text{corr}} = N_u \times e = 480.95 \times 0.111 = 53.38 \text{ KN.m}$$

- Les efforts corrigés:

$$N_{\text{cor}} = 480.95 \text{ KN} , \quad M_{\text{corri}} = 53.38 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c')b \times h\delta b = (0.337 \times 450 - 0.81 \times 40) \times 450 \times 450 \times 18.5$$

$$A = 446740.3 \text{ N.m}$$

$$B = N_u(d - c') - Ma$$

$$Ma = M_{\text{corr}} + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 53.38 + 480.95 \left(0.41 - \frac{0.45}{2}\right) = 142355.75 \text{ N.m}$$

$$B = 480.95 \times (0.41 - 0.04) - 142.35575 = 35595.7 \text{ N.m}$$

$B < A$, donc la section est partiellement comprimée

$$u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \delta b} = \frac{142355.75 \times 10^3}{18.5 \times 450 \times 410^2} = 0.10$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa} , \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{situation accidentelle}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \quad \alpha = 0.13 , \quad \beta = 0.95$$

$$A_f = \frac{Ma}{\delta_s \times \beta \times d} = \frac{239395.7 \times 10^3}{0.95 \times 400 \times 410} = 9.13 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \delta_s} = 913 - \frac{480.85 \times 10^3}{100 \times 400} = -2.9 \text{ cm}^2$$

c. 0.8G+E :

$$N_{\min} = 24.24 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corr}} = 0.091 \text{ KN.m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 1.224) = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} \Rightarrow e_0 = \frac{0.091}{24.24} = 0.0038 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 L_f^2}{h} + (2 + \alpha \Phi) = \frac{3 \times 2.142^2}{0.45} + (2 + 0.81 \times 2) = 0.011 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0038 + 0.02 = 0.0238 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.0038 + 0.02 + 0.011 = 0.0249 \text{ m}$$

$$M_{\text{corr}} = N_u \times e = 24.24 \times 0.0249 = 0.58 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts corrigés:**

$$N_{\max} = 24.24 \text{ KN} , M_{\text{corr}} = 0.58 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c')b \times h\delta b = (0.337 \times 450 - 0.81 \times 40) \times 450 \times 450 \times 18.5$$

$$A = 446740.3 \text{ N.m}$$

$$B = N_u(d - c') - Ma$$

$$Ma = M_{\text{corr}} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.58 + 24.24 \left(0.41 - \frac{0.45}{2} \right) = 4.9432 \text{ N.m}$$

$$B = 24.24 \times (0.41 - 0.04) - 4.9432 = 4025.6 \text{ N.m}$$

$B < A$, donc la section est partiellement comprimée

$$u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \delta b} = \frac{4943.2 \times 10^3}{18.5 \times 450 \times 410^2} = 0.0035$$

$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}$, $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow$ situation accidentelle

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \alpha = 0.0043 , \beta = 0.99$$

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{443.2 \times 10^3}{0.99 \times 400 \times 410} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \delta_s} = 30 - \frac{24.24 \times 10^3}{100 \times 400} = 0.29 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification des sections: RPA99version2003

D'après l'RPA99 on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.8\% (b \times h) = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : BAEL 91 art A.4.2 :

$$A_{\min} = 0.23d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} , A_{\min_{\text{BAEL}}} , A_{\min_{\text{RPA}}}) = 16.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4HA20+4HA16=20.61\text{cm}^2$

❖ Vérification à L'ELS:

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})

La fissuration est considéré préjudiciable donc il faut vérifier es contraintes dans la section d'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\delta_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$.

Les poteaux sont calculés en flexion composée :

$N_{ser} = 807.64 \text{ KN}$; $M_{ser} = 0.845 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.001 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.075$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que: $\delta_b < 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Nous avons les notions suivantes :

B_0 = L'aire de section homogène:

$$B_0 = b \times h + 15(A) = 45 \times 45 + 15(20.61) = 2334.15 \text{ cm}^2$$

$$e_2 = \frac{h - 2c}{2} - e_0 = \frac{45 - 8}{2} - 0.1 = 18.4 \text{ cm}$$

$$e_1 = h - 2c - e_2 = 45 - 8 - 18.4 = 18.6 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_1}{(d - c)\delta_{se}} = \frac{1103 \times 10^3 \times 186}{370 \times 400} = 13.71 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_2}{(d - c)\delta_{se}} = \frac{1103 \times 10^3 \times 184}{370 \times 400} = 13.86 \text{ cm}^2$$

I_{xx} : L'inertie de la section homogène:

$$I_{xx} = \frac{b \times (e_1^3 + e_2^3)}{3} + 15(A_1(e_1 - c_1)^2 + A_2(e_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{45 \times (18.6^3 + 18.4^3)}{3} + 15(13.71 \times 14.6^2 + 13.86 \times 14.6^2) = 276911.89 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : le moment de flexion par rapport au centre de gravité du section

$$M_G = 0.845 \text{ KN.m}$$

$$K = \frac{84.5}{276911.89} = 0.03 \text{ N/m m}^3$$

$$\delta_0 = \frac{N}{100B_0} = \frac{807.64 \times 10^3}{100 \times 2334.15 \times 100} = 0.035 \text{ MPa}$$

$$\delta_b = \delta_0 + K \times e_1 = 0.035 + 0.03 \times 184 = 5.55 \text{ MPa}$$

$$\delta_b < 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures déterminées pour L'ELU de résistance conviennent

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'ELU est :

$$\delta_s^1 = 15[\delta_0 + k(e_1 - c')] = 15[0.035 + 0.03(146)] = 6622 \text{ MPa}$$

$$\delta_s^2 = 15[\delta_0 - K(e_1 - c')] = 15[0.035 - 0.03(224)] = 6622 \text{ MPa}$$

$$\delta_s^1 = 66.22 \text{ MPa} < \bar{\delta}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\delta_s^2 = 100.28 \text{ MPa} < \bar{\delta}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ Vérification du Poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux, la combinaison $G+Q\pm E$ donne l'effort tranchant max :

$$V_{\max} = 24.88 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{24880}{450 \times 410} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{ct} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.1.6.2.Calcul le ferrailage transversale :(RPA2003)

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

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

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

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

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

ρ : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$$\rho \geq 5 = 2.5 \quad \text{Si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho < 5 = 3.75 \quad \text{Si l'élanement géométrique } \lambda_g \leq 5.$$

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \quad \text{BAEL 91}$$

Avec :

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

t : espacement des armatures transversales :

$$t \leq \min (10\phi, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal (zone II).}$$

$$t' \leq 15\phi \text{ en zone courante.}$$

Donc : $t \leq \min (12, 15 \text{ cm}).$

$$t = 10 \text{ cm.}$$

$$t' \leq 18 \text{ cm.}$$

$$t' = 15 \text{ cm.}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)..... **RPA99**

$$\phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm, alors on adopte: } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm, alors on adopte: } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm, alors on adopte: } L_r = 50 \text{ cm.}$$

- La Longueur des zones nodales :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \dots \dots \dots \text{RPA99 V2003; page 49}$$

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

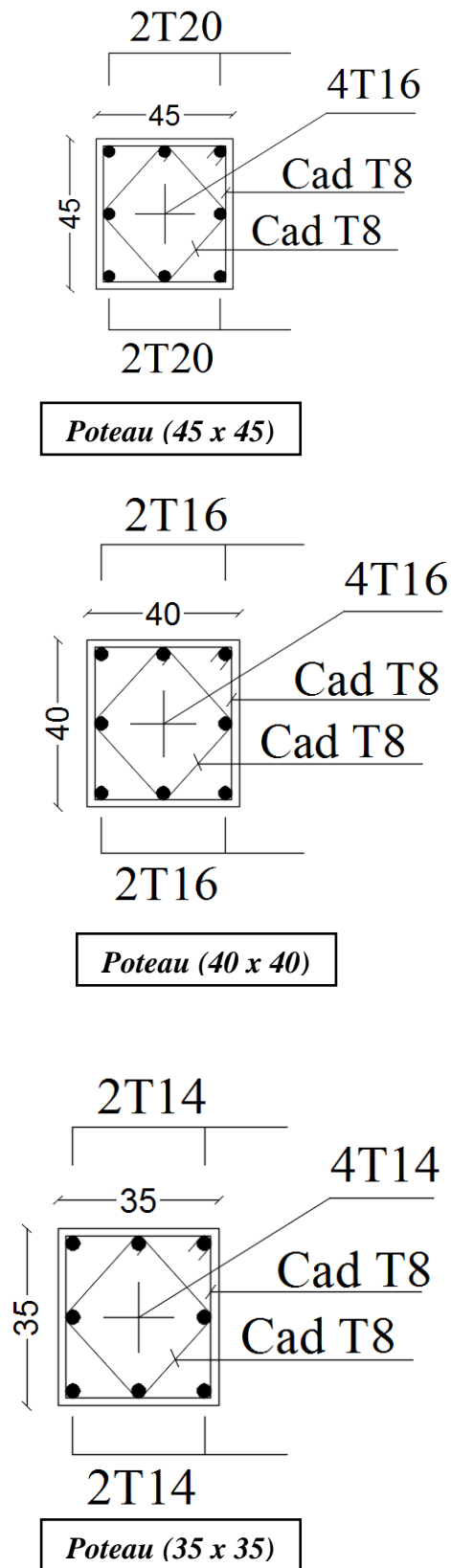
Les résultats de ferrailage transversal sont regroupe dans le tableau suivant:

Tableau V.5 : La section des armatures transversal des poteaux

Etage	h(cm)	vu	λ_g	ρ_a	Fe (MPa)	t(cm)	t'(cm)	At (cm ²)
1	45	24,88	4,76	3,75	400	10	15	0,518
2	45	24,88	4,76	3,75	400	10	15	0,518
3	40	32,88	5,36	2,5	400	10	15	0,514
4	40	32,88	5,36	2,5	400	10	15	0,514
5	35	28,28	6,12	2,5	400	10	15	0,505
6	35	28,28	6,12	2,5	400	10	15	0,505

Tableau V.6: Ferrailage transversale des poteaux.

	$\Phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi 1 \right)$		Espacement de ferraillage transversal	
	$\Phi \leq$ (cm)	Choix HA	t (cm) zone nodale	t' (cm) zone courante
RDC ; 1 ^{ère} étage	1.2	8	10	15
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	1.14	8	10	15
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	1	8	10	15

**Figure V.1.** Schémas de ferrailage des poteaux

V.2 . Les poutres:

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

- La combinaison fondamentales : «1^{er} genre » **BAEL 91**

$$1.35G + 1.5Q \quad (\text{ELU}).$$

- Combinaisons accidentelles : « genre » **RPA 99V2003 2^{ème}**

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V.2.1.Recommandation du RPA99:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement .
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40 ϕ en zone II.

V.2.2.Exemple d'étude de la poutre principale:**V.2.2.1.calcul des armatures longitudinale :**

Tableau V.7: sollicitation de la poutre principale

	Situation durable		Situation accidentelle		ELS		Effort Tranchant
combinaison	1.35G+1.5Q (KN.m)		G+Q+E 0.8G+E (KN.m)		G+Q (KN.m)		Vmax (KN)
Position	T	A	T	A	T	A	/
PP (35x40)	48.17	-77.29	38.13	-72.72	35.35	-56.46	102.75
PP lié au voil	17.89	-34.403	49.43	98.23	13.09	-25.09	114.09
Ps(30x35)	80.98	-45.609	104.87	-102.09	58.99	-33.40	112
Ps lié au voil	108.90	-250.30	114.24	-335.62	79.33	-72.31	267.45

a. Ferrailage en travée :**➤ ELU :**

$$M_u = 48.178 \text{ KN.m} , \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} , \quad b = 30 \text{ cm} , \quad d = 0.9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{48.178 \times 10^6}{300 \times 14.2 \times 360^2} = 0.087$$

$U_{bu} < 0.392$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.087}) = 0.011$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 36(1 - 0.4 \times 0.097) = 34.4 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \delta_{st}} = \frac{48.178 \times 10^6}{344 \times 348} = 402.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 4.02 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{st} = \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(1.2 ; 1.45) = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$4.02 > 1.45 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ Armatures minimales :

Selon **RPA99 V2003** : $A_{min} = 0.5\% (b \times h)$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures maximales :

Selon **RPA99 V2003**, page 73 :

$$A_{max} = 4\% (b \times h) \dots \dots \dots (\text{zone courante})$$

$$A_{max} = 6\% (b \times h) \dots \dots \dots (\text{zone de recouvrement})$$

$$A_{max} = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone courante})$$

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

✓ Choix des Armatures :

$$A_{st} = \max(A_{cal} , A_{RPA} , A_{BAEL}) = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend pour la travée les barres **3HA14+3HA12**

$$A_{st} = 8.01 \text{ cm}^2$$

➤ ELS :

Le moment maximum en travée $M_{st} = 35.354 \text{ KN.m}$

a. Il faut vérifier que : $\alpha \leq (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100$

$$U_{bu} = \frac{M_{st}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{35.354 \times 10^6}{300 \times 14.2 \times 360^2} = 0.064$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064}) = 0.082$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{48.178}{35.354} = 1.36$$

$$\frac{(1.36 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > \alpha$$

vérifier la contrainte du béton $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$:

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0$$

$$b=30\text{cm}, \quad \eta=15, \quad A'=0, \quad A=8.01\text{cm}^2$$

$$15y^2 + 120.15y - 4205.25 = 0$$

$$Y=13.21 \text{ cm}$$

Inertie :

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)$$

$$I_G = \frac{30 \times 13.21^3}{3} + 15(8.01) \times (36 - 13.21)^2 = 80099.70 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{st}}{I_G} \times y = \frac{35.354 \times 10^6}{80099.7 \times 10^4} \times 132.1 = 9.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\delta}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$9.31 < 15 \dots \dots \dots \text{CV}$$

b.Ferraillage en apuis :

➤ **ELU :**

$$M_u=77.49\text{KN.m}, \quad f_{bc}=14.2 \text{ MPa}, \quad b=35\text{cm}, \quad d=0.9 \times h=36\text{cm}$$

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{77.49 \times 10^6}{300 \times 14.2 \times 360^2} = 0.14$$

$U_{bu} < 0.392$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.14}) = 0.18$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 36 \times (1 - 0.4 \times 0.18) = 33.2\text{cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \delta_{st}} = \frac{77.49 \times 10^6}{332 \times 348} = 670.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 6.71 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} = \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(1 ; 1.52) = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$6.70 > 1.52 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Armatures minimales :**

Selon **RPA99 V2003** : $A_{min} = 0.5\% (b \times h)$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures maximales :**

Selon **RPA99 V2003**, page 73 :

$$A_{max} = 4\% (b \times h) \dots \dots \dots (\text{zone courante})$$

$$A_{max} = 6\% (b \times h) \dots \dots \dots (\text{zone de recouvrement})$$

$$A_{max} = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone courante})$$

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

✓ **Choix des Armatures :**

$$A_{st} = \max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{BAEL}) = 6.70 \text{ cm}^2$$

Donc on prend pour la travée les barres **3HA14+3HA12**

$$A_{st} = 8.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des Armatures :**

$$A_{st} = \max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{BAEL}) = 6.70 \text{ cm}^2$$

Donc on prend pour la travée les barres **3HA14+3HA12**

$$A_{st} = 8.01 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

Le moment maximum en travée $M_{st} = 56.463 \text{ KN.m}$

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{st}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{56.463 \times 10^6}{300 \times 14.2 \times 360^2} = 0.10$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.10}) = 0.14$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{77.49}{56.463} = 1.37$$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha$$

✓ vérifier la contrainte du béton $\overline{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0$$

$$b=30\text{cm}, \quad \eta=15, \quad A'=0, \quad A=6.71\text{cm}^2$$

$$15y^2 + 100.65y - 3623.4 = 0$$

$$Y=12.55\text{cm}$$

Inertie :

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)$$

$$I_G = \frac{30 \times 12.55^3}{3} + 15(6.71) \times (36 - 12.55)^2 = 75137.85 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{st}}{I_G} \times y = \frac{56.463 \times 10^6}{75137.85 \times 10^4} \times 125.5 = 9.43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\delta}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$9.43 < 15 \dots \dots \dots \text{CV}$$

c. Calcul de l'espacement : (selon le RPA99 V2003 page66)

$$\text{Dans la zone nodale : } s \leq \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{\min} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$\text{Dans la zone courante : } s' \leq \frac{h}{2}$$

$$s \leq \min (40/4 ; 12 \times 1.4 ; 30) \quad s = 10 \text{ cm}$$

$$s' \leq 40/2 \quad s' = 15 \text{ cm}$$

d.Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u < T / b \times d = 102.75 \times 10^3 / (300 \times 360) = 0.95 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28} / 1.5 ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{CV}$$

e.Vérification au glissement:

$$V_u = 102.75 \text{ kN} ; M_u = 77.49 \text{ MN.m}$$

En appui :

$$V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0$$

$$102.75 - \frac{77.49}{0.36 \times 0.9} = -136.41 < 0 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

V.2.3.Vérification de la flèche :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \rightarrow (0.076 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}} \rightarrow 0.087 > 0.085 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0076 < 0.010 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Avec :

$$h_t = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; L = 5.20 \text{ m} , A_s = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 35.35 \text{ kN.m} , M_{0, \text{ser}} = 41.58 \text{ kN.m} , f_e = 400 \text{ MPa}$$

calcul de f :

$$f < f_{\text{adm}} \quad \text{avec } f_{\text{adm}} = 0.5 + \frac{L}{1000}$$

$$f_{\text{adm}} = 0.5 + \frac{520}{1000} = 1.02 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s t \left(\frac{h}{2} - c\right) = \frac{30 \times 40^3}{12} + 15 \times 8.01 \left(\frac{40}{2} - 4\right) = 161922.4 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{8.01}{30 \times 36} = 0.0074$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0.70$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 30}{100}) 0.0074} = 1.95$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{100}) 0.0074} = 4.89$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + u \lambda_i} = \frac{1.1 \times 161922.4}{1 + 0.70 \times 4.89} = 40270.09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + u \lambda_v} = \frac{161922.4}{1 + 0.70 \times 1.95} = 68466.13 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M_{ser}^t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{35.354 \times 4.45^2}{10 \times 32164.2 \times 40270.09 \times 10^{-5}} = 0.54 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}^t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} = \frac{35.354 \times 4.45^2}{10 \times 10818.86 \times 68466.13 \times 10^{-5}} = 0.94 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = f_v - f_i = 0.94 - 0.54 = 0.4 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 0.94 - 0.54 = 0.4 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f}_{adm} \dots \dots \dots CV$$

V.3.2.2. Armatures transversales :

a.Détermination des armatures transversales :

D'après le « **BAEL 91**, modifié **99**, page **196** » on a la condition suivante :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t \right)$$

Avec ϕ_t : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$$\phi_t \leq \left(\frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1.2 \right)$$

$$\phi_t \leq (1.14, 3, 12) \implies \phi \leq 1.14 \text{ cm}$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

b.L'espace des armatures transversales :

D'après le RPA 99 page 53:

$$st \leq \min\left(\frac{h}{2}, 12\phi_{L_{min}}, 30 \text{ cm}\right) \quad \text{zone nodal}$$

$$st = \frac{h}{2} \quad \text{zone courant}$$

Tableau V.8: L'espace des armatures transversales

Potre principal	st≤ calculé (zone nodal)	st choisi (zone nodal)	st≤calculé (zone courant)	st choisi (zone courant)
30x40	10	10	20	20

c.Recouvrement:

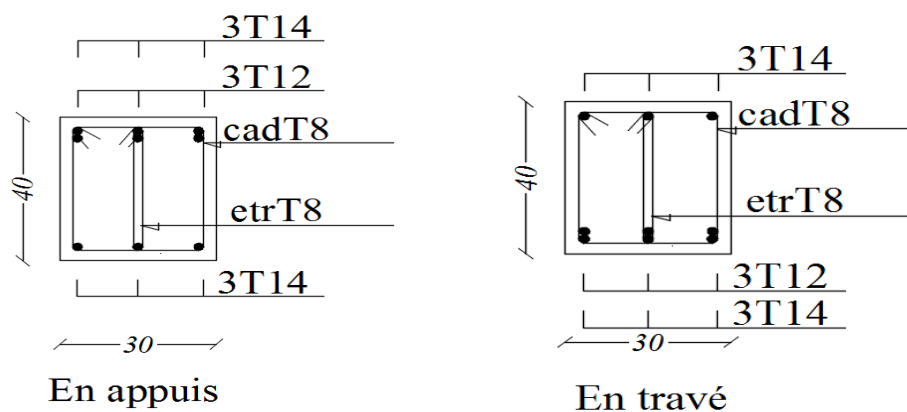
La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).....RPA99

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r = 50 \text{ cm}$$

d.Récapitulatif :**Tableau V.9:** Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale

	Ferrailage calculée (cm ²)	Ferraige choisi	A _s (cm ²)
Travé	7	3HA14+3HA12	8.01
Appuis	6.71	3HA14+3HA12	8.01

Férrailage :**Figure V.2 :** schéma ferrailage d'une poutre principale**V.2.4.Poutre secondaire :****V.2.4.1 Calcul des armatures longitudinal :****a. Ferrailage en appuis :****➤ ELa :**

$$M_u = 102.1 \text{ kN.m}, \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}, \quad b = 30 \text{ cm}, \quad d = 0.9 \times h = 32 \text{ cm}$$

$$u_b = \frac{M_a}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{102.1 \times 10^6}{300 \times 14.2 \times 320^2} = 0.23$$

$U_{ba} < 0.392$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$= 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.23}) = 0.33$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 32 \times (1 - 0.4 \times 0.33) = 27.8 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \delta_{st}} = \frac{102.1 \times 10^6}{278 \times 348} = 1055.36 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 10.55 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} = \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(1.05. ; 1.16) = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$10.55 > 1.16 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Armatures minimales :**

Selon **RPA99 V2003** : $A_{min} = 0.5\% (b \times h)$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures maximales :**

Selon **RPA99 V2003**, page 73 :

$$A_{max} = 4\% (b \times h) \dots \dots \dots (\text{zone courante})$$

$$A_{max} = 6\% (b \times h) \dots \dots \dots (\text{zone de recouvrement})$$

$$A_{max} = 4\% (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{max} = 6\% (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone de recouvrement})$$

✓ **Choix des Armatures :**

$$A_{sa} = \max (A_{cal}, A_{RPA}, A_{BAEL}) = 10.55 \text{ cm}^2$$

Donc on prend pour la travée les barres **6HA16**

$$A_{sa} = 12.06 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

Le moment maximum en travée $M_{sa} = 33.4 \text{ KN.m}$

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_c 28}{100}$$

$$u_{bu} = \frac{M_{st}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{33.4 \times 10^6}{300 \times 14.2 \times 320^2} = 0.08$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0.10$$

$$\gamma = \frac{M_a}{M_s} = \frac{102.1}{33.4} = 3.05$$

$$\frac{3.05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.28 > \alpha$$

vérifier la contrainte du béton $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$:

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0$$

$$b=30\text{cm}, \eta=15, A'=0, A=10.55\text{cm}^2$$

$$15y^2 + 158.25y - 5064 = 0$$

$$Y=13.84 \text{ cm}$$

Inertie :

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)$$

$$I_G = \frac{30 \times 10.55^3}{3} + 15(10.55) \times (36 - 13.84)^2 = 63930.9 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{st}}{I_G} \times y = \frac{33.4 \times 10^6}{63930.9 \times 10^4} \times 138.4 = 7.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\delta}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$7.23 < 15 \dots \dots \dots \text{CV}$$

b. Ferrailage en travée :

➤ **ELa :**

$$M_u=104.88\text{KN.m}, f_{bc}=14.2 \text{ MPa}, b=30\text{cm}, d=0.9 \times h=32\text{cm}.$$

$$u_{ba} = \frac{M_a}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{104.88 \times 10^6}{300 \times 14.2 \times 320^2} = 0.24$$

$U_{ba} < 0.392$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.24}) = 0.35$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 36 \times (1 - 0.4 \times 0.35) = 27.5\text{cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \delta_{st}} = \frac{104.88 \times 10^6}{275 \times 348} = 1095 \text{ mm}^2$$

$$A_{st}=10.95 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(1.05; 1.15) = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$6.70 > 1.52 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **ELS :**

-Le moment maximum en travée $M_{st}=58.99 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que :

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

$$u_{bc} = \frac{M_{st}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{58.99 \times 10^6}{300 \times 14.2 \times 320^2} = 0.14$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{2 \times 0.14}) = 0.18$$

$$\gamma = \frac{M_a}{M_s} = \frac{104.88}{58.99} = 1.77$$

$$\frac{1.77 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 2.88 > \alpha$$

✓ **vérifier la contrainte du béton :**

Position de l'axe neutre :

$$b=30\text{cm}, \eta=15, A'=0, A=6.61\text{cm}^2$$

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 164.25y - 5256 = 0$$

$$Y=14 \text{ cm}$$

Inertie :

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)$$

$$I_G = \frac{30 \times 14^3}{3} + 15(10.55) \times (32 - 14)^2 = 80657\text{cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{st}}{I_G} \times y = \frac{58.99 \times 10^6}{80657 \times 10^4} \times 140 = 10.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\delta}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$10.23 < 15 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Armatures minimales :**

Selon **RPA99 V2003** : $A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures maximales :**Selon **RPA99 V2003**, page **73** :

$$A_{\max} = 4\% (bxh) \dots\dots\dots (\text{zone courante})$$

$$A_{\max} = 6\% (bxh) \dots\dots\dots (\text{zone de recouvrement})$$

$$A_{\max} = 4\% (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{\max} = 6\% (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone de recouvrement})$$

✓ **Choix des Armatures :**

$$A_{st} = \max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{BAEL}) = 10.95 \text{ cm}^2$$

Donc on prend pour la travée les barres **6HA16**

$$A_{st} = 12.06 \text{ cm}^2$$

c. Calcul de l'espacement : (selon le RPA99 V2003 page 66)

$$\text{Dans la zone nodale : } s \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi L_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$\text{Dans la zone courante : } s' \leq \frac{h}{2}$$

$$s \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.6; 30\right) \text{ cm} \quad s = 10 \text{ cm}$$

$$s' \leq \frac{h}{2} \quad s' = 15 \text{ cm}$$

d. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u < T / b \times d = 112 \times 10^3 / (300 \times 320) = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28} / 1.5 ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

e. Vérification au glissement:

$$V_u = 112 \text{ KN} ; M_u = 104.875 \text{ MN.m}$$

En appui :

$$V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0$$

$$102.75 - \frac{104.875}{0.9 \times 0.32} = -252.15 < 0 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

V.2.5. Vérification de la flèche :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \rightarrow (0.089 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV})$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser, travée}}{10M_{0, ser}} \rightarrow 0.089 > 0.085 \dots \dots \dots CV$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.012 < 0.010 \dots \dots \dots CNV$$

Avec :

$$h_t = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; L = 4.45 \text{ m} , A_s = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 80.986 \text{ KN.m} , M_{0, ser} = 95.27 \text{ KN.m} , f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f < f_{adm} \text{ avec}$$

$$f_{adm} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm}$$

calcul de f :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_{st} \left(\frac{h}{2} - c \right) = \frac{30 \times 35^3}{12} + 15 \times 12.06 \left(\frac{35}{2} - 4 \right) = 109629.65 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{8.01}{30 \times 32} = 0.0012$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0.80$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 30}{100}) 0.0012} = 1.21$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{100}) 0.0012} = 3.02$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + u \lambda_i} = \frac{1.1 \times 109629.65}{1 + 0.80 \times 3.02} = 35302.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + u \lambda_v} = \frac{161922.4}{1 + 0.80 \times 1.21} = 55706.12 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M_{ser}^t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{58.99 \times 4.25^2}{10 \times 32164.2 \times 35302.3 \times 10^{-5}} = 0.93 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}^t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} = \frac{58.99 \times 4.25^2}{10 \times 10818.86 \times 55706.12 \times 10^{-5}} = 1.76 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = f_v - f_i = 1.76 - 0.93 = 0.83 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f}_{adm} \dots \dots \dots CV$$

V.3.3.2. Détermination des armatures transversales :

D'après le « **BAEL 91**, modifié **99**, page **196** » on a la condition suivante :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right)$$

Avec ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$$\phi_t \leq \left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.6\right)$$

$$\phi_t \leq (1; 3; 1.6) \implies \phi_t = 1 \text{ cm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

a.L'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 page 53:

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{L_{\min}}; 30 \text{ cm}\right) \quad \text{zone nodal}$$

$$st \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courant}$$

Tableau V.10: L'espacement des armatures transversales

Potre secondaire	St \leq calculé (zone nodal)	st choisi (zone nodal)	St \leq calculé (zone courant)	st choisi (zone courant)
30x35	8.75	8	17.5	15

b.Recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II).....RPA99

$$\phi = 1.6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.6 \times 40 = 64 \text{ cm},$$

alors on adopte: $L_r = 65 \text{ cm}$.

Tableau V.11: Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire

	Ferrailage calculée (cm^2)	Ferrailage choisi	$A_s (\text{cm}^2)$
Travé	10.95	6HA16	12.06
Appuis	10.55	6HA 16	12.06

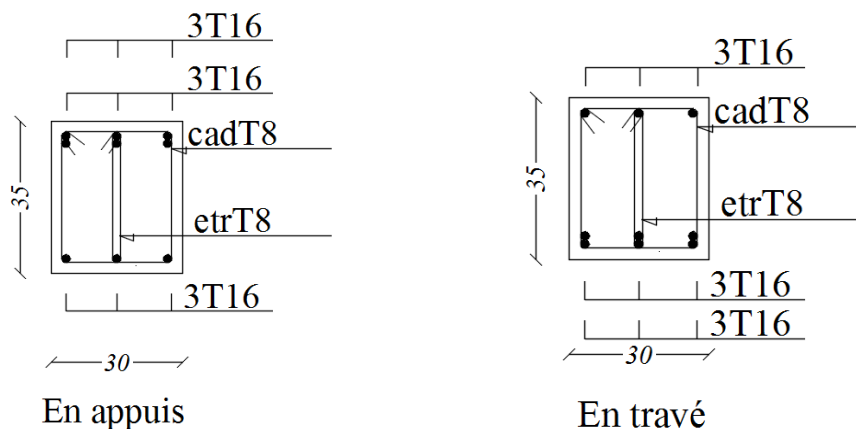


Figure V.3. schéma ferrailage des poutres secondaires

Tableau V.12 : Ferrailage longitudinal des poutres

	A_{min} (mm ²)	Ferrailage longitudinal					
		Travé			appuis		
		A_{cal} (mm ²)	Choix	A_{adopte} (mm ²)	A_{cal} (mm ²)	choix	A_{adopte} (mm ²)
PP (30x40)	6	4.02	3HA14+3HA12	8.01	6.71	3HA14+3HA12	8.01
PP lié au voil	6	4.05	3HA14+3HA12	8.01	8.44	6HA14	9.24
PS (30x35)	5.25	10.95	6HA16	12.06	10.55	6HA16	12.06
PS lié au voil	5.25	11.80	6HA16	12.06	11.31	6HA16	12.06

Tableau V.13 : Ferrailage transversal des poutres

	Ferrailage transversal		
	ϕ (mm)	St (zone nodal)	St(zone courant)
PP(30x40)	08	10	20
PP lié au voil	08	10	20
PS (30x35)	08	08	15
PS lié au voil	08	08	15

Tableau V.14 : vérification les poutres à ELS

		M_{ser}	Y	I	δ_{bc}	$\bar{\delta}_{bc}$	OBS
Poutre principal	Travée	56.463	13.21	80099.70	9.31	15	cv
	Appuis liée au poteau	25.098	13.95	88561.05	3.95	15	cv
	Appuis liée au voil	35.35	13.21	80099.7	5.83	15	cv
Poutre secondair	Travée	33.40	14.52	85886.64	5.65	15	cv
	Appuis liée au poteau	72.031	14.52	85886.64	12.22	15	cv
	Appuis liée au voil	79.34	14.52	85886.64	13.41	15	cv

V.3. les voiles :**V.3.1. Introduction :**

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend deux (2) types de voiles (type 1 $L = 2m$ et type deux $L = 0.85m$), que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- **Zone I :** RDC.1étage
- **Zone II:** 2, 3ème étage.
- **Zone III :** 4, 5ème étage.

V.3.2. Recommandations du RPA99/2003 :**a. Armatures verticales :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ 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.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d .Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

d.Armaturesde potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.3. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL91/99} \quad \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA99/2003} \quad \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases}$$

V.3.4. Calcul duferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

1. $N_{\text{compression}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}}$
2. $N_{\text{traction}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}}$
3. $M_{\text{max}}, N_{\text{corr}}$

V.3.4.1.Présentation de la méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

NB :L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F / f_e$$

3^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F / f_e$$

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

V.3.4.2. Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone I) de ($L = 2 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$)

➤ **Détermination des sollicitations :**

$$N = -1526.2 \text{ kN}$$

$$M = 82.95 \text{ kN.m}$$

$$V = 41.05 \text{ kN}$$

$$B = L \times e = 0.4 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.13$$

$$V = \frac{L}{2} = 1 \text{ m}$$

D'où

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-1526.2}{0.4} + \frac{82.95 \times 1}{0.13} = -3193.38 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-1526.2}{0.4} - \frac{82.95 \times 1}{0.13} = -4437.63 \text{ kN/m}^2$$

⇒ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$L_t = L = 2\text{m}$$

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \times e = \frac{-3193.38 + (-4437.63)}{2} \times 0.20 \times 2 = 1526.20 \text{ kN}$$

➤ **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{1108 \times 10}{400} = 38.16 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{1108 \times 10}{400} = 38.16 \text{ cm}^2$$

$$(A_v / \text{ml}) / \text{Face} = (27.7/2) = 19.08 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armature minimale :**

$$A_{\min} = \max\left(0.2\% \text{ e } L_c, \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right)$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(8 ; 21) = 21 \text{ cm}^2$$

$$(A_{\min} / \text{ml}) / \text{Face} = (21/2) = 10.5 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 41.05 \times 10}{400} = 1.58 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sV} = \max(A_v; A_{\min}) = 19.08 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

Le ferrailage adopté:

En zone d'about : **Soit 6HA14** ($A_s=9.24 \text{ cm}^2$)

En zone courante : **Soit 10HA12** ($A_s=11.31\text{cm}^2$)

Donc A_s adopté : $A_s= 20.55/\text{face}$.

➤ **Espacement**

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{3} = 7 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{20.55}{4} = 5.14 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B\right) = 6 \text{ cm}^2$$

Soit 13HA10=10.21 cm^2/nappe avec $S_h = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA99 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 41.05 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 2} = 0.16 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \text{ condition vérifiée}$$

Selon le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{41.05 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 2} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2373.57 \times 10^{-3}}{0.20 \times 2 + (15 \times 41.1 \times 10^{-4})} = 5.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.15 : Ferrailage verticale du voile type 1

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
Zone I	N ^{min}	-1108	61.043	-2312.18	-3227.82	SET	/	2	1108	27.7
	N ^{max}	-1526.2	82.95	-3193.38	-4437.63	SET	/	2	1526.20	38.16
	M ^{max}	-1518.3	84.91	-3158.93	-4432.58	SET	/	2	1518.3	37.96
Zone II	N ^{min}	-610.06	23.61	-1348.08	-1702.23	SET	/	2	610.06	15.26
	N ^{max}	-1025	21.08	-2395.43	-2711.63	SET	/	2	1021.47	25.54
	M ^{max}	-1019	19.8	-2399	-2696	SET	/	2	1019	25.48
Zone III	N ^{min}	-83.93	101.85	554.05	-973.7	SPC	0.73	1.27	124.12	3.10
	N ^{max}	-573.56	122.39	-1515.98	-2351.83	SET	/	2	573.56	14.34
	M ^{max}	-446.63	169.07	151.45	-2384.60	SPC	0.12	1.88	448.44	11.21

NB :Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}.

Tableau V.16 : Choix des barres du voile type 1

Choix des barres / nappe													
Zone	Av (cm ²)	Avj (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	38.16	1.58	10.5	19.08	20.55	10HA12	15	6HA14	7	5.14	10.21	13HA10	20
II	25.54	2.47	10.5	12.77	18.10	10HA12	15	6HA12	7	4.52	10.21	13HA10	20
III	14.34	3.66	10.5	7.17	18.10	10HA12	15	6HA12	7	4.52	10.21	13HA10	20

Tableau V.17 : Ferrailage verticale du voile type 2

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
Zone I	N ^{min}	-476.15	37.63	-1238.39	-4363.37	SET	/	0.85	476.15	11.90
	N ^{max}	-638.48	9.38	-3366.28	-4145.25	SET	/	0.85	638.48	15.96

	M^{\max}	-551.25	68.34	-405	-6080.29	SET	/	0.85	551.25	13.78
Zone II	N^{\min}	-236.63	77.68	1833.53	-4617.41	SPC	0.24	0.61	280.93	7.02
	N^{\max}	-463.18	67.52	97.01	-5528.19	SPC	0.01	0.84	463.27	11.58
	M^{\max}	-321.68	112.9	2795.65	-6580.12	SPC	0.25	0.60	392.54	9.81
Zone III	N^{\min}	-42.48	143.35	5702.37	-6202.13	SPC	0.41	0.44	274.66	6.87
	N^{\max}	-255.81	72.2	1493.16	-4502.69	SEC	0.21	0.64	287.42	7.19
	M^{\max}	-108.04	174.14	6595.20	-7866.26	SPC	0.39	0.46	363.7	9.09

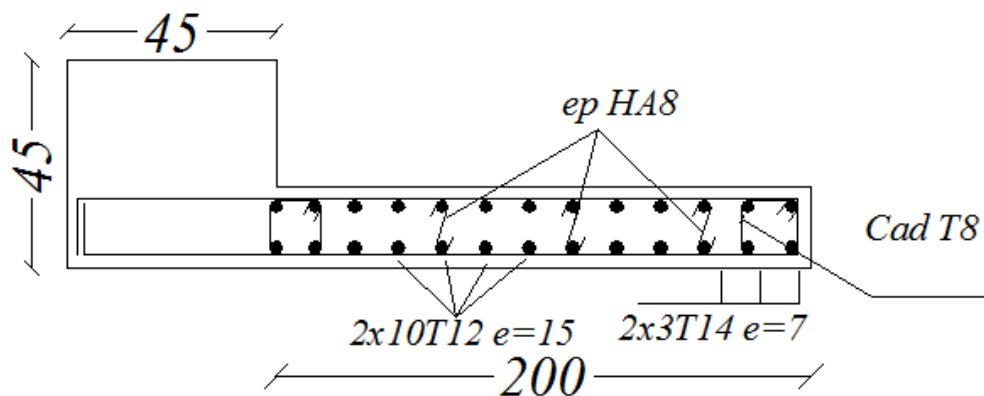
Tableau V.18 : Choix des barres du voile type 2

Choix des barres / nappe													
Zone	A_v (cm ²)	A_{vj} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	$A_{H\text{adop}}$ (cm ²)	choix	St (cm)
I	15.96	3.62	4.46	7.98	9.05	4HA12	15	4HA12	7	2.64	10.21	13HA10	20
II	11.58	5.68	4.46	5.79	9.05	4HA12	15	4HA12	7	2.64	10.21	13HA10	20
III	9.09	8.47	4.83	4.54	9.05	4HA12	15	4HA12	7	2.64	10.21	13HA10	20

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

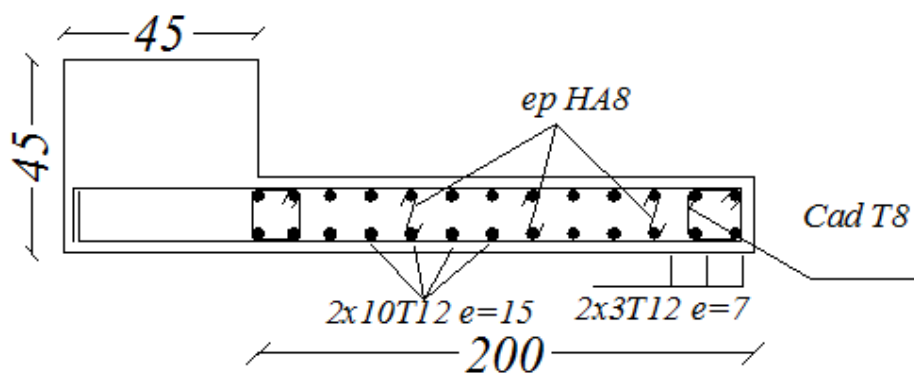
Tableau V.19 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

		Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
voile	Zone	V	τ_b	$\overline{\tau_b}$	OBS	τ_u	$\overline{\tau_u}$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBS
Type 01	I	41.05	0.16	5	$\tau_b < \overline{\tau_b}$	0.11	2.5	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	2373.55	5.14	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
	II	64.36	0.25	5	$\tau_b < \overline{\tau_b}$	0.18	2.5	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	1673.57	3.7	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
	III	95.25	0.37	5	$\tau_b < \overline{\tau_b}$	0.26	2.5	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	844.64	2	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
Type 02	I	106.83	0.98	5	$\tau_b < \overline{\tau_b}$	0.7	2.5	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	468.82	2.34	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
	II	72.34	0.66	5	$\tau_b < \overline{\tau_b}$	0.47	2.5	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	341.38	1.71	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
	III	44.26	0.40	5	$\tau_b < \overline{\tau_b}$	0.29	2.5	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	188.3	0.94	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$



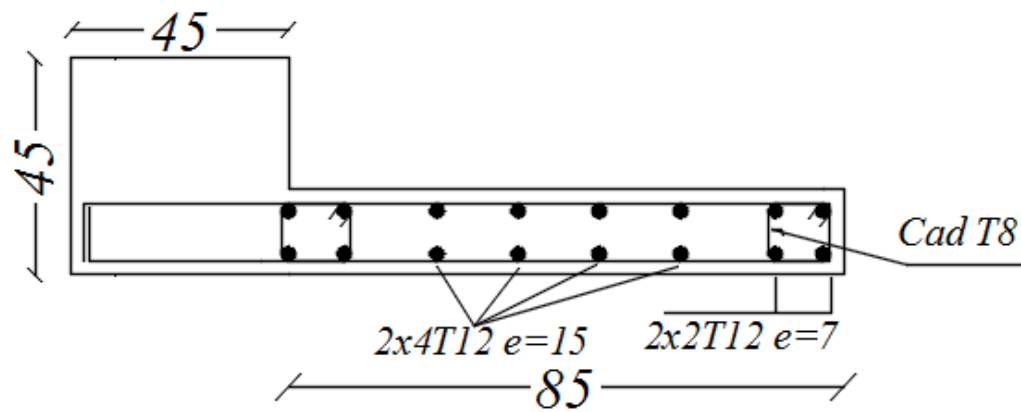
Voile type 01(V5.....V10)(zone 01)

Figure V.4 : Schéma de ferrailage de voile type I zone(01)



Voile type 01(V5.....V10)(zone 02 .03)

Figure V.5 : Schéma de ferrailage de voile type I zone (02,03)



Voile type 01(V5.....V10)(zone 01.02 .03)

Figure V.6 : Schéma de ferrailage de voile type II zone(01,02,03)

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

VI.1. Etude des fondations :**VI.1.1. Introduction :**

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.

VI.1.2. Choix du type de fondation :

D'après les rapports, géologique et géotechnique, et comme le poids de l'ouvrage est très important donc le mode de fondation a préconisé pour les appuis de l'ouvrage est de type radier général pour augmenter la surface de la semelle et réduire les tassements différentiels entre les blocs.

On fait les calculs pour un radier type le plus sollicité de bloc A1 puis on le généralise sur les autres blocs pour obtenir un radier général pour toute la structure afin d'éviter les tassements différentiels entre les blocs.

VI.1.3. Pré dimensionnement du radier :

Un radier général est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

Il existe deux principaux types de radier général :

- ✓ **Le radier général épais :** il comporte seulement une dalle épaisse sur laquelle les charges sont descendues par les murs et les poteaux, en l'absence de toute partie intermédiaire.
- ✓ **Le radier général nervuré :** ce type de radier général constitué par un plancher nervuré composé d'un réseau de poutre principales relié par des goussets de poutres secondaires, et, éventuellement de poutrelles. Le tout supporte la réaction du sol appliquée à une dalle inférieure en béton armé.

La surface de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS

$$N_{\text{ser}} = 34786.13 \text{ kN}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} \geq \frac{34786.13}{200} = 173.93$$

$$\text{On a : } S_{\text{bloc}} = 176.24 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} \geq S_{\text{bloc}}$$

L'épaisseur de radier doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} < h_r < \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$L_{\text{max}} = 5.20 \text{ m}$ c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 65 \text{ cm} < h_r < 105 \text{ cm}$$

➤ **Condition de la raideur :** Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} = 55 \text{ cm}$$

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e = 86.4 \text{ cm}$$

Avec :

$E = 35981.73 \text{ MPa}$ (module de young du béton).

K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne = 40000 kN/m^3 .

b : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre.

I : Inertie de la section transversale du radier.

$$I = \frac{bh^3}{12} = 2550 \text{ cm}^4$$

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\text{max}}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 69 \text{ cm}$$

➤ **Condition de cisaillement :** L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa pour une Fissuration préjudiciable}$$

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

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{53605.78 \times 1}{176.24} = 304.16 \text{ kN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{304.16 \times 5.2}{2} = 790.83 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h}$$

$$h \geq \frac{V_u}{0.9b\bar{\tau}_u} = \frac{790.83 \times 10^3}{0.9 \times 10^3 \times 1 \times 2.5} = 35.15 \text{ cm.}$$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

$N_{u,\text{voil}} = 6601.38 \text{ kN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.2 + 2 + 2h) = (4.4 + 4h) \text{ m}$$

$$\text{On obtient : } 1500h^2 + 3300h - 4400.92 = 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 103 \text{ cm.}$$

✓ **Sous poteaux :**

$N_{u,\text{pot}} = 2165.42 \text{ kN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.45 + h) = (1.8 + 4h) \text{ m}$$

$$\text{On obtient : } 4500h^2 + 2025h - 3248.13 = 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 65 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :
 $h = 1.10 \text{ m.}$

Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré.

VI.1.3.1. Pré dimensionnement du radier nervuré :

- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = 52 \text{ cm} \text{ soit } h_p = 60 \text{ cm}$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives $L_{\max} = 5.2 \text{ m}$

- Largeur de nervure :

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \text{ soit } b_p = 50 \text{ cm}$$

NB : il faut que la largeur des nervures doive être supérieure à la plus grande coté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieure de la nervure et assure la transmission des charge au nervure et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

- L'épaisseur de la dalle :

$$h_{\text{dalle}} \geq \frac{L_{\max}}{20} = 26 \text{ cm} \text{ soit } h_{\text{dalle}} = 0.50 \text{ m.}$$

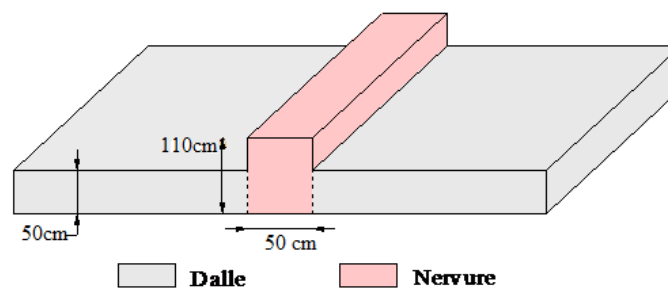


Figure VI.1: dimension du radier

VI.1.3.2. Calcul des sollicitations :

$$G_{\text{Superstructure}} = 20489.38 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 17296.74 \text{ kN}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0.5 \times 208.8 + (0.5 \times 0.60 \times 25 \times 123.9) = 3539.25 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 1.5 \times S_{\text{bloc}} = 176.24 \times 1.5 = 264.36 \text{ kN}$$

➤ **Les combinaisons de calcul :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 58780.30 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 41589.73 \text{ kN}$$

VI.1.3.3. Vérification de la surface de radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} = 188.93 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 220.98 \text{ m}^2 \dots \dots \text{CNV}$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} = 188.93 \text{ m}^2 > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 207.95 \text{ m}^2 \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Alors : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bloc}} + S_{\text{débor}} = 176.24 + (0.8 \times 59.2) = 223.6 \text{ m}^2$$

VI.1.3.4. Caractéristique géométrique du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

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

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 9.9 \text{ m} , Y_G = 4.51 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultantes des charges de la superstructure sont :

$$X_{\text{sup}} = 9.89 \text{ m}$$

$$Y_{\text{sup}} = 5.91 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |9.89 - 9.90| = 0.01 \text{ m}$$

$$e_y = |4.51 - 5.91| = 1.4 \text{ m}$$

✓ Moment d'inertie :

Le moment d'inertie de radier se calcule comme suit :

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = \frac{32.90 \times 17.75^3}{12} = 15332.39 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} = \frac{17.75 \times 32.90^3}{12} = 52675.03 \text{ m}^4$$

VI.1.3.5. Vérification de la stabilité au renversement du radier :

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

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

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre VI

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 1 m

$$b_x = 19.80 - 9.9 = 9.9 \text{ m}$$

$$b_y = 9.80 - 4.51 = 5.30 \text{ m}$$

$$M_{\text{Sta},x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 15536.89 \times 9.9 = 123052.16 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{Sta},y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 15536.89 \times 5.30 = 65876.41 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{\text{Ren},x} = 21132.4839 + 1627.28 \times 1 = 22759.76 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{Ren},y} = 21051.7068 + 1621.08 \times 1 = 22672.77 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{\text{Sta},x}}{M_{\text{Ren},x}} = 5.41 > 1.5$$

$$\frac{M_{\text{Sta},y}}{M_{\text{Ren},y}} = 2.90 > 1.5$$

Conclusion : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI.1.3.6. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

D'après le RPA le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal

Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	20489.38	20489.38	20489.38	20489.38	37786.12	37786.12
M _{stru} (kN.m)	12348.033	12348.033	12348.033	12348.033	22969.61	22969.61
M _{rad} (kN.m)	12552.93	41033.16	12552.3	41033.16	23347.47	75870.18
e (m)	0.61	2	0.61	2	0.62	2.01
l/4 (m)	4.95	2.45	4.95	2.45	4.95	2.45
Vérification	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$

VI.1.3.7. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier,

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : surfacetotal du radier,

V : distance entre le centre de gravité du radieret l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifie :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$.
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier

	0.8G + E		0.8G – Q		G + Q + E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	20489.38	20489.38	20489.38	20489.38	37786.12	37786.12
M _{rad} (kN.m)	12552.93	41033.16	12552.3	41033.16	23347.47	75870.18
V (m)	9.9	5.30	9.9	5.30	9.9	5.30
I (m ⁴)	1250.1	5263.2	1250.1	5263.2	1250.1	5263.
S (m ²)	188.93	188.93	188.93	188.93	188.93	188.93
σ_1 (kN/m ²)	207.86	149.76	207.86	149.76	384.89	276.4
σ_2 (kN/m ²)	9.03	67.13	9.03	67.12	15.10	123.59
σ_{moy} (kN/m ²)	157.50	129.10	157.50	129.10	292.44	238.20
1.5 σ_{adm} (kN/	300	300	300	300	300	300
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.1.4. Ferrailage du radier nervurée :

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferrailage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

VI.1.4.1. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables,

➤ Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0.4$ le panneau porte dans un seul sens

Si $0.4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : Le petit portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$L_x = 3 \text{ m}$

$L_y = 4.25 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4.25} = 0.71 \quad \text{donc le panneau porte dans les deux sens}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encastré aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5 M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75 M_y$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5 M_x$$

✓ **Evaluation des Charges et Surcharges:**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{58780.30}{223.6} = 262.88 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{41589.73}{223.6} = 186 \text{ kN/m}^2$$

Donc à l'ELU :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0684 \times 262.88 \times 3^2 = 161.83 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.4320 \times 161.83 = 69.91 \text{ kN.m}$$

A l'ELS :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0743 \times 189 \times 3^2 = 124.38 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.5817 \times 124.38 = 72.35 \text{ kN.m}$$

Donc les moments en travée et en appuis sont :

A l'ELU :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75 M_x = 121.4 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5 M_x = -80.91 \text{ kN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75 M_y = 52.43 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5 M_x = -80.91 \text{ kN.m}$$

A l'ELS :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x = 93.28 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x = -62.19 \text{ kN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y = 54.26 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5M_y = -62.19 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

	Petite portée			Grande portée		
	$M_x \text{ (kN.m)}$	$M_{tx} \text{ (kN.m)}$	$M_{ax} \text{ (kN.m)}$	$M_y \text{ (kN.m)}$	$M_{ty} \text{ (kN.m)}$	$M_{ay} \text{ (kN.m)}$
ELU	161.83	121.4	-80.91	69.91	52.43	-80.91
ELS	124.38	93.28	-62.19	72.35	54.26	-62.19

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:
 $b = 100 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$, $d = 0.9h = 45 \text{ cm}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier

Position		M_u	μ_U	$\mu_l = 0.392$	As	A_{min}	choix	A_s adopté
Sens XX	Travée	121.4	0.0423	$u_u < u_l$	7.93	5.43	5HA16+5HA14	17.75
	Appuis	80.91	0.0278	$u_u < u_l$	5.18	5.43	5HA16	10.05
Sens YY	Travée	52.43	0.0181	$u_u < u_l$	3.35	5.43	5HA16+5HA14	17.75
	Appuis	80.91	0.0278	$u_u < u_l$	5.18	5.43	5HA16	10.05

NB : La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens yy est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h$$

Avec $\rho_0 = 0.0006$ pour feE400

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

Tableau VI.5: Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier

	Sens	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	σ_{st}	Observation
Appuis	XX	62.19	13.04	34587.12	2.35	86.19	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	62.19	13.04	34587.12	2.35	86.19	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
Travée	XX	93.28	10.24	217936.2	4.38	189	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	54.26	10.24	217936.2	2.55	129.82	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

VIII.3.4.2. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont calculées comme une poutre continue repose sur plusieurs appuis, pour faire les calculs on prend les nervures les plus sollicitant donc on a deux types (nervure 1-1) et (nervure 2-2)

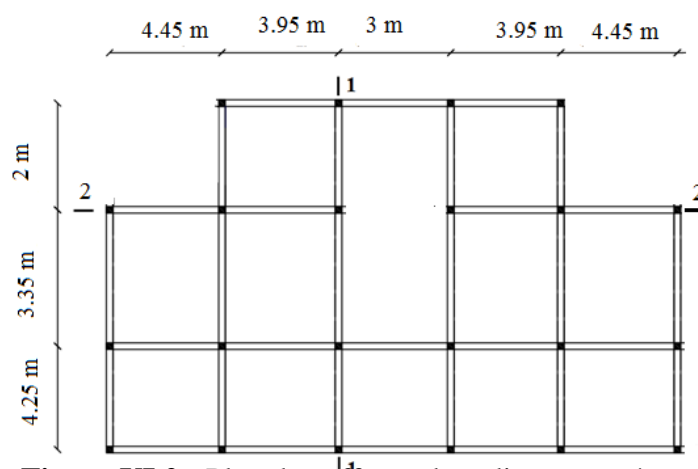


Figure VI.2 : Plan de coffrage de radier nervurée

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

On a : $G = 108.5 \text{ kN/m}^2$

Et : $Q = 91.55 \text{ kN/m}^2$

à l'ELU : $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 283.72 \text{ kN/m}^2$

à l'ELS : $Q_{ser} = G + Q = 200 \text{ kN/m}^2$

➤ **Calcul des sollicitations de la nervure type 1 :**

On a la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4}$$

Avec :

Q : la charge surfacique de la dalle

L_y : la grande portée de panneau

L_x : la petite portée de panneau

Tableau VI.6 : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 1

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
ELU (kN/ml)	308.9	297.8	257.58	297.8	308.9
ELS (kN/ml)	217.75	197.21	151.57	197.21	217.75

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

$$M_{a,u} = 611.1 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,u} = 489.6 \text{ kN.m}$$

$$M_{a,ser} = 430.8 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,ser} = 345.1 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 824.6 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des sollicitations de la nervure type 2 :**

On a la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4}$$

Tableau VI.7 : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 2

	Travée 1	Travée 2	Travée 3
ELU (kN/ml)	301.41	251.80	216.16
ELS (kN/ml)	207.52	204.97	152.38

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

$$M_{a,u} = 522.8 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,u} = 444.2 \text{ kN.m}$$

$$M_{a,ser} = 376.4 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,ser} = 299.2 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 763.5 \text{ kN}$$

➤ Calcul de ferrailage des nervures :

Ce sont des poutres disposées le long de radier de section (100 x 65) cm, le calcul de ferrailages effectue en travée et sur appuis à la flexion simple en considérant les sollicitations les plus défavorables dans les deux types :

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la nervure

		M_u	μ_u	$\mu_l=0.392$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	choix	$A_{s,adp}$
Sens XX	Appuis	611.1	0.088	$\mu_u < \mu_l$	18.61	5.98	3HA25+3HA20+2HA16	28.17
	Travée	489.6	0.070	$\mu_u < \mu_l$	14.74	5.98	3HA25+3HA20	24.15
Sens YY	Appuis	522.8	0.075	$\mu_u < \mu_l$	15.81	5.98	3HA25+3HA20	24.15
	Travée	444.2	0.064	$\mu_u < \mu_l$	13.33	5.98	3HA25+3HA20	24.15

➤ **Vérification à l'ELU :****Tableau VI.9 :** Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU

		Contrainte de cisaillement			
		$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
Sens XX	Travée	0	0	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui	824.6	1.66	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Sens YY	Travée	0	0	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui	763.5	1.54	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

Tableau VI.10: Tableau récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS

		$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	σ_{st}	Observation
Sens XX	Appuis	430.8	33.32	2439366.1	5.9	174.2	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	Travée	345.1	31.32	2171367.9	5	161.5	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
Sens YY	Appuis	376.4	31.32	2171367.9	5.4	176	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	Travée	299.4	31.32	2171367.9	4.3	140.1	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

➤ **Calcul des armatures transversales dans les nervures :**

✓ **Selon le BAEL 91/99 :**

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}^*}{0.9 d \sigma_s} \text{ (Art 5.1.2.3) BAEL 91/99}$$

$$f_{t28}^* = \text{Min}\{f_{t28}; 3.3 \text{ MPa}\}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL 91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL 91/99}$$

✓ **Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{85.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{110}{4}; 12 \times 1.6\right\} = 19.20 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{110}{2} = 55 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{1.66 - 0.3 \times 2.1}{0.9 \times 99 \times 348} \times 50 \times 10 = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t = 0.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend } A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification La flèche :** (Art B.6.5,1) BAEL91/99

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

On fait la vérification pour la travée la plus défavorable.

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.21 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser,travée}}}{10 M_{0\text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.16 > 0.040) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0049 < 0.01) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 110 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; d = 99 \text{ cm} ; L = 5.20 \text{ m} ; A_s = 24.15 \text{ cm}^2 .$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 299 \text{ kN.m} ; M_{0\text{ser}} = 676 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa} .$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

VIII.3.4.3. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à un consol de largeur $L = 1 \text{ m}$, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$M_u = \frac{QL^2}{2} = \frac{262.88 \times 1^2}{2} = 131.44 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{QL^2}{2} = \frac{189 \times 1^2}{2} = 94.5 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.11: Tableau récapitulatif de ferrailage de débord

M_u	μ_U	$\mu_l=0.371$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	choix	A_s adopté
131.44	0.0458	$\mu_U < \mu_l$	8.60	5.43	6HA16	12.06

➤ **Vérification à l'ELS :**

Tableau VI.12: Tableau récapitulatif de vérification de débords

	$M_{\text{ser}}(\text{kN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	σ_{st}	Observation
Travée	94.5	11.07	253479.2	4.1	190.2	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

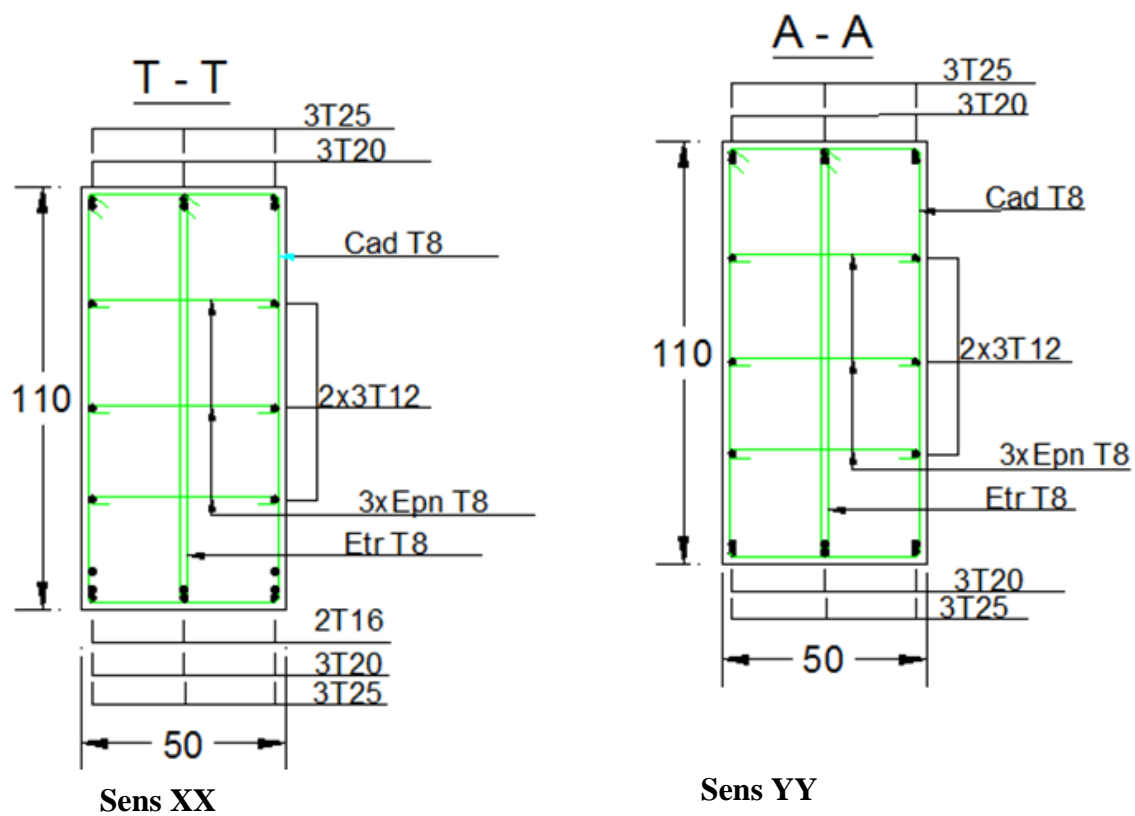


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage du radier sens X-X et Y-Y

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances. Cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- 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).
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue les charge importants et les petites trames qui induise des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.
- Et aussi maîtriser à un niveau acceptable l'outil informatique, notamment le calcul des structures avec le logiciel ETABS ,et le dessin des plans de coffrage et de ferrailage par le logiciel AUTO-CAD2015.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

Bibliographie

➤ Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.

➤ Logiciels :

- ETABS.....Analyse des structures
- RDM6.....Calcul des moments et des efforts.
- AUTOCAD 2015.....Dessin
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007.....Traitementdutexte.
- SOCOTEC... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou composée).