

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed El Bachir El Ibrahimi –Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département Génie Civil



Mémoire de fin d'études

PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE : (Master)

Filière : Génie Civil

Option : Structures

THÈME:

Etude d'un bâtiment R+3 portique auto stable à usage d'habitation dans la zone de Bordj Bou Arréridj

Réalisé par : SEDDAOUI Amina

BELMIHOUB Chahinez Nadia

Devant le jury :

Président: Mr. BOUZID Chaouki : M.A.A

Examineurs : Mr. NOUI Ammar : M.A.B

Mr. LOGZIT Nacer : M.A.A

Encadreur : Mr.LOUMACHI Lazhar : M.A.B.

Promotion : 2018/2019

Remerciements

Nous tenons à remercier très sincèrement

Dieu de nous avoir donné le courage et la force de mener à terme le travail qu'on a commencé.

Monsieur **Loumachi Lazhar**,

Enseignant à la faculté des sciences et technologies de nous avoir facilité la tâche en nous proposant un sujet intéressant et d'avoir accepté de diriger notre travail, de nous avoir laissé un bon degré de liberté dans l'organisation du travail, d'avoir mis à notre disposition une bonne partie de documentation ; on tient à lui exprimer toute notre reconnaissance et notre considération.

Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, pour le savoir et les connaissances qu'ils nous ont transmises.

Nos familles et nos amis qui nous ont supporté, soutenu et ont toujours été à nos côtés pendant les moments les plus difficiles et pour toute leur affection.

A tous ceux et celles qui, de près ou de loin, nous ont encouragé et contribué à la réalisation de ce travail ; ils sont nombreux et présents tous dans nos cœurs.

Dédicace

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers,

A mes très chers parents

Vraiment aucune dédicace ne saurait exprimer mon attachement, mon amour, mon affection et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous offre ce modeste travail, qu'il soit l'exaucement de vos vœux, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse dieu, le tout puissant, vous garder et vous procurer santé et bonheur et longue vie.

A mon cher frère MEHDI, mes adorables sœurs SARRA et INES et NESRINE ,et mon magnifique neveu Yanis

Merci d'être toujours à mes côtés, par votre présence, par votre amour, pour donner du goût et du sens à notre vie de famille. Que ce travail vous témoigne de ma sincère affection, Je vous souhaite tous le bonheur du monde.

A la mémoire de ma chère grand-mère, mon oncle et ma tante

*J'aurais tant aimé que vous soyez présents.
Que Dieu ait vos âmes dans sa sainte miséricorde*

A toute ma famille

Pour leurs encouragements, leur soutien tout au long de ma formation

A mes ami(e)s

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments difficiles, mes collègues, je leur dédie ce travail, en les remerciant infiniment.

AMINA

Dédicace

A ma chère mère

*Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le
Symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et
L'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et
de prier pour moi.*

A mon cher père

*Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour,
l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu
pour vous.*

*Nul mot ne pourra exprimer mes sentiments et ma
gratitude envers vous,*

*A mes chers frères **FOUAD**, **YACINE** et **SALIM**
qui ont toujours été présent dans tous mes moments d'études par
leurs soutien moral et ses belles surprises sucrées.
Je vous souhaite un avenir plein de joie, de bonheur,
de réussite.*

*A tous les membres de ma famille, petits et grands, Tous ceux que
j'aime, qui m'aiment et me comblez de conseils*

*A tous mes camarades et ami(e)s avec lesquels j'ai passé les
meilleurs moments d'étude et à vous chers lecteurs.*

Chahinez

Liste des tableaux

Chapitres II

<i>Tableau II.1 : Pré-dimensionnement de la section transversale de nervure.</i>	22
<i>Tableau II. 2: Charges et Surcharges du plancher terrasse inaccessible</i>	25
<i>Tableau II. 3:Charges et Surcharges du plancher étage courant</i>	26
<i>Tableau II.4. Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.</i>	27
<i>Tableau II.5: Charges et surcharges murs intérieurs.</i>	28
<i>Tableau II.6: Charges et Surcharges de la volée.</i>	28
<i>Tableau II.7: Charges et surcharges palier.</i>	29
<i>Tableau II.8: Tableau récapitulatif.</i>	29
<i>Tableau II.9 : charges et surcharges du poteau central</i>	31
<i>Tableau II.10 : La descente des charges du poteau central.</i>	32
<i>Tableau II.11: charges et surcharges du poteau de rive.</i>	34
<i>Tableau II.12 : La descente des charges du poteau de rive.</i>	35
<i>Tableau II.13 : Tableau récapitulatif des charges et surcharges.</i>	37
<i>Tableau II.14 : Tableau des charges et surcharges dalle pleine</i>	37
<i>Tableau II.15 : La descente des charges du poteau d'angle</i>	39
<i>Tableau II.16 : charges et surcharges du poteau central d'escalier</i>	41
<i>Tableau II.17 : La descente des charges du poteau central d'escalier</i>	42
<i>Tableau II.18 : Les valeurs de Nu.</i>	43
<i>Tableau II.19.Vérification des poteaux à la compression simple.</i>	44
<i>Tableau II.20: Vérification au flambement des poteaux.</i>	45

Chapitres III

Tableau III.1 : Calcule des efforts internes (M ; T) à l'ELU	56
Tableau III.2 : Calcul des efforts internes (M, T) à l'ELS	58
Tableau III.3 : Ferrailage des poutrelles de tous les étages.	63
Tableau III.4 : récapitulatif pour la Vérification à L'E.L.S	65
Tableau III.5 : Calcule des efforts internes (M ; T) à l'ELU	69
Tableau III.6 : Calcule des efforts internes (M, T) [kN.m] à l'ELS	71
Tableau III.7 : Ferrailage des poutrelles de tous les étages.	76
Tableau III.8 : récapitulatif pour la Vérification à L'E.L.S	78
<i>Tableau III.9</i> : Calcule les sollicitations de la poutre palière	97
Tableau III.10 : de résultats des combinaisons des charges	104

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Valeur de P_q sens X-X	112
Tableau IV.2 : Valeur de P_q sens Y-Y	112
Tableau.IV.3 : les facteurs de participation massique de chaque modèle.	116
Tableau.IV.4 : Centre de masse et centre de torsion	117
Tableau IV.5 : Excentricité théorique et Excentricité accidentelle	117
Tableau.IV.6 : Déplacements selon X et Y	118
Tableau .IV.7 : L'effort tranchant de chaque étage selon XX	119
Tableau IV.8 : L'effort tranchant de chaque étage selon YY	120
Tableau.IV.9 : Distribution de la charge sismique selon la hauteur : X-X	120
Tableau.IV.10 : Distribution de la charge sismique selon la hauteur : Y-Y	120
Tableau.IV.11 : Vérification des déplacements. (Sens x-x)	121
Tableau.IV.12 : Vérification des déplacements. (Sens y-y)	122
Tableau.IV.13 .masse Cumulées et masses participantes selon X et Y.	123
Tableau.IV.14 :Calcul des moments de renversement d'étages: Selon XX	125

Tableau.IV.15 :Calcul des moments de renversement d'étages: Selon YY	125
Tableau.IV.16 : tableau de P- Δ , Sens X-X	126
Tableau.IV.17 : tableau de P- Δ , Sens Y-Y	126

Chapitre V

<i>Tableau V.1 : caractéristiques du matériau</i>	129
TableauV.2 : Section d'armatures longitudinales mini et max dans les poteaux	131
Tableau V. 3 : Sollicitation dans les poteaux	132
Tableau V.4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	136
Tableau V.5 : Ferrailages transversale des poteaux	137
Tableau V.6 : Vérification au flambement des poteaux des différents étages	140
Tableau V.7 : vérification des contraintes	140
Tableau V.8 : vérification des contraintes tangentielles	141
Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principales et secondaires	144
Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles	149
Tableau V.11 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	150
Tableau V.12 : Vérification de la contrainte limite de béton	152

Chapitre VI

Tableau VI.1 : <i>Efforts normaux maximaux dans les éléments le plus sollicités</i>	158
Tableau VI.2 : <i>dimensions des semelles</i>	158
Tableau VI.3 : <i>les sollicitations pour les poteaux.</i>	159
Tableau VI.4. : <i>récapitulatif des résultats de ferrailage des semelles isolées.</i>	164
Tableau VI.5. : <i>Les sollicitations.</i>	165

Listes des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Diagramme contrainte - déformation de béton à l'ELU.	9
Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation de béton à l'ELS	10
Figure I.3 : Diagramme rectangulaire simplifié	11
Figure I.4: Déformations dans une section droite d'une poutre.	12
Figure I.5: Diagramme de déformation contrainte	13
Figure I.6: Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots	15

Chapitre II

Figure II.1: section du poteau le plus sollicité	18
<i>Figure II.2 : plancher en corps creux.</i>	21
<i>Figure II. 3 : La section transversale de la nervure.</i>	22
<i>Figure II. 4 : Schéma d'escalier.</i>	23
<i>Figure II .5 : la vue en plan des escaliers</i>	24
<i>Figure II. 6 : le schéma statique des escaliers</i>	24
<i>Figure II.7 : Plancher terrasse inaccessible.</i>	25
<i>Figure II.8 : Schéma d'un plancher d'étage courant.</i>	26
<i>Figure II.9 : schéma de l'acrotère</i>	27
<i>Figure II.10 : Les cloisons extérieures.</i>	27
<i>Figure II.11 : Descente des charges pour poteaux de centre</i>	30
Figure II.12 : Descente des charges pour poteaux de rive	33
<i>Figure II.13 : La descente des charges du poteau d'angle</i>	36
Figure II .14 : La descente des charges du poteau central coté escalier	40

Chapitre III

<i>Figure.III.1. schéma de l'acrotère</i>	46
<i>Figure.III.2. Schéma statique de l'acrotère</i>	47
<i>Figure.III.3 Diagrammes des sollicitations</i>	48
<i>Figure.III.4. section de ferrailage</i>	50
<i>Figure .III.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère</i>	52
<i>Figure. III.6.démentions des poutrelles</i>	54
<i>Figure. III.7. Schéma statique de poutrelles du 1^{er} type.</i>	56
Figure III.8 : Schéma de poutrelle (5 travée)	58
Figure III.9. Diagramme de moment à l 'ELU	59
Figure III.10. Diagramme de moment à l 'ELS	59
Figure III.11. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	59
Figure III.12. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	60
Figure III.13 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T	67
Figure III.14 : Poutrelle Section en Té	69
Figure III.15 : Schéma de poutrelle (3 travées)	72
Figure III.16. Diagramme de moment à l 'ELU	72
Figure III.17. Diagramme de moment à l 'ELS	72
Figure III.18. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	73
Figure III.19. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	73
Figure III.20 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T	80
Figure III.21 : Poutrelle Section en Té	83
Figure III.22 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	83
FigureIII.23 : ferrailage des poutrelles	84
FigureIII.24 : Schéma de ferrailage des poutrelles et coupes en travées (2-2) et sur appuis (1-1)	85
<i>Figure III.25 : Caractéristiques géométriques de l'escalier</i>	86
<i>Figure III.26 .Evaluation des charges des escaliers</i>	86
Figure III-27- Moment de calcul	88

Figure III-28 -Diagramme des moments a l'ELU	89
Figure III-29 -Diagramme des moments a l'ELS	96
Figure III.30 Schéma Ferrailage des escaliers	98
Figure III.31. Diagramme des sollicitations – E.L.U-	102
<i>Figure III.32.</i> Schéma de ferrailage de la poutre palière.	103
Figure III.33 : Dimensions du balcon	103
Figure III.34: Schéma statique du balcon	106
Figure III .35 : schéma de ferrailage de balcon	107

Chapitre IV

Figure IV.1 : vue générale de la structure	115
Figure IV.2 : Diagramme spectre de réponse	118
Figure IV. 3 : 1 ^{er} mode vue de la déformée selon X	123
Figure IV.4 : 2 ^{ème} mode vue de la déformée selon Y	124
Figure IV.5 : 3 ^{ème} mode vue de la déformée selon Y	124

Chapitre V

Figure V.1 : Zone nodale	131
Figure V.2 : Longueur de flambement	139
Figure V.3 . schéma de ferrailage de poteau du RDC	142
Figure V.4 . schéma de ferrailage de poteau des étages	143
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires du RDC et des étages	153
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires de la terrasse	154

Chapitre VI

Figure VI.1: <i>Type des semelles superficielles.</i>	157
Figure VI.2: <i>les dimensions en élévation des semelles.</i>	159
Figure VI.3: <i>Méthode des bielles.</i>	160
Figure VI.4 : <i>Arrêt forfaitaire des barres.</i>	162
Figure VI.5 : <i>schéma de ferrailage semelle isolée sous poteau</i>	163
Figure VI.6. <i>Schéma de ferrailage de longrine</i>	166

Majuscule

A : coefficient d'accélération de zone

Aa : section d'armature en appui

Al : section d'armature longitudinale

Amin : section d'armature minimale déterminée par les règlements

Ar : section d'armature de répartition

Aser : section d'armature d'état limite de service

At : section d'armature de travée ou transversale

Au : section d'armature d'état limite ultime de résistance

Ax : section d'armature du sens x-x

Ay : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A1 : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A2 : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

Br : section réduite du béton

Cp : facteur de force horizontale

Cs : coefficient de sécurité

Cr : charge de rupture

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

Eij : module de déformation longitudinale instantanée

Eiv : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

If : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

L : longueur

M : moment fléchissant

Ma : moment fléchissant en appui

Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

Md : moment fléchissant de la droite

Mf : moment fléchissant totale

Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

Ml : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
M_t : moment fléchissant de travée
M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
M_w : moment fléchissant de la gauche
M_x : moment fléchissant du sens x-x
M_y : moment fléchissant du sens y-y
M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
N : effort normal
N_e : effort normal au centre de la section
N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales
N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires
N_{ser} : effort normal d'état limite de service
N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
P : poids propre ; périmètre
Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
R : coefficient de comportement de la structure
S : surface
T : effort tranchant
T_x : période fondamentale dans le sens x-x
T_y : période fondamentale dans le sens y-y
U_c : périmètre du contour
V : action sismique ; effort horizontal
V_t : effort sismique à la base de la structure
W : poids total de la structure
W_p : poids de l'élément en considération



Minuscule

a : longueur ; distance ; dimension

b : largeur

b₀ : largeur de la nervure

b₁ : largeur de poteau

c : enrobage

d : hauteur utile ;

e : excentricité ; espacement

e_a : excentricité additionnelle

f : flèche

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression

f_e : limite élastique d'acier

f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction

g : giron de la marche

h : hauteur

h_c : hauteur du corps creux

h_d : hauteur de la dalle

h_{moy} : hauteur moyenne

h_t : hauteur totale

h' : hauteur de la zone nodale

h₁ : hauteur du poteau

i : rayon de giration

j : nombre des jours

l : longueur ; distance

l_f : longueur de flambement

l_x : la petite dimension du panneau de la dalle

l_y : la grande dimension du panneau de la dalle

l' : longueur de la zone nodale

l_0 : longueur libre

q_b : charge linéaire induite par les marches

q_{eq} : charge linéaire équivalente

q_l : charge linéaire

q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance

q_p : charge linéaire du palier

y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène

α : Angle, coefficient sans dimension

γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

ε : Coefficient de réponse

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Sommaire

1. Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux	
I .1 Introduction	02
I .2 Présentation de l'ouvrage	02
I .3 Conception de la construction du bâtiment	03
I-3-1-structure de contreventement	03
I-3-2- Les planchers	03
I-3-3- L'acrotère	03
I-3-4- Les escaliers	03
I-3-5- Revêtement	04
I-3-7- Fondations	04
I-3-6- La maçonnerie	04
I-3-8- Système de coffrage	04
I-4-Indications générales sur les règles BAEL 91	04
I-4-1 Notions d'états limites	05
I-4-2 Actions permanentes et variables	05
I-4-3-Combinaisons d'actions	06
I-4-4-Les sollicitations	06
I-5-Caractéristiques des matériaux	06
I-5-1-Béton	06
I-5-2 Les Aciers	13

Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.1. Introduction	17
II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux	17
II. 2.1. Les Poutres	17
II. 2.2. Les poteaux	18
II. 3. Pré dimensionnement des éléments secondaires	21
II. 3.1. Plancher en corps creux	21
II.3.2. Les nervures	21
II. 3.3. Les escaliers	22
II. 4. Évaluation des charges et des surcharges	25
II.4.1. Plancher terrasse inaccessible	25
II.4.2. Plancher étage courant	26
II.4.3. Acrotère	26
II.4.4. Murs extérieurs	27
II.4.5. Murs intérieurs	28
II.4.6. Escaliers	28
II.5. Descente des charges	29
II.6. Vérification	43
II.6.1. Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité	43
II.6.2. Vérification au flambement	44
II.7. Conclusion	45

Chapitre III : ETUDE DES ELEMENT SECONDAIRES

III .1.Introduction	46
III.2. L'acrotère	46
III .2.2.Evaluation des charges	46
III .2.3.Calcul des sollicitations	47
III .2.4.Combinaison des sollicitations	48
III. 2.5.Ferraillage de l'acrotère (E.L.U)	48
III .2.6.Calcul de Ferraillage	50
III .2.7.Vérification (E.L.S)	51
III .3.Etude du plancher	52
III .3.1.Les Poutrelles	52
III.3.1 .2 Méthode de Caquot	55
III.3.2.Etude des poutrelles	56
III.3.3.Ferraillage des poutrelles	60
III.3.3.1.Ferraillage en travée	60
III.3.3.2.Ferraillage en appuis	61
III.3.3.3Calcul des armatures transversales et de l'espacement	62
III.3.4.Ferraillage des poutrelles	73
III.3.4.1.Ferraillage en travée	73
III.3.4.2.Ferraillage en appuis	74
III.3.4.3.Calcul des armatures transversales et de l'espacement	75
III.3.5. Ferraillage de la dalle de compression	82

III.4.L'escalier	84
III.5.Balcon	103
III.5.1.Calculs des moments	104
III.5.2.Ferraillage	107
III.6.Conclusion	107

Chapitre IV : Etude sismique

IV-1-Introduction	108
IV-2-Méthode de calcul	108
IV-3-Choix de la méthode de calcul	108
IV-4-Principe de la méthode dynamique spectrale	109
IV-5-Modélisation de la structure	109
IV-6-Modélisation de la structure par le logiciel robot	110
IV-7- L'analyse modale	110
IV.8.Calcul de la résultante des forces sismiques à la base par la méthode statique équivalente	110
IV.8.1.Coefficient d'accélération de zone	111
IV.8.2.facture d'amplification dynamique moyen	111
IV.8.3.facture de qualité	111
IV.8.4. Les valeurs des pénalités	112
IV.8.5 Coefficient de comportement global de la structure	112
IV.8.6 Poids total de la structure	113
IV.9. Méthode d'analyse modale spectrale	113
IV.9.1.Introduction	113

IV.9.2. Spectre de réponse de calcul	114
IV.10. Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT	115
IV.10.1. Les modes	116
IV.10.2. Centre de masse et centre de torsion	117
IV.10.3. Calcul de l'excentricité	117
IV.10.4. Déplacements de chaque diaphragme	118
IV.11. Vérification par la méthode dynamique spectrale	118
IV.11.1. Justification de la sécurité	118
IV.12. Conclusion	127

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

V.1. Introduction	128
V.2. Étude des poteaux	128
V.2.1. Combinaisons des charges	128
V.3. Caractéristiques du matériau	129
V.4. Ferrailage des poteaux	129
V.4.1. Calcul du ferrailage	132
V.4.2. Armatures transversales	136
V.4.3. Vérifications	138
V.4.4. Disposition constructive des poteaux	141
V.5. Sollicitation et ferrailage des poutres	144
V.5.1. Exemple de calcul (Niveaux RDC, ... , 3 ^{ème} étages)	
V.5.2. Vérifications	148
V.5.3. Schéma de ferrailage	150
V.6. Conclusion	155

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction	156
VI.2.Contrainte admissible du sol	156
VI.3.Choix et type de fondations	156
VI.3.1. Calcul de la surface des semelles isolées	158
VI.3.2.Calcul des semelles isolées	158
VI.4.Étude des longrines	164
VI.5 Conclusion	166



Introduction générale

Introduction Générale

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, ...) 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.

Pour notre projet de fin d'étude, on a choisi d'étudier une structure présentant des particularités suivantes: (Eléments porteurs divers : portiques, systèmes de fondation global : semelles)

Le travail a été scindé en deux parties principales :

- La première partie réservée à la superstructure, qui contient :
 - Des généralités ;
 - Pré dimensionnement des éléments ;
 - Etude des éléments secondaires ;
 - Etude dynamique ;
 - Etude des éléments structuraux ;
- La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :
 - Etude des fondations.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).



CHAPITRE I:

**Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux**

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

I-1-introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I-2-Présentation de l'ouvrage:

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment (**R+3**) à usage d'habitation.

L'ouvrage sera implanté à BORDJ BOU ARRERIDJ, ville située en **zone IIa**, de sismicité moyenne, selon le règlement parasismique algérien

[RPA99/version2003]

➤ les caractéristiques géométriques:

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

- ✓ Hauteur des étages courants 3.06m.
- ✓ Hauteur du rez -de chaussée 3.23 m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment sans acrotère..... 12.41 m.
- ✓ Longueur totale du bâtiment en plan 21.65m.
- ✓ Largeur totale du bâtiment en plan 9.8m.

• But :

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur lesquelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié .Vu que l'influence majeure sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

➤ Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003

Comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (l'article 3-2 du RPA99/version 2003).
- Selon RPA2003, et compte tenu de la nature du sol (marno-calcaire, rocheux stratifié), caractérisant ainsi Un sol ferme – **Catégorie S2**
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2,5 \text{ bars}$

I-3-Conception de la structure du bâtiment :**I-3-1- Structure de contreventement :**

La structure du bâtiment a un système de contreventement assuré par des portiques avec justification d'interaction auto stable (poteaux –poutres) en béton armé.

I-3-2- Les planchers :

Ce sont des aires, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression, ils peuvent être des dalles pleines aussi. Qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

I-3-3- L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 15 cm d'épaisseur.

I-3-4- Les escaliers :

Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

I-3-5- Revêtement :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

I-3-6- La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloison en briques creuses de (15 cm; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I-3-7- Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

I-3-8- Système de coffrage:

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres » sont réalisés par le coffrage métallique.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I-4-Indications générales sur les règles BAEL 91**I-4-1 Notions d'états limites :**

On appelle état limite, un état particulier au-delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit.

C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (force, moments, couples) On distingue :

Les états limites ultimes (E.L.U) et Les états limites de service (E.L.S) :

Il est nécessaire de bien différencier ces deux états qui sont à considérer dans tous les calculs de béton armé, soit directement, soit implicitement pour l'un des états.

a. Les états limites ultimes (E .L.U) :

Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure.

- **Etat limite d'équilibre statique :** qui concerne la stabilité de l'ouvrage (pas de renversement, pas de glissement).
- **Etat limite de résistance :** qui concerne la capacité portante qui concerne des matériaux constitutifs (non rupture par écrasement ou par allongement excessif).

- **Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement) :** qui concerne les pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale.

b. Les états limites de service (E.L.S) :

Ils concernent les conditions de bon fonctionnement, d'utilisation et de durabilité des ouvrages :

- **Etat Limite de compression du béton :** (contrainte de compression bornée par le règlement B.A.E.L).
- **Etat limite de déformation :** des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.
- **Etat limite d'ouverture des fissures :** (Pour éviter la corrosion trop rapide des aciers).

I-4-2 Actions permanentes et variables:

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur une structure et en particulier sur l'un de ses éléments (exemples : poteau, poutre, plancher, fondation, etc.).

a. Les actions permanentes :

Elles sont notés **G** et ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps.

Elles comprennent:

- Le poids propre de la structure
- Les actions permanentes : (poids des cloisons, revêtements du sol, etc.....).
- Les poussées des terres pour les murs de soutènement.

b. Les actions variables :

Elles sont notées **Q** et ont une intensité qui varie de façon importante dans le temps. Elles

Comprennent :

- les charges d'exploitation : charges dues aux poids des utilisateurs ou des matériels utilisés.
- Les charges climatiques : charges dues au vent et à la neige.
- Les effets dus à la température : efforts dus à la dilatation.

c. Actions accidentelles :

Elles se produisent rarement et de façon instantanée.

Ex : les séismes, les chocs de véhicules ou de bateaux sur appuis des ponts, les explosions.

I-4-3-Combinaisons d'actions :

- Cas des poteaux :

Dans les cas les plus courants (poteaux de bâtiment, d'angle, de rive, intérieurs), l'unique combinaison d'actions à considérer est : $1.35G+1.50Q$.

- Cas des fondations, planchers et poutres :

A L'ELU $1.35G+1.50Q$

A L'ELS $G+Q$

➤ **Combinaisons d'action donnée par le RPA 99/V2003 :**

- $G + Q \pm E$
- $0.8 * G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2 * E$ → pour les poteaux dans les ossatures auto stables.

I-4-4-Les sollicitations :

Ce sont les efforts provoqués en chaque point et chaque section de la structure par les actions, ils sont exprimés sous terme de forces et moments.

I-5-Caractéristiques des matériaux :

Notre ouvrage est réaliser par le matériau béton armé, ce matériau est un mélange de béton +acier, il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

I-5-1-Béton :

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), et de l'eau de gâchage. A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

a. Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

b. Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue:

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

c. Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

➤ Composition du béton :

- 350 kg /m³ de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L/m³ de sable C_g = 5 mm
- 800 L/m³ de gravillons C_g = 25 mm
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier. Il peut être confectionné par une simple bétonnière de chantier, ou par une centrale à béton. Cette dernière est utilisée lorsque quantités de béton sont importante.

➤ Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou métallique.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

➤ **Les principaux avantages du béton armé sont :**

a) Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

b) Souplesse des formes : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

c) Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

d) Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

e) Finition des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des

Inconvénients dont il est difficile de palier à tous les effets.

➤ **La résistance mécanique du béton :**

a) Résistance caractéristique à la compression : BAEL 91 (art A.2.1.11)

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de "28 jours" dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée " f_{c28} ", est choisie priori compte tenue des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

➤ **Résistance du béton à la traction BAEL91 (art.2.1.12) :**

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

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

3. Traction- flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion La résistance à la traction est notée par : « f_{tj} », elle est définie par la relation

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

➤ **Méthode de calcul**

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé, acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays, permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

a) **Diagramme parabole rectangle(B.A.E.L91modifié99.p80)**

• **ELU :**

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰)

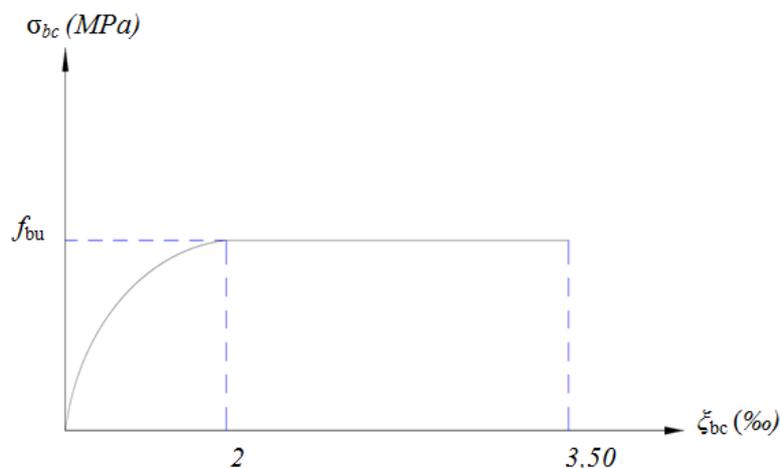


Figure.I.1 : Diagramme contrainte - déformation de béton à l'ELU.

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression ;

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$;

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton à « 28 » jours ;

γ_b : coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{cas général.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{cas accidentel.}$$

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} \quad (4-103 \times \varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\theta = 1 \quad \text{si} \quad \text{durée} > 24\text{h}$$

$$\theta = 0,9 \quad \text{si} \quad 1\text{h} \leq \text{durée} \leq 24\text{h}$$

$$\theta = 0,85 \quad \text{si} \quad \text{durée} < 1\text{h}$$

- **ELS :**

La contrainte de compression du béton à l'E.L.S (σ_{bc}) est donnée par :

$$\sigma_{bc\max} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (\text{B.A.E.L.91, A.4.5.2})$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

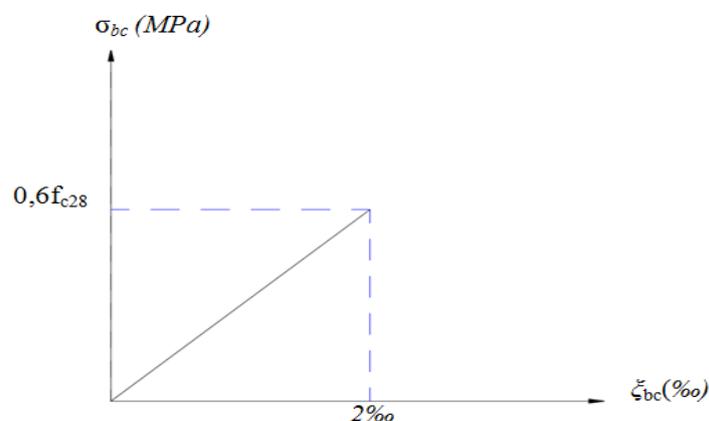


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation de béton à l'ELS

b) Diagramme rectangulaire (B.A.E.L91modifié99.p81)

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié Sur une distante de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.

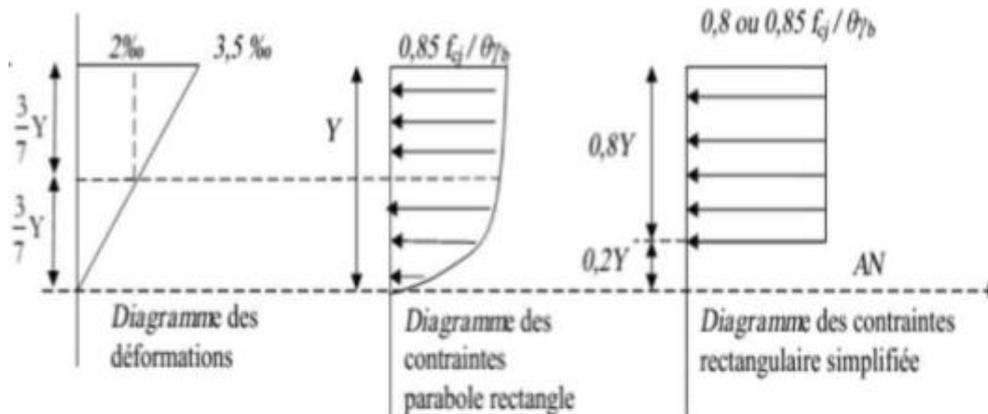


Figure.I.3 : Diagramme rectangulaire simplifié

Sur la Distance restante 0,8 y la contrainte à pour valeur(0,85 f_{cj} / γ_b θ) pour les zones comprimées dont le largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

(0,8 f_{cj} / θ γ_b) pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

c. Contraintes limite de cisaillement : (B.A.E.L.91, Art. A. 5. 1. 2. 11)

Fissuration peu nuisible F.PN : $\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa})$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33\text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 4,34\text{MPa} & \text{en situation accidentelle(S.A)} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable F.P ou F.T.P : $\tau_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa})$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5\text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 3,26\text{MPa} & \text{en situation accidentelle(S.A)} \end{cases}$$

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

T_u : effort tranchant ultime.

b : largeur de la pièce

d : hauteur utile.

d. Module de déformation longitudinale du béton (B.A.E.L.91, Art. A. 2. 2. 2)• **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ avec E_{ij} et f_{cj} en MPa.

• **Module de déformation différée :**

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

$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ avec E_{vj} et f_{cj} en MPa.

○ **Remarque :**

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

e. Module de déformation transversale (Coefficient de poisson)

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec :

- ν : Coefficient de Poisson qui se détermine par mesure directe de la déformation transversale d'une éprouvette comprimée ou tendue, ou par le rapport de déformation longitudinale en valeur relative:

$$\nu = \frac{\Delta a / a}{\Delta l / l}$$

Avec :

$(\Delta a / a)$: déformation relative transversale ;

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

Il est pris égale à :

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré).



Figure I.4.: Déformations dans une section droite d'une poutre.

I-5-2 Les Aciers

a. Définition :

Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour sont ceux de :

- f. Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- g. Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- h. Les aciers généralement utilisés pour constituer les armatures des pièces en béton arme sont :
- i. Les ronds lisses, de nuance FeE215 ou FeE235 ;
- j. Les barres à haut adhérence, de nuance FeE400 ou FeE500 et de type 1 ou de type 2 ;
- k. Les fils à haut adhérence, de nuance FeTE400 ou FeTE500 et de type 3 ;
- l. Les treilles soudés, qui peuvent être constitués par l'un des aciers précédents ;
- m. Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité ;
- n. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$.

➤ **Diagramme déformation-contrainte de calcul (B.A.E.L91 modifié 99.p78) :**

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{cas général}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{cas des combinaison accidentelles.}$$

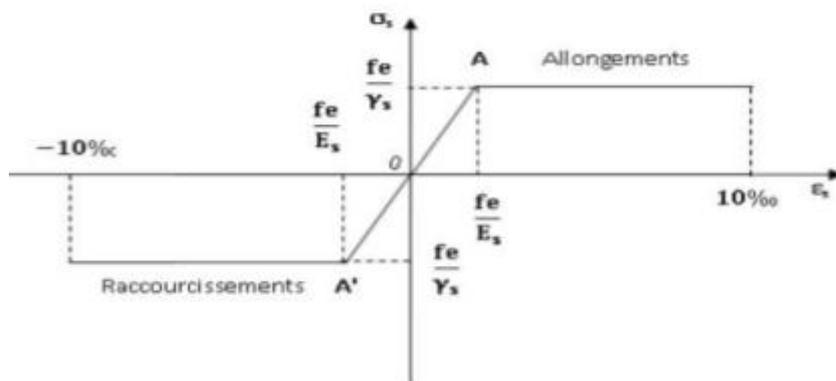


Figure.I.5. Diagramme de déformation contrainte

*Contrainte limite de traction des armatures

Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les ronds lisses ;

$\eta=1.6$ pour les armatures à haute adhérence ($\phi \geq 6\text{mm}$) ;

$\eta=1.3$ pour les armatures à haute adhérence ($\phi \leq 6\text{mm}$).

➤ Etats limites

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance E. L. U. R ;
- Etats limite de service E.L.S.

a. E. L. U. R

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99 version 2003. On doit par ailleurs vérifier que E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

• Hypothèse de calcul

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
- $\varepsilon_{bc}=2\text{‰}$ en flexion composée.
- $\varepsilon_{bc}=3,5\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s=10\text{‰}$
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
- Le béton en compression.
- L'acier en traction et en compression.

Règle des trois pivots (B.A.E.L91 modifié 99, p83)

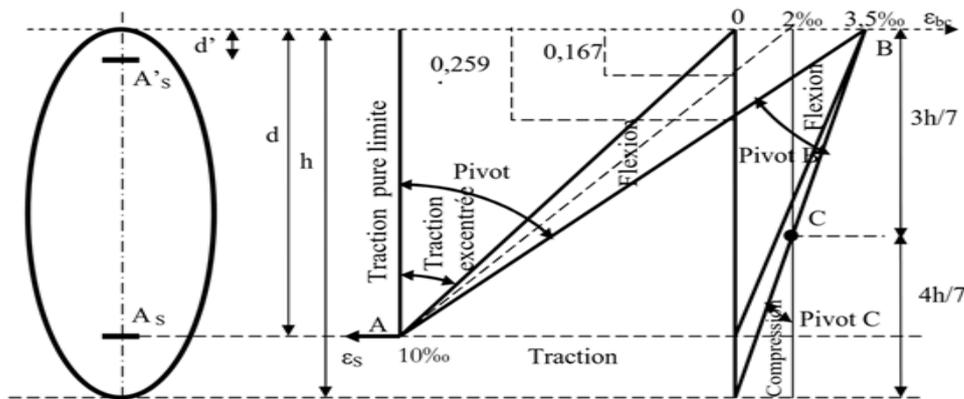


Figure.I.6. Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots

- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.
- Traction pure : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰

* Pivot A : traction simple ou flexion, composée avec ELU atteint dans l'acier.

* Pivot B : flexion simple ou composée avec ELU atteint dans béton.

* Pivot C : compression simple ou composée.

➤ **Hypothèse de calcul :**

Les sections droites restent planes.

Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

Le béton tendu est négligé.

- Béton dosé à 350 kg / m³
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ Mpa.
- le coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1,5$ (situation normale).
- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa.

- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- La contrainte limites de compression du béton : $\sigma_{bc} = 14,16 \text{MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{Mpa}$.
- Le coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$ (situation normale).
- La contrainte limite ultime l'acier : $\sigma_s = 347,8 \text{Mpa}$.
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$

➤ **Règles et Normes de calcul :**

Pour le calcul et la vérification on utilise :

RPA 99/version2003 : Les règles parasismiques algériennes.

BAEL 91 : Les règles Béton armé aux états limite.

CBA 93 : Les règles de conception et de calcul des structures en béton armé

DTR-BC-2.2 : Les Documents Techniques Réglementaires (Charges permanents et charges d'exploitations)



CHAPITRE II :
Prédimensionnement et descente des
charges

II. PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.1. Introduction :

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93 et DTR BC 2.2,...).

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges □ poutrelles □ planchers □ poutres □ poteaux □ fondations □ sol.

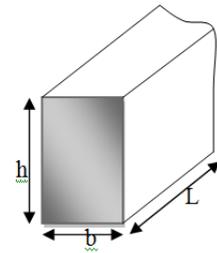
II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux :

II. 2.1. Les Poutres

a. Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,8h \end{array} \right.$$



Avec :

L_{\max} : Portée maximale entre axe d'appuis de deux poutres transversal

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 4,45\text{m} \quad \Rightarrow \quad 29,66 \leq h \leq 44,5 \quad \text{Donc on prend : } h = 40\text{cm.}$$

$$0,4 \times 40\text{cm} \leq b \leq 0,8 \times 40\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 16\text{cm} \leq b \leq 32\text{cm.} \quad \text{Donc on prend : } b = 30\text{cm.}$$

✓ Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{ll} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ h/b = 40/30 = 1,33 < 4 & \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : **(30× 40) cm²**

b. Les poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,8h \end{array} \right.$$

$$L_{\max} = 4,00\text{m} \quad \Rightarrow \quad 26,66 \leq h \leq 40 \quad \text{Donc on prend : } h = 35\text{cm.}$$

$$0,4 \times 35\text{cm} \leq b \leq 0,8 \times 35\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 16\text{cm} \leq b \leq 32\text{cm} \quad \text{Donc on prend : } b = 30\text{cm.}$$

✓ Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{ll} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ h/b = 35/30 = 1,16 < 4 & \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II. 2.2. Les poteaux :

le poteau le plus sollicité (poteau centrale)

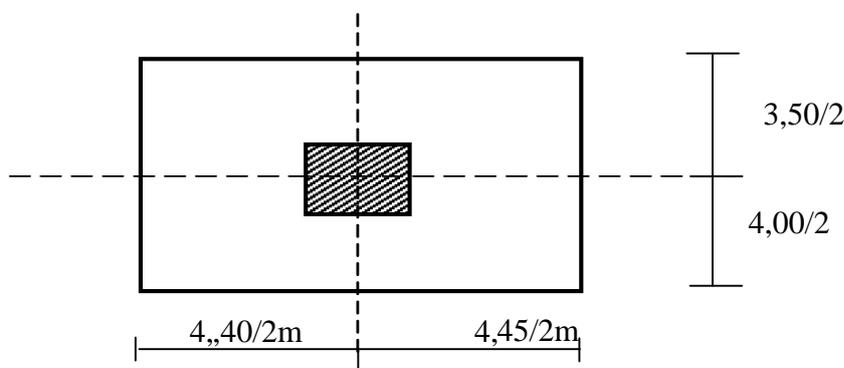


Figure 1: section du poteau le plus sollicité

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale : $S = 16,60$

Avec : S : surface supporté par le poteau le plus défavorable.

On suppose une charge moyenne de : $Q = 1 \text{ t/m}^2$

$$N_u = Q \cdot S \cdot n$$

- Q : Charge moyenne répartie de 1 t/m^2 .

- n : nombre d'étage (plancher). $n=4$

$$N_u = 1 \times 16,60 \times 4 = 66,37\text{t} \quad \Rightarrow \quad N_u = 0,663 \text{ MN.}$$

• **Section réduite (B_r)**

Selon les règles du **B.A.E.L91** (article B 8.2.1) l'effort normal ultime N_u doit être

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_c}{1,35} + \frac{0,85 \times F_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad B_r \geq \frac{1,2 \times 0,663}{\left[\frac{14,17}{1,35} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15} \right]}$$

$$\Rightarrow \mathbf{B_r} \geq 0,060 \text{ m}^2$$

On a :

$$\mathbf{B_r} \geq (a-0,02)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0,060} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq 0,26$$

Donc on prend :

un poteau de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Vérification des conditions de R.P.A 99V2003 (article 7.4.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad (\text{Zone IIa}) \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

On prend:

- pour R.D.C et les étages 1, 2, 3
- $b=30$ $a=40 \text{ cm}$

✓ **Vérification : (R.P.A 99)**

❖ **pour : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min(30, 40) \geq 25 \text{ cm} & \text{condition vérifiée} \\ \min(30, 40) \geq \frac{323}{20} = 16,15 \text{ cm} & \text{condition vérifiée.} \\ 1/4 < 30/40 < 4 & \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Vérification du poteau au flambement :

- Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12}$$

$$= \frac{30 \times 40^3}{12}$$

$$\Rightarrow I_x = I_y = 160000 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec : $A = a \times b$ (section de poteau)

$$A = 30 \times 40 = 1200$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = \sqrt{\frac{160000}{1200}}$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = 11,54 \text{ cm}$$

- Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec : $l_f = 0,7 \times l_0$ (cas généralé)

$$l_0 = 3,23 \text{ m}$$

$$l_f = 2,261 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{226,1}{11,54}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 19,54 < 50 \quad \Rightarrow \text{le flambement est vérifié}$$

II. 3.Pré dimensionnement des éléments secondaires

II. 3.1.Plancher en corps creux

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

✓ L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h \geq \frac{L}{22.5}$

L: plus grande portée dans le sens considéré.

$$h \frac{400}{22.5} = 0,19 \text{ m donc } h = \mathbf{19 \text{ cm}}$$

Alors : 20 cm \Rightarrow 16 cm pour le corps creux.

4 cm pour la dalle de compression.

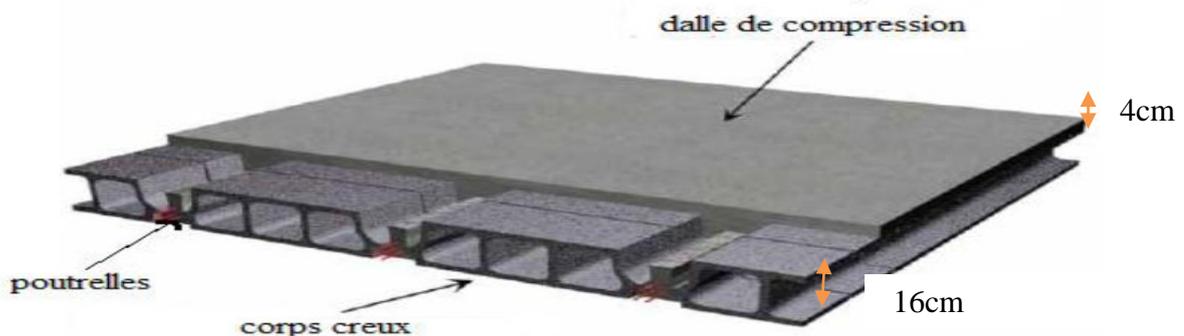


Figure II.1.plancher en corps creux.

II.3.2.Les nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

$$\text{Avec : } b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right\} \quad b_0 = 10 \text{ cm}, \quad L_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \{11,5, 40\} = 11,5 \text{ Soit : } b = 65 \text{ cm}$$

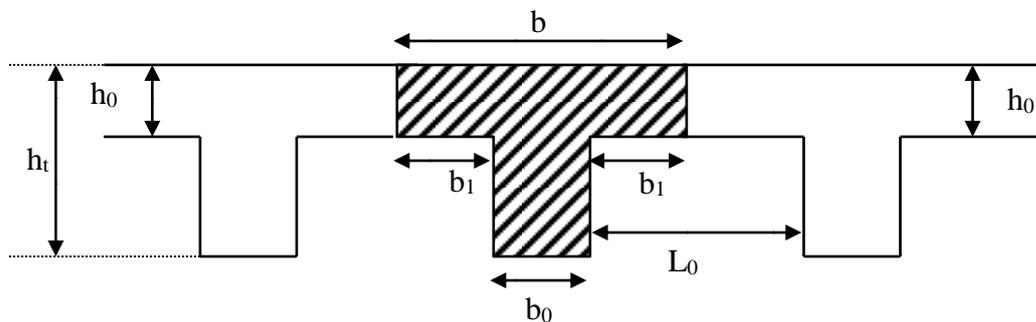


Figure II. 2. La section transversale de la nervure.

Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	4 cm
Epaisseur de l'entrevous	16 cm
Entraxe des nervures	65 cm
Largeur des nervures (b_0)	10 cm
Hauteur utile de la section (d)	22.5 cm
Distance entre nus de deux nervures (L_0)	55 cm
Largeur de la nervure (b)	65cm

Tableau II.1 : Pré-dimensionnement de la section transversale de nervure.

II. 3.3. Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont définies dans la figure. II.3.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de

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

- Le nombre de marche : $m = (n-1)$.
- Le nombre de contre marche: $n = H'/h$.
- Le giron: $g=L_1/ (n-1)$; $25\text{cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$.
- La hauteur de contre marche: $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$.
- Choix de la hauteur de contre marche $h = 17 \text{ cm}$.

✓ Vérification de formule de BLONDEL :

$$h = 17 \text{ cm} \quad g=30\text{cm} \quad .$$

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

✗ Pour notre projet on adopte : $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$

- Choix de la hauteur de la marche : $h = 17 \text{ cm}$ On prend: $g=30\text{cm}$
- Détermination du nombre des marches :

$$n = \frac{H'}{h} = \frac{171}{17} = 10 \text{ marches.}$$

- Longueur de volée :

$$L_1 = g (n - 1) \Rightarrow L_1 = 0.3 \times (10 - 1) = 2.7\text{m}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L_1} = \frac{170}{270} = 0,62 \Rightarrow \alpha = 32.17^\circ$$

$$\text{Sin } \alpha = \frac{H'}{L} \Rightarrow L_p = \frac{H'}{\text{sin } \alpha} = 3,18 \text{ cm}$$

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow 10,63\text{cm} \leq e_p \leq 15,95 \text{ cm} \quad \text{Donc: } e_p = 15 \text{ cm.}$$

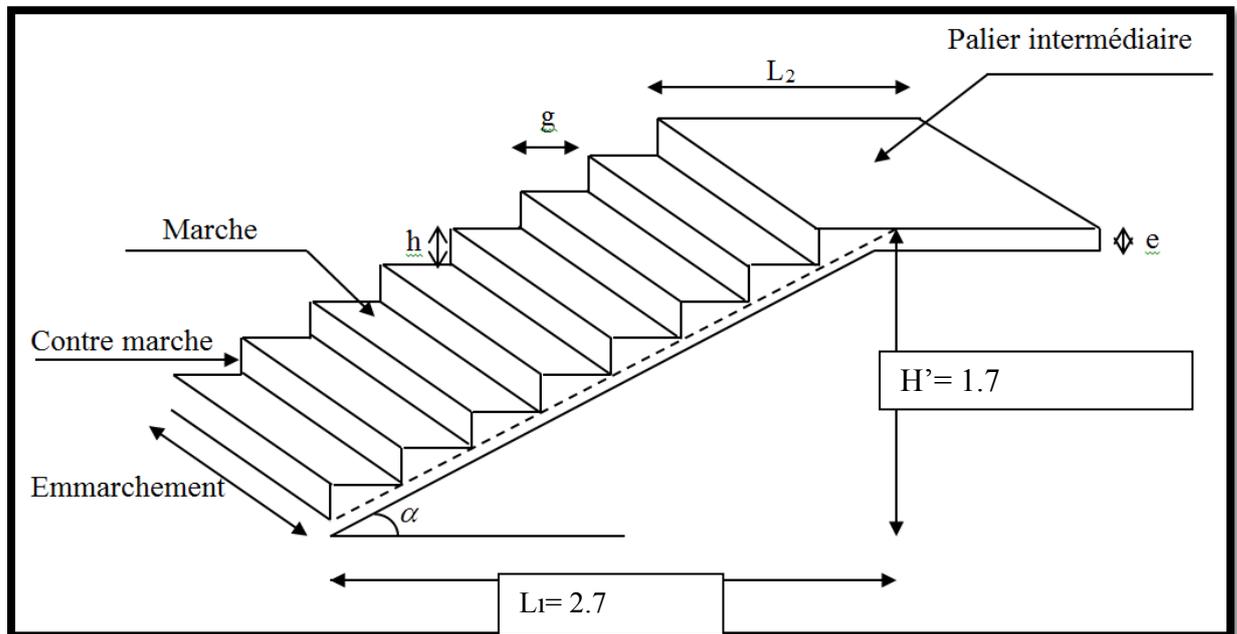


Figure II. 3. Schéma d'escalier.

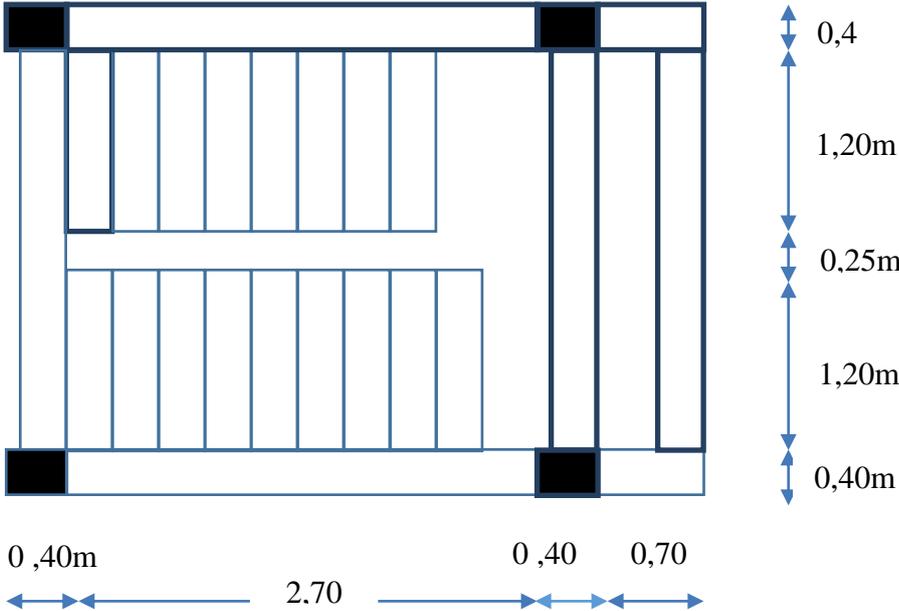


Figure II 4 : la vue en plan des escaliers

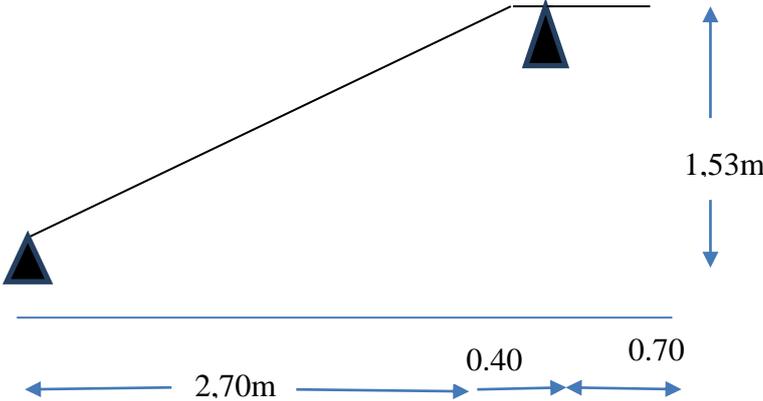


Figure II 5 : le schéma statique des escaliers

II. 4.Évaluation des charges et des surcharges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.2**

II.4.1. Plancher terrasse inaccessible :

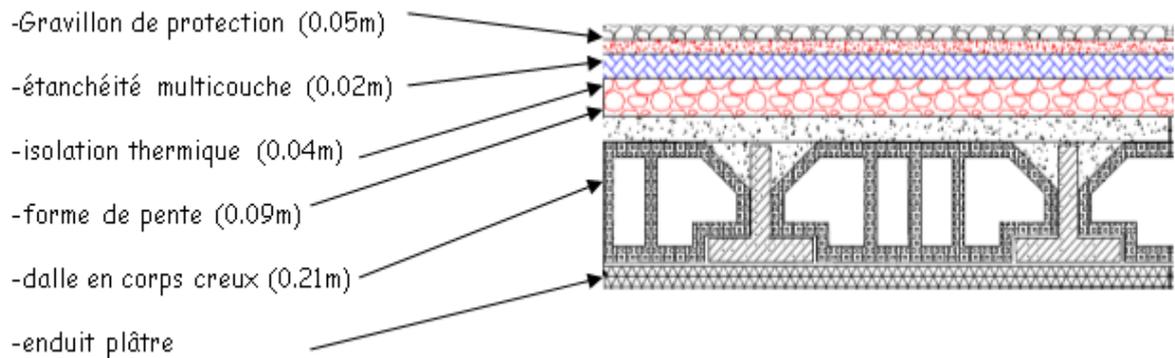


Figure II.6. Plancher terrasse inaccessible.

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillons roulés	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.09	22	1.98
Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2,8
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			GT=6.11KN/m² QT=1KN/m²

Tableau II. 2: Charges et Surcharges du plancher terrasse inaccessible

II.4.2. Plancher étage courant

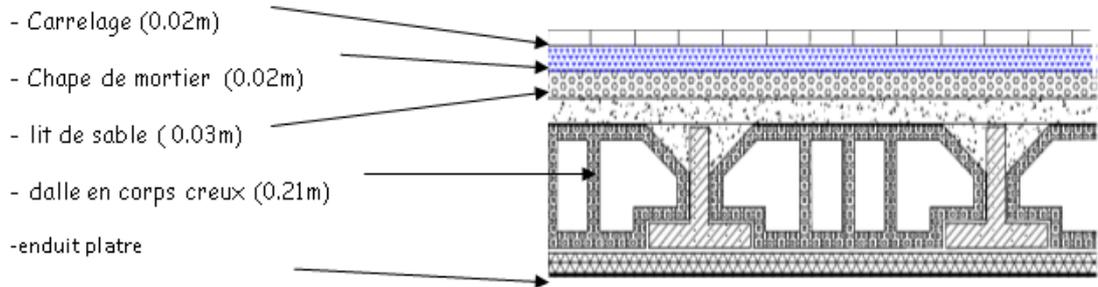


Figure II.7. Schéma d'un plancher d'étage courant.

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2,8
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Cloisons léger	0.1	10	1
			GT=5.38KN/m2 QT=1.50KN/m2

Tableau II. 3: Charges et Surcharges du plancher étage courant

II.4.3. Acrotère :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} \Rightarrow S = 0.069 \text{ cm}^2$$

Poids propre = 0.069 x 2500 = 172.5 kg/ml

Enduit de ciment = 0.02 x 2000 [0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.5 + 0.08] = 33.6 kg/m

G_{acrotère} = 172.5 + 33.6 = 2.061 KN/ml **Q_{acrotère} = 1 KN/m**

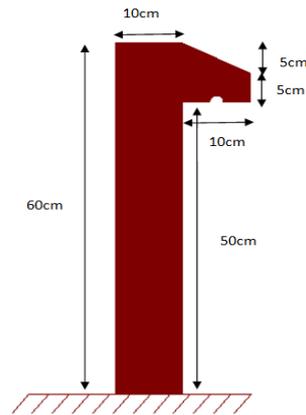


Figure II.8. schéma de l'acrotère

II.4.4.Murs extérieurs :

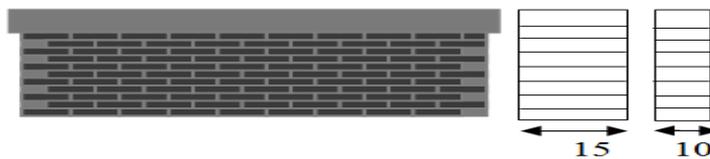


Figure II.9. Les cloisons extérieures.

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double cloison avec 30% d'ouverture.

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse (10 cm)	0.10	9	0.90
Brique creuse (15 cm)	0.15	13	1.95
Enduit extérieur (2 cm)	0.02	20	0.40
Enduit intérieur (1.5 cm)	0.015	14	0.21
			GT=3.46KN/m²

Tableau II.4. Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

Avec 30% d'ouverture $3.46 \times 0.7 = 2.422 \text{ KN/m}^2$ **G = 2.422 KN/m²**

II.4.5. Murs intérieurs :

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse (10 cm)	0.1	9	0.90
Enduit en plâtre (1.5cm) x 2	0.03	10	0.3
			GT=1.20KN/m²

Tableau II.5: Charges et surcharges murs intérieurs.

II.4.6. Escaliers

✎ Volée (paillasse) :

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Poids propre	0.15/cos32.17	25	4.43
Poids de marche	0.17/2	22	1.87
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Revêtement	0.015/cos32.52	20	0.35
Cadre corps métallique	/	/	0.10
			GT=7.55KN/m² QT=2.50KN/m²

Tableau II.6: Charges et Surcharges de la volée.

✎ Palier :

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la dalle	0.18	25	4.5
Poids des revêtements	0.015	20	0.30
Poids du mortier	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	22	0.44
			GT=5.64KN/m ² QT=2.50KN/m ²

Tableau II.7: Charges et surcharges palier.

Élément	Charge permanente G "KN/m ² "	Surcharge d'exploitation Q "KN/m ² "
Plancher terrasse	6.81	1.0
Plancher étage courant	5.90	1.5
Mur extérieur	3.73	-
Mur intérieur	1.2	-
Acrotère	2.277	1.0
Escalier	Paillasse	7.55
	Palier	5.64

Tableau II.8: Tableau récapitulatif.

II.5.Descente des charges :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent les charges permanentes, les charges d'exploitations telles que : le poids des planchers, les murs de façade..... etc

Le but de descente des charges est une vérification de la dimension des poteaux.

Nous avons quatre types de poteaux

A / Poteau central :

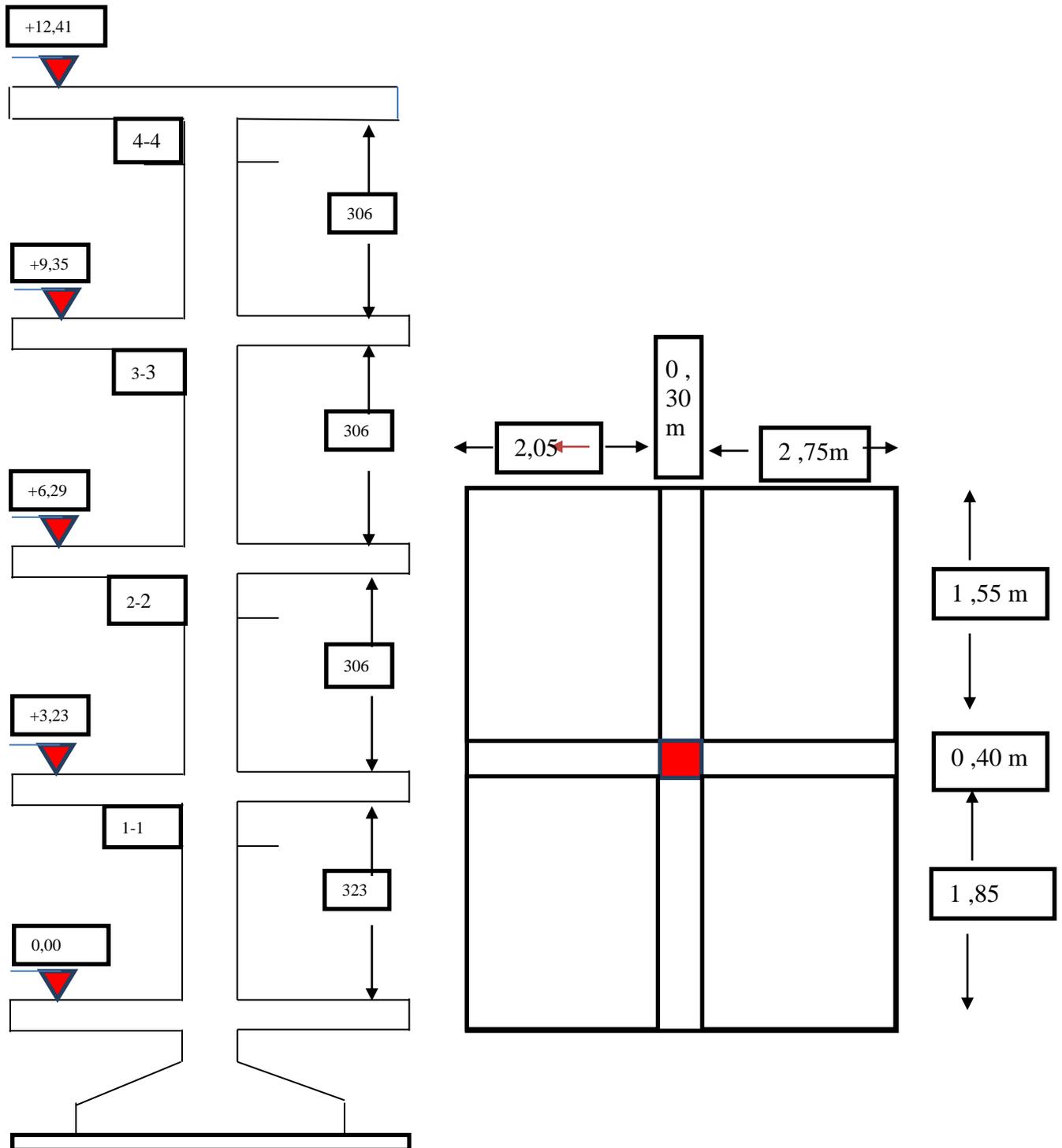


Figure II.10. Descente des charges pour poteaux de centre

Surface associe au poteau centre :

$$S = (2,75 \times 1,55) \times 2 + (2,05 \times 2,75) \times 2 = 19,8 \text{ m}^2$$

Elément	Calcul (kn)
Plancher Corp. creux terrasse	$G = 19,8 \times 6,11 = 120,97$
Plancher Corp. creux d'étage courant	$G = 19,8 \times 5,98 = 118,40$
Poutres principal	$G = 0,30 \times 0,40 \times 3,3 \times 25 = 9,9$
Poutres secondaires	$G = 0,30 \times 0,35 \times 3,8 \times 25 = 9,97$
Charge d'exploitation terrasse	$Q = 1,00 \times 19,8 = 19,8$
Charge d'exploitation d'étage courant	$Q = 1,50 \times 19,8 = 29,7$
Mur intérieur d'étage courant	$G = 1,2 \times (1,55 + 2,05) \times (3,06 - 0,40) = 11,49$
Mur intérieur RDC	$G = 1,2 \times (1,55 + 2,05) \times (3,23 - 0,40) = 12,20$
poteaux (30*40)	$G = (0,30 \times 0,40) \times (3,23 - 0,40) \times 25 = 8,49$

Tableau II.9 : La descente des charges du poteau central.

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
4-4	Plancher terrasse	120,97	12,54
	poutre (principal+ secondaires)	19,87	
	Surcharge d'exploitation		
	Total 4-4	140,77	12,54
3-3	Plancher courant	118,40	18,81
	poutre (principal+ secondaires)	19,87	
	poteaux (30*40)	8,49	
	Mur intérieurs	11,49	
	Revenant de N 4-4	140,77	
	Surcharge d'exploitation		
	Total 3-3	299,02	31,35
2-2	Plancher courant	118,40	18,81
	poutre (principal+ secondaires)	19,87	
	poteaux (30*40)	8,49	
	Mur intérieurs	11,49	
	Revenant de N3-3	299,02	
	Surcharge d'exploitation		
	Total 2-2	457,27	50,16
1-1	Plancher courant	118,40	18,81
	poutre (principal+ secondaires)	19,87	
	poteaux (30*40)	8,49	
	Mur intérieurs	11,49	
	Revenant de N2-2	457,27	
	Surcharge d'exploitation		
	Total 1-1	633,52	68,97

Tableau II.10 : La descente des charges du poteau central.

B/ poteau de rive

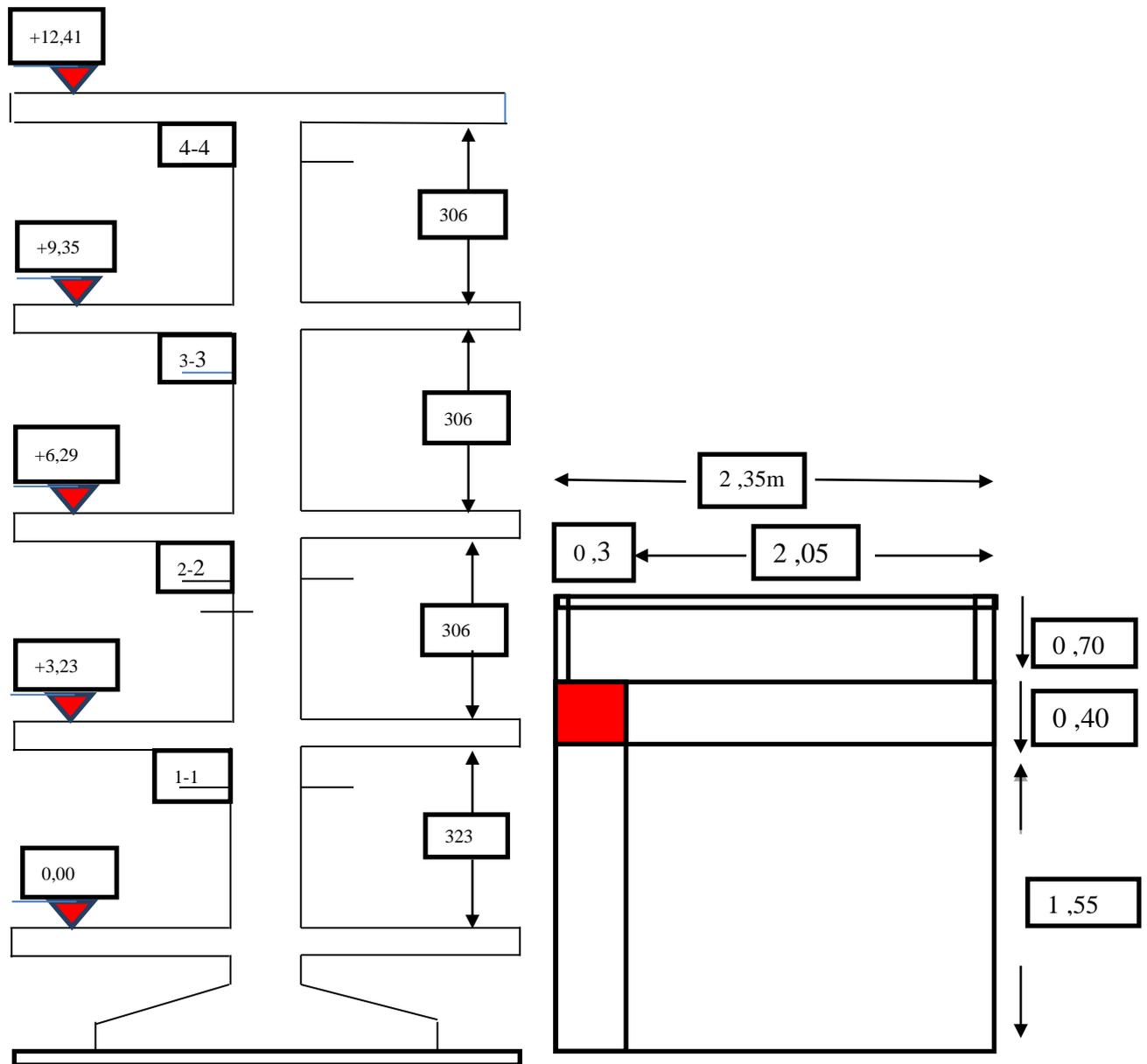


Figure II.11. Descente des charges pour poteaux de rive

Surface associée au poteau rive :

$$S = (2,05 \times 1,55) + (2,05 \times 1,80) = 6,86 \text{ m}^2$$

Élément	Calcul (KN)
Acrotère	$G = 2,061 \times (1,55 + 1,945 + 0,40) = 8,02$
Plancher Corp. creux terrasse	$G = 6,86 \times 6,11 = 42$
Plancher Corp. creux d'étage courant	$G = 5,38 \times 7,164 = 38,54$
Poutres principal	$G = 0,30 \times 0,40 \times 3,495 \times 25 = 10,485$
Poutres secondaires	$G = 0,30 \times 0,35 \times 2,05 \times 25 = 5,381$
Charge d'exploitation terrasse	$Q = 1,00 \times 7,164 = 7,164$
Charge d'exploitation d'étage courant	$Q = 1,50 \times 7,164 = 10,746$
Mur extérieur d'étage courant	$G = 3,46 \times (1,55 + 1,945) \times 2,66 = 32,16$
Mur extérieur RDC	$G = 3,46 \times (1,55 + 1,945) \times 2,83 = 34,22$
Mur intérieur d'étage courant	$G = 1,2 \times 2,05 \times 2,66 = 6,543$
Mur intérieur RDC	$G = 0$

Tableau II.10: La descente des charges du poteau de rive.

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
4-4	Acrotère	8,02	
	Plancher terrasse	43,77	
	poutre (principal+ secondaires)	15,86	
	Surcharge d'exploitation		7,164
	Total 4-4	67,65	7,164
3-3	Plancher courant	38,54	
	poutre (principal+ secondaires)	15,86	
	poteaux	8,49	
	Mur extérieur	32,16	
	Mur intérieure	6,543	
	Revenant de N 4-4	67,65	
	Surcharge d'exploitation		10,746
	Total 3-3	169,243	17,91
2-2	Plancher courant	38,54	
	poutre (principal+ secondaires)	15,86	
	poteaux	8,49	
	Mur extérieur	32,16	
	Mur intérieure	6,543	
	Revenant de N3-3	169,243	
	Surcharge d'exploitation		10,746
	Total 2-2	270,836	28,656
1-1	Plancher courant	38,54	
	poutre (principal+ secondaires)	15,86	
	poteaux	8,49	
	Mur extérieur	32,16	
	Mur intérieur	6,543	
	Revenant de N 2-2	270,836	
	Surcharge d'exploitation		10,746
	Total 1-1	372,429	39,40

Tableau II.12 : La descente des charges du poteau de rive.

C/ poteaux d'angle :

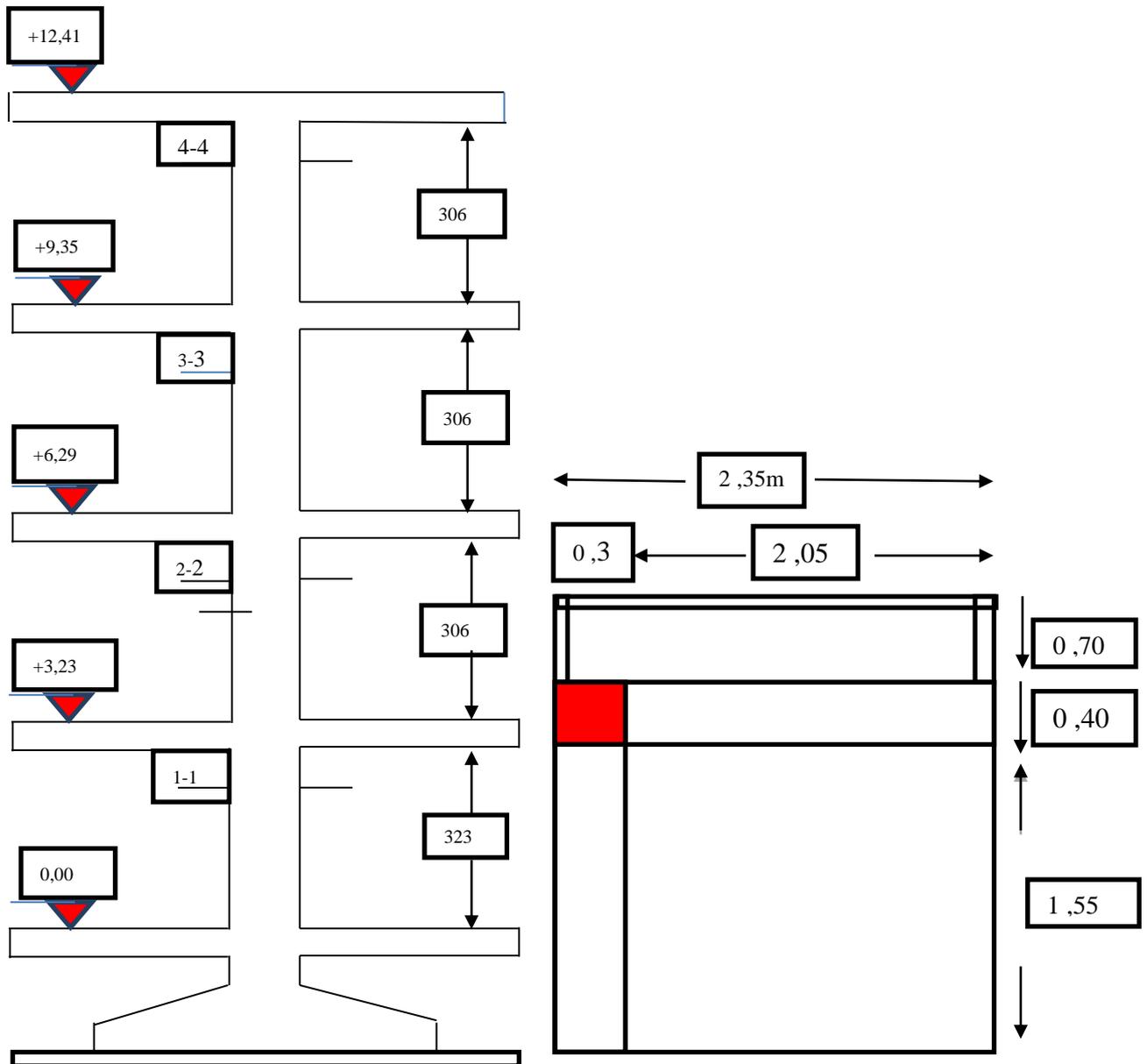


Figure II.12. La descente des charges du poteau d'angle

Surface associe au poteau d'angle :

$$S = (1,55 \times 2,05) + (0,70 \times 2,35) = 4,83 \text{m}^2$$

Elément	Calcul (KN)
Acrotère	$G=2,061 \times 3,8=7,83$
Plancher Corps creux terrasse	$G=6,11 \times 3,17 =19,36$
Plancher Corps creux d'étage courant	$G=5,38 \times 3,17=17,05$
Plancher dalle pleine terrasse	$G=0,15 \times 25 \times 1,645=6,168$
Plancher dalle pleine d'étage courant	$G=6,33 \times 1,645=10,41$
Poutres principal	$G=0,30 \times 0,40 \times 1,55 \times 25=4,65$
Poutres secondaires	$G=0,30 \times 0,35 \times 2,05 \times 25=5,38$
Poteau (30X40)	$G=0,30 \times 0,40 \times 2,66 \times 25=7,98$
Charge d'exploitation terrasse	$Q=1,00 \times 4,83=4,83$
Charge d'exploitation d'étage courant	$Q=1,50 \times 4,83=7,24$
Charge d'exploitation du séchoir	$G=1,5 \times 1,645=2,46$
Mur extérieur d'étage courant (10)	$G=3,46 \times (0,70+2,35) \times 2,91=30,70$
Mur extérieur d'étage courant (30)	$G=3,46 \times (1,55+2,05) \times 2,66=33,13$

Charge et surcharge dalle pleine

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de sable	0 .02	20	0.4
Plancher dalle pleine	0 .15	25	3.75
Enduit en ciment	0 .02	10	0.20
Lit de sable	0.03	18	0.54
Cloison légère	0.1	10	1
			G=-6.33 KN/m²
			Q=1.5KN/m²

Tableau II.11 : La descente des charges du poteau d'angle

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
4-4	Acrotère	7.83	
	Plancher corps creux terrasse	19,36	
	Plancher dalle pleine terrasse	6.168	
	Poutre (principal+ secondaires)	10.03	
	Poteaux (30x40)	7.98	
	Surcharge d'exploitation terrasse		4.83
	Surcharge d'exploitation séchoir		2,46
	Total 4-4	51,368	7,29
3-3	Plancher corps creux courant	17,05	
	Plancher dalle pleine courant	10.41	
	Poutre (principal+ secondaires)	10,03	
	Poteaux (30x40)	7,98	
	Mur extérieur(30)	33,13	
	Mur extérieur(10)	30,70	
	Revenant de N 4-4	51,368	7,29
	Surcharge d'exploitation courant		7,24
Surcharge d'exploitation séchoir		2,46	
	Total 3-3	160,668	16,99
2-2	Plancher corps creux courant	17.05	
	Plancher dalle pleine courant	10,41	
	Poutre (principal+ secondaires)	10,03	
	Poteaux	7,98	
	Mur extérieur(30)	33,13	
	Mur extérieur(10)	30,70	
	Revenant de N 3-3	160,668	16,99
	Surcharge d'exploitation courant		7,24
Surcharge d'exploitation séchoir		2,46	

	Total 2-2	269,968	26,69
1-1	Plancher corps creux courant	17,05	
	Plancher dalle pleine courant	10,41	
	Poutre (principal+ secondaires)	10,03	
	Poteaux	7,98	
	Mur extérieur(30)	33,13	
	Mur extérieur(10)	30,70	
	Revenant de N 2-2	269,968	4,79
	Surcharge d'exploitation courant		7,24
	Surcharge d'exploitation Séchoir		2,46
	Total 1-1	379,268	36,39

Tableau II.15 : La descente des charges du poteau d'angle

D/ poteaux central coté escalier :

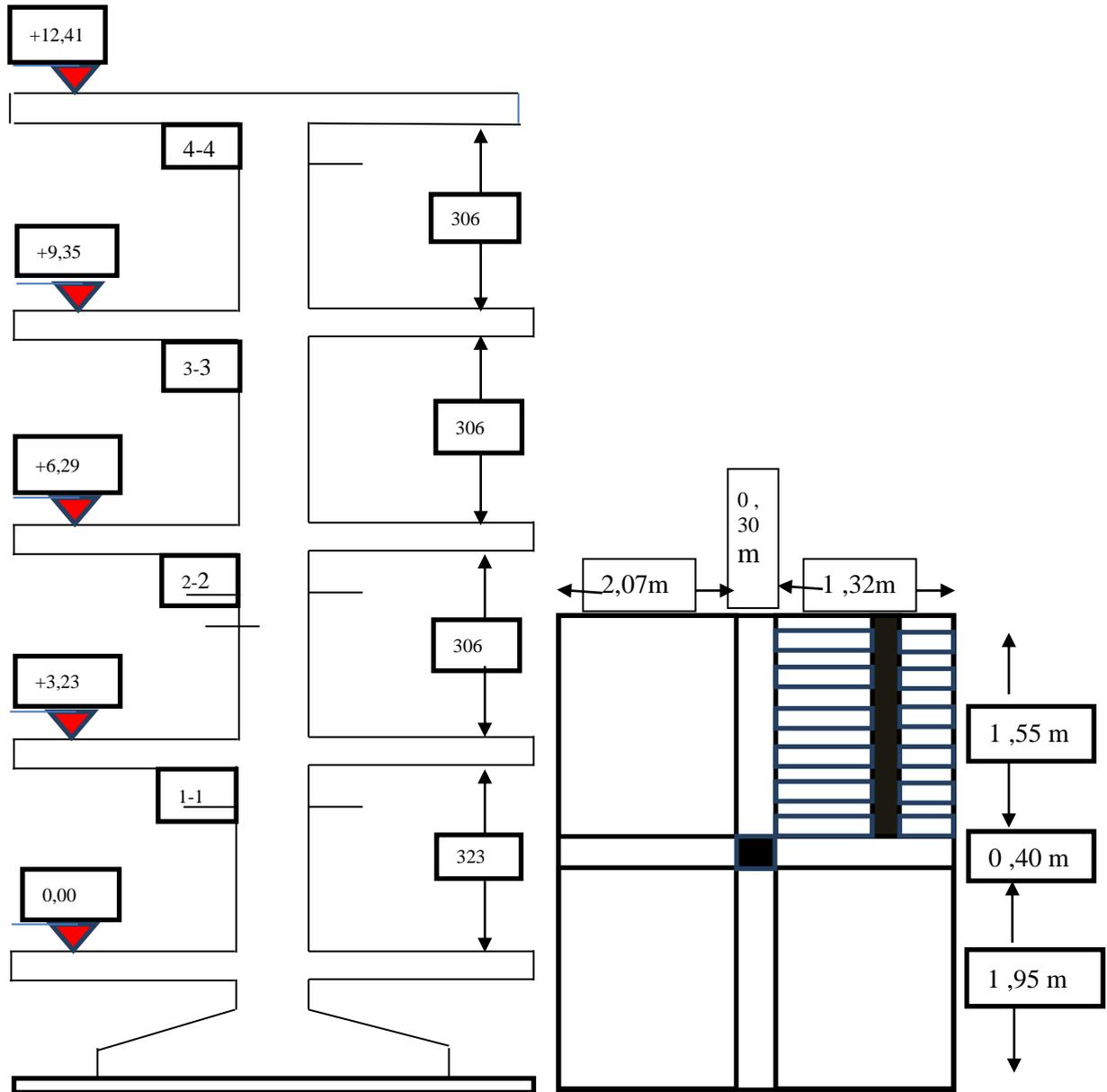


Figure II .13 : La descente des charges du poteau central coté escalier

Surface associe au poteau central d'escalier :

$$S = (2,075 \times 1,55) + (1,325 \times 1,75) + (1,325 \times 1,75) + (2,075 \times 1,95) = 11,9 \text{m}^2$$

Elément	Calcul (KN)
Plancher Corps creux terrasse	$G=6,11 \times 11,9 = 72,70$
Plancher Corps creux d'étage courant	$G=5,38 \times 9,58 = 52,99$
Poutres principal	$G=0,30 \times 0,40 \times 3,7 \times 25 = 11,1$
Poutres secondaires	$G=0,30 \times 0,35 \times 3,4 \times 25 = 8,9$
Poteau (30X40)	$G=0,30 \times 0,40 \times 2,83 \times 25 = 8,49$
Surcharge d'exploitation terrasse	$Q=1,00 \times 11,9 = 11,9$
Surcharge d'exploitation d'étage courant	$Q=1,50 \times 11,9 = 17,85$
Mur intérieur d'étage courant (10)	$G=1,2 \times (2+1,20) \times 2,71 = 10,40$
Mur intérieur d'étage courant (30)	$G=3,46 \times 1,65 \times (3,06 - 0,40) = 15,18$
Mur intérieur RDC (30)	$G=3,46 \times (1,55 + 1,95) \times 2,83 = 32,21$
Paillasse	$G=0,15 \times 2,32 \times 25 = 8,7$
Marche	$G=0,17 \times 2,32 \times 22 = 8,67$

Tableau II.16 : charges et surcharges du poteau central d'escalier

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
4-4	Plancher corps creux terrasse	72,70	11,9
	Poutre (principal+ secondaires)	20	
	Surcharge d'exploitation terrasse		
	Total 4-4	92,7	11,9
3-3	Plancher corps creux courant	52,99	

	Poutre (principal+ secondaires)	20	
	Poteaux(30x40)	8,49	
	Mur intérieur	25,58	
	Revenant de N 4-4	92,7	11.9
	Surcharge d'exploitation courant		17.85
	Paillasse+ Marche	17.37	
	Total 3-3	217,13	29,75
2-2	Plancher corps creux courant	52.99	
	Poutre (principal+ secondaires)	20	
	Poteaux	8,49	
	Mur intérieur	25,58	
	Revenant de N 3-3	217,13	
	Surcharge d'exploitation courant		29.75
	Paillasse +Marche	17.37	17.85
	Total 2-2	341,56	47,6
1-1	Plancher corps creux courant	52,99	
	Poutre (principal+ secondaires)	20	
	Poteaux	8,49	
	Mur intérieur	25,58	
	Revenant de N 2-2	341,56	47,6
	Surcharge d'exploitation courant		17,85
	Paillasse +Marche	17,37	

	Total 1-1	465,99	65,45
--	------------------	---------------	--------------

Tableau II.17 : La descente des charges du poteau central d'escalier

✎ **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)
Poteau central	633,52	68,97	1054,57
Poteau de rive	372,429	39,40	612,15
Poteau d'angle	379,268	36,39	617,79
Poteau central (escalier)	465,99	65,45	790,17

Tableau II.12 : Les valeurs de Nu.

II.6.Vérification :

II.6.1.Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B = \frac{N_u}{0.60 \times f_{c28}} \Rightarrow B = \frac{1054,57}{0.60 \times 25} \cdot 10^{-3} = 0.070 \text{cm}^2$$

On a $B = 0.30 \times 0.40 = 0.12 \text{m}^2$.

$B = 0.12 \geq 0.052 \text{cm}^2$.Condition vérifiée.

Le tableau II.13 résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Niveaux	Nu (KN)	Sections	Condition B > B calculé		Observation
			B	B calculé	
3	155,50	0.30x0.40	0.12	0,010	Vérifiée
2	367,06	0.30x0.40	0.12	0,024	Vérifiée
1	578,61	0.30 x0,40	0,12	0,038	Vérifiée

RDC	790,17	0.30 x0.40	0,12	0,052	Vérifiée
-----	--------	------------	------	-------	----------

Tableau II.13. Vérification des poteaux à la compression simple.

II.6.2. Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \left[\frac{\alpha B_r F_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{Fe}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

Br : Section réduite du béton.

As : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{I_f}{i}$

I_f : Longueur de flambement. ; ($I_f = 0,7. L_0$)

L_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration ; $i = (I/B)^{1/2}$.

I : Moment d'inertie; $I = bh^3/12$

✓ Vérification du poteau RDC :

$$I_f = 0,7. L_0 = 0,7 \times 3,23 = 2,261\text{m}$$

$$B = 0,30 \times 0,40 = 0,12$$

$$I = 0,30 \times 0,40^3 / 12 = 1,6 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$i = (1,6 \times 10^{-3} / 0,12)^{1/2} = 0,11$$

$$\lambda = \frac{I_f}{i} = 2,261 / 0,11 = 20,55 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,79$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\alpha \left[\frac{F_{c28}}{1.35} + \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]} \quad B_r \geq \frac{885,68}{0,79 \left[\frac{25}{1.35} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} \times 10^{-3} = 0.050 \text{m}^2$$

Or nous avons :(article B.8.4.1)

$$B_r = (0.30 - 0.02) \times (0.40 - 0.02) = 0.106 \text{m}^2$$

$0.106 > 0.050 \text{m}^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Le tableau **II.14**.résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Niveaux	Nu (KN)	Sections	Condition Br > Br calcule		Observation
			Br	Br calculé	
3	155,50	0.30 x0.40	0.106	0,0089	vérifiée
2	367,06	0.30 x0.40	0.106	0,021	vérifiée
1	578,61	0.30 x0.40	0.106	0,033	vérifiée
RDC	790,17	0.30 x0.40	0.106	0,045	vérifiée

Tableau II.14: Vérification au flambement des poteaux.

II.7.Conclusion

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant-projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données par le *RPA99 version 2003*, *BAEL91* et *CBA93*, dans le but d'estimer les dimensions des sections des différents éléments de la structure.



CHAPITRE III :
Etude des éléments secondaires

III. ETUDE DES ELEMENT SECONDAIRES

III .1.Introduction

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, plancher, escalier et respectivement) vis-à-vis aux effets des actions sismiques et actions verticales (permanentes et exploitations) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

III.2. L'acrotère

III .2.1.Définition :

L'acrotère est un élément de façade et de protection, il sera assimilé à une console encastrée à la base dans plancher terrasse. Il est sollicitée en flexion composée sous la charge permanente G due au poids propre, la charge d'exploitation Q due à la main courante, et sous l'effort sismique horizontal.

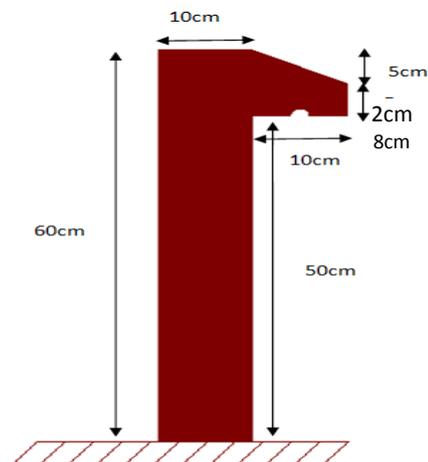


Figure.III.1. schéma de l'acrotère

III .2.2.Evaluation des charges :

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m.

1 . Poids propre :

Comme il est déjà calculé dans le chapitre 2 le poids propre de l'acrotère

$$G=2.277 \text{ KN/ml}$$

2 . Charge d'exploitation :

Suite au rôle « garde corps » de l'acrotère, ce dernier est soumis, selon l'article 7.7 du DTR BC-22, à la charge variable suivante :

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

➤ Vérification sous l'effet de séisme :

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

Selon le RPA 99v2003 (art 6-2-3) l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale due au séisme calculée comme suit :

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone.

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$\text{Pour notre cas } \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.80 \\ W_p = 2.277 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,277 \Rightarrow F_p = 1.092 \text{ KN/m.}$$

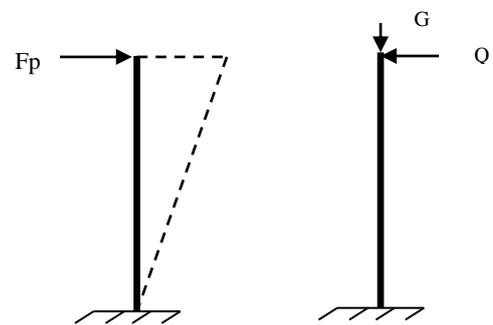


Figure.III.2. Schéma statique de l'acrotère

. Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1, 1.092 \} \Rightarrow Q = 1.092 \text{ kN/ml.}$$

III .2.3.Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} N_Q = 0. \\ V_Q = 1 / \text{KN} / \text{ml} \\ M_Q = Q \times L = 1.092 \times 0.6 = 0.65 \text{ KN.m/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_G = G = 2,277 \text{ KN/ml.} \\ V_G = 0. \\ M_G = 0. \end{cases}$$

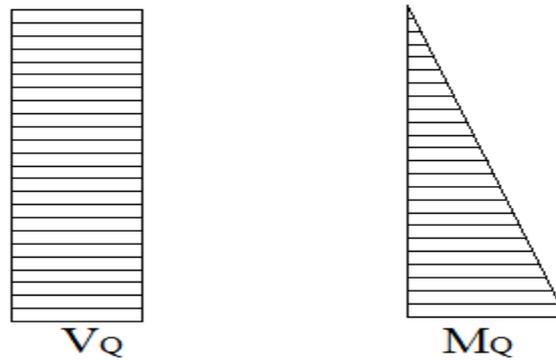


Figure.III.3 : Diagrammes des sollicitations

III .2.4.Combinaison des sollicitations

À ELU :

$$\begin{cases} N_u = 1,35N_G + 1,5 \times N_Q & \Rightarrow N_u = 1,35 \times 2,277 = 3,07 \text{ KN/ml} . \\ M_u = 1,35M_{G/o} + 1,5M_{Q/o} & \Rightarrow M_u = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN.m/ml} . \end{cases}$$

À ELS :

$$\begin{cases} N_s = N_G + N_Q & \Rightarrow N_s = 2,277 \text{ KN/ml} . \\ M_s = M_{G/o} + M_{Q/o} & \Rightarrow M_s = 0,65 \text{ KN.m/ml} . \end{cases}$$

III. 2.5.Ferraillage de l'acrotère (E.L.U)

1. Détermination de l'excentricité de calcul :

D'après l'article A.4.3.5 de **(BAEL)** l'excentricité de calcul et donnée par:

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : est l'excentricité du premier ordre, avant application des excentricités additionnelles, elle est donnée par :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,975}{3,07} = 32,00 \text{ cm} . \quad \Rightarrow e_1 = 31,75 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure, elle est donnée par :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L_f : Longueur du flambement qui est libre à une extrémité et encastré.

$$L_f = 2L \Rightarrow L_f = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m.}$$

ϕ : Ce rapport est généralement pris égale à 2 ; $\phi = 2$

α : Le rapport du moment : $\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = 0$; ($M_G=0$)

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} \times 2 = 0,864\text{cm.}$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{1}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \{ 2\text{cm}, 0,004\text{cm} \} \Rightarrow e_a = 2\text{cm.}$$

Donc : $e_T = 31,75 + 0,864 + 2 = 34.614\text{cm.}$

2. Position du centre de pression :

Pour préciser si la section est entièrement ou partiellement comprimée, on compare l'excentricité e avec la frontière du noyau centrale de la section, c'est-à-dire :

$$e_T = 34.614\text{cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66\text{cm.}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle $(-\frac{h}{6}; \frac{h}{6})$ donc la section est partiellement comprimée, et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} qui se calcul comme suit :

III .2.6.Calcul du Ferrailage

➤ Le moment fictif :

$$M_{uf} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$d = h - 2,5 = 0,075 \text{ m.}$$

$$M_{uf} = 0,957 + 3,07 \times \left(0,075 - \frac{0,1}{2}\right) \Rightarrow M_{uf} = 1,05 \text{ KN.m.}$$

➤ Le moment réduit :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,975}{0,65} = 1,5$$

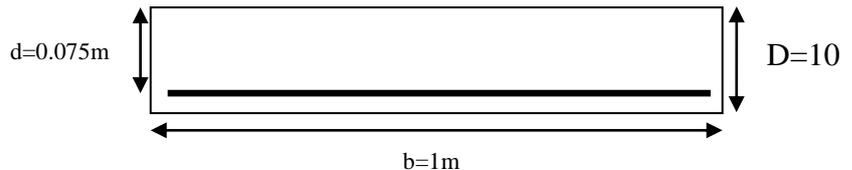


Figure.III.4 : section de ferrailage

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,3339.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,03}{1 \times (0,075)^2 \times 14,16 \times 10^3} = 0,013$$

$$\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{lu} = 0,3339 \Rightarrow (A'_s = 0).$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013}\right) \Rightarrow \alpha = 0,016.$$

$$\alpha = 0,016 < 0,259 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

➤ La section fictive d'aciers tendus :

$$A_{sf} = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,016 \times 100 \times 7,5 \times 14,16}{348} \Rightarrow A_{sf} = 0,39 \text{ cm}^2.$$

➤ La section réelle d'acier tendu est:

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,39 - \frac{3,07}{348} \Rightarrow A_s = 0,381 \text{ cm}^2.$$

La section d'armature tendue minimale fixée par la règle du millième et la condition de non – fragilité :

$$A_{s \min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{s \min} \geq \max \{1; 0,905\} \text{ cm}^2$$

On prend $A_{s \min} = 1 \text{ cm}^2$. et on adopte **4T8** avec $A_{s \min} = 2,01 \text{ cm}^2$.

◆ **L'espaceur :**

D'après l'article **A.8.2.4.1** de BAEL.91 l'espaceur et donnée par:

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 30\text{cm} \Rightarrow S_t < \min(3h, 33\text{cm})$$

$\Rightarrow S_t = 25\text{cm} < \min(30\text{cm}, 33\text{cm})$ condition vérifiée.

◆ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50\text{cm}^2. \text{ Donc on adopte } \mathbf{1T8}.$$

Pour des raisons constructives on prend **4ø6** avec $A_r = 1,51\text{cm}^2$.

◆ **L'espaceur**

$$S_r = \frac{L}{3} = 20\text{ cm} < 30\text{ cm}. \text{ condition vérifiée.}$$

Vérification du diamètre des armatures :

Le diamètre adopté pour les armatures des deux sens, doit vérifier la condition suivante :

$$\varphi \leq \frac{h}{10} \rightarrow \varphi = \mathbf{0.8\text{ cm}} < \frac{h}{10} = \mathbf{1\text{ cm}} \text{ Condition vérifiée}$$

III .2.7.Vérification (E.L.S)

- Les sollicitations à l'ELS : $N_{ser} = 2,277\text{KN/m}$

$$M_{ser} = Q \times L = 1.092 \times 0,6 = 0.655\text{ KN.m}$$

- L'excentricité : $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.655}{2,277} = 28\text{ cm}$. La section est partiellement comprimée

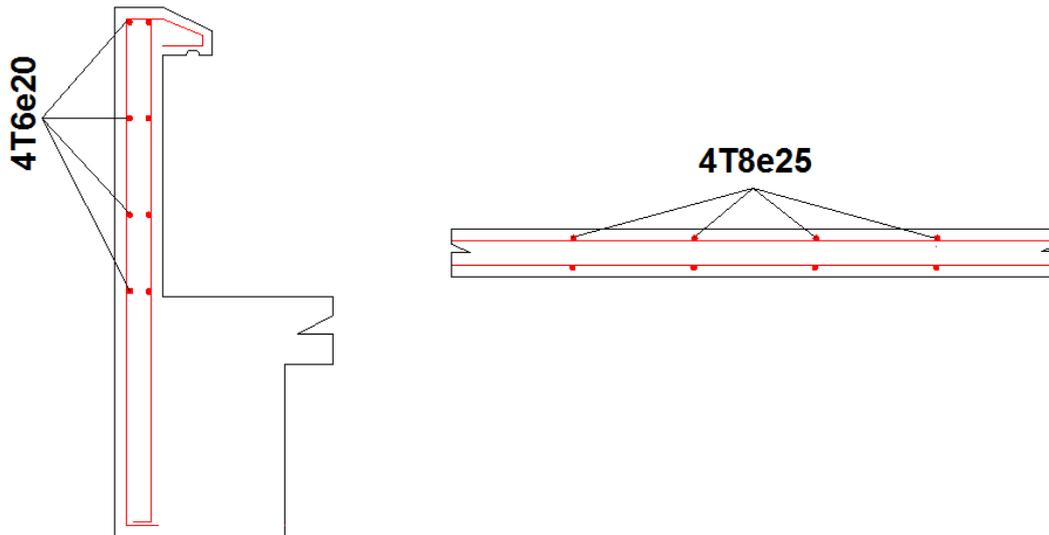


Figure .III.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III .3.Etude du plancher

Les planches de corps creux de notre ouvrage sont du type **(16+4) cm**, ce type de plancher est utilisé dans les locaux d'habitation et de service, ils ont une bonne isolation thermique et phonique. Il est constitué du corps creux et des poutrelles, Les poutrelles seront calculées comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Ils travaillent comme une section en T.

III .3.1.Les Poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en T

a. Détermination de b_0 :

$$\text{On a: } d = 0.9 \times h_t = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } 0.4 \times d \leq b_0 \leq 0.8 \times d$$

$$7 \leq b_0 \leq 14.4$$

On prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$

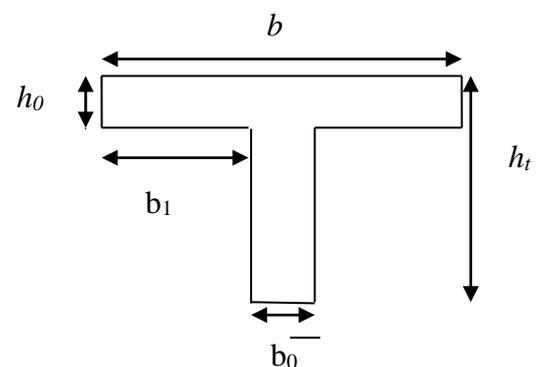


Figure. III.6.dimensions des poutrelles

b. détermination de la largeur b de la table de compression :

$$b = (2 \times b_1) + b_0$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{(L_1 - b_0)}{2} \\ \frac{L}{10} \end{array} \right. \Rightarrow b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{(65 - 10)}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

L_1 : la longueur de l'hourdis

$$\text{Donc : } b = (2 \times 27.5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

Les charges permanentes et d'exploitation sur les planchers

♦ Planchers de terrasse :

La charge permanente: $G = 6,11 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

• Pour une seule poutrelle :

$$\text{Donc : } G = 0,65 \times 6,11 \Rightarrow G = 3,97 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,65 \times 1,00 \Rightarrow Q = 0,65 \text{ KN/ml}$$

• Combinaison des charges :

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q.$$

$$\Rightarrow q_u = (1,35 \times 3,97) + (1,5 \times 0,65) = 6,33 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 3,97 + 0,65 = 4,62 \text{ KN/ml.}$$

♦ Planchers d'étage courant:

La charge permanente : $G = 5,38 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation : $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$.

• Pour une seule poutrelle :

$$\text{Donc : } G = 0,65 \times 5,38 \Rightarrow G = 3,49 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,65 \times 1,50 \Rightarrow Q = 0,97 \text{ KN/ml.}$$

• **Combinaison des charges :**

À l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q.$

$$\Rightarrow q_u = (1,35 \times 3,49) + (1,5 \times 0,97) = 6,17 \text{ KN/ml.}$$

À l'ELS : $q_s = G + Q$

$$\Rightarrow q_s = 3,49 + 0,97 = 4,45 \text{ KN/ml.}$$

III.3.1.1.Type 01 :

a. Choix de la méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des planchers (méthode forfaitaire ; méthode Caquot ; méthode exacte).

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultat.

b. Méthode forfaitaire

➤ **Condition d'application :**

C1/ La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 ($Q \leq \max \{2G, 5000 \text{ N/m}^2\}$)

Pour notre structure on a :

✚ Q (plancher terrasse) = $1 \text{ KN/m}^2 = 1000 \text{ N/m}^2$

✚ G (plancher terrasse) = $6,11 \text{ KN/m}^2 = 6110 \text{ N/m}^2$

Plancher terrasse : $Q = 1000 \text{ N/m}^2 < 2G = 12220 \text{ N/m}^2$ **Condition Vérifiée.**

C2/ les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (même poutres et même plancher)..... **condition Vérifiée.**

C3/ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ; $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$.

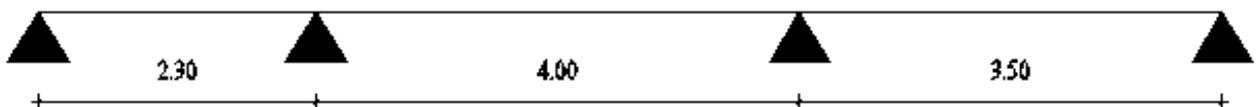


Figure. III.7. Schéma statique de poutrelles du 1^{er} type.

• $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2,30}{4,00} = 0,57$ Condition **non vérifiée**.

$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,00}{3,50} = 1,14$ Condition **vérifiée**.

Cette méthode n'est pas applicable car la condition n'est pas vérifiée

Donc on utilise la méthode de Caquot exposée ci-dessous.

III.3.1 .2 Méthode de Caquot (E.2 du BAEL 91)

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée

$(Q > \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)) \implies 1000 \text{ N /m}^2 > \min (5000\text{N/m}^2 ; 1222\text{N /m}^2)$

Principe de la méthode

Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre. L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

a) Evaluation des moments

b) a.1) Moment sur appuis (Mi)

Pour une charge répartie :

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

Pour une charge concentrée :

$$M_i = \frac{(K_g \times p_g \times l'_g{}^2) + (K_d \times p_d \times l'_d{}^2)}{l'_g + l'_d}$$

Tel que $\left\{ \begin{array}{l} l'_d \text{ et } l'_g \text{ longueurs fictives} \\ q_d; q_g: \text{chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \\ l' = 0,8.l : \text{travée intermédiaire} \\ l : \text{travée de rive} \end{array} \right.$

a.2) Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - x) \times M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

a.3) Evaluation des efforts tranchants

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{l}{2} - q \times (x) - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

Avec : **Mg**; moment en appui de gauche de la travée considérée.

M_d ; moment en appui de droite de la travée considérée.

l : portée de la travée.

Remarque : Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de Caquot, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

III.3.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives

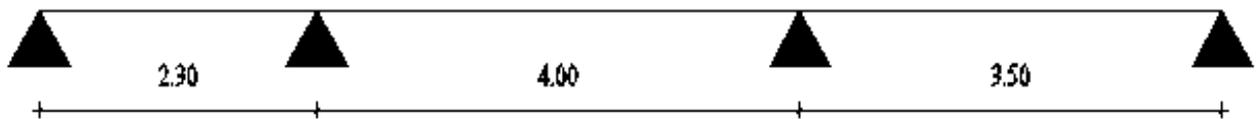


Figure III.8 : Schéma de poutrelle (3 travée)

1er Cas : Etat limite ultime EL

Les résultats obtenue par cette méthode (M , T) sont exposer au tableau suivant :

G [KN/m]	3.497		3.497		3.497	
Q [KN/m]	0.97		0.97		0.97	
L [m]	2,30		4.00		3.50	
L' [m]	2.30		3.2		3.50	
$q_U^{réduit}$	4.60	6.17	4.60	6.17	4.60	6.17
$q_U^{réel}$						
M_q [KN/m]	0,2	5.52		7,01		0,2
$M_g ; M_d$ [KN/m]	-0,2	-5.52	-5,52	-7.01	-7.01	-0.2
$V_g=V_d$ [KN/m]	-4.74		-13,69		-12	
$V_d=T_d$ [KN/m]	9.45		10.99		9.59	
X_0 [KN/m]	0.76		2.21		1.94	
M_t [KN/m]	1.62		9.66		4.64	

Tableau III.1: Calcule des efforts internes (M ; T) à l'ELU

Avec : $G = 5,38 \times 0,65 = 3,497 \text{ kN/m}$.

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/m}$$

$$L = L' \text{ (travée de rive)}$$

$$L' = 0,8.L \text{ (travée intermédiaire)}$$

$$q_U^{it} = 1,35 \cdot \left(2 \cdot \frac{G}{3}\right) + 1,5 \cdot Q$$

$$q_U^{réel} = 1,35 \cdot G + 1,5Q$$

$$M_q = \frac{q_g \cdot L_g^3 + q_d \cdot L_d^3}{8,5(L'_g + L'_d)}$$

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{réel} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q_{réel} \cdot L$$

$$X_0 = -\frac{V_g}{q_{Réel}}$$

$$M_t = M_g - V_g X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

2ème Cas : Etat limite de service ELS

Les résultats obtenue par cette méthode (M, T) sont exposer au tableau suivant :

G [KN/m]	3.497		3.497		3.497		
Q[KN/m]	0.97		0.97		0.97		
L[m]	2.30		4.00		3.50		
L' [m]	2.30		3.2		3.50		
$q_U^{réduit}$	$q_U^{réel}$	3.30	4.46	3.30	4.46	3.30	4.46
Mq [KN/m]	0,2	3.98		5.05		0,2	
Mg ; Md [KN/m]	-0,2	-3.98	-3.98	-5.05	-5.05	-0,2	
Vg=Vt [KN/m]	-3.48		-8.65		-9.19		
Ve=Te [KN/m]	6.77		9.19		6.42		
X₀ [KN/m]	0.78		1.93		2.06		
M t [KN/m]	1.15		4.40		4.41		

Tableau III.2 : Calcul des efforts internes (M, T) à l'ELS

a.2) Diagramme des moments :

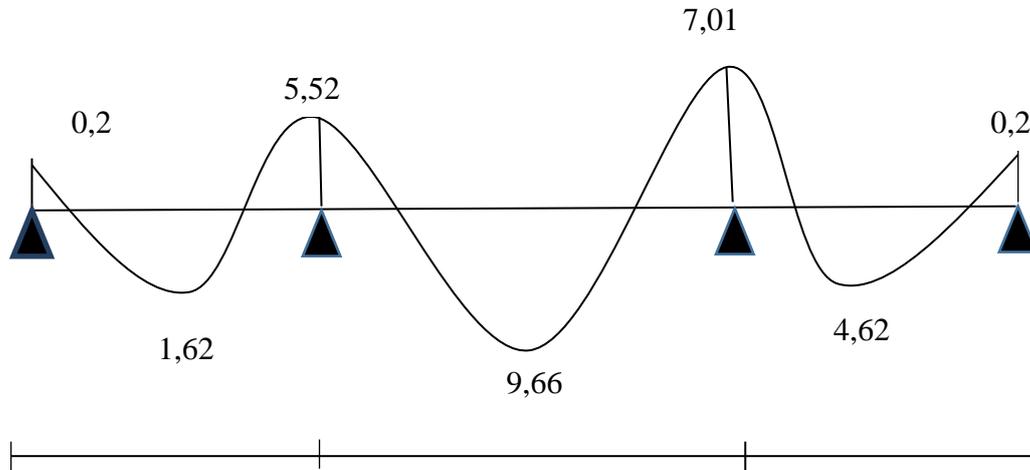


Figure III.9. Diagramme de moment à l'ELU

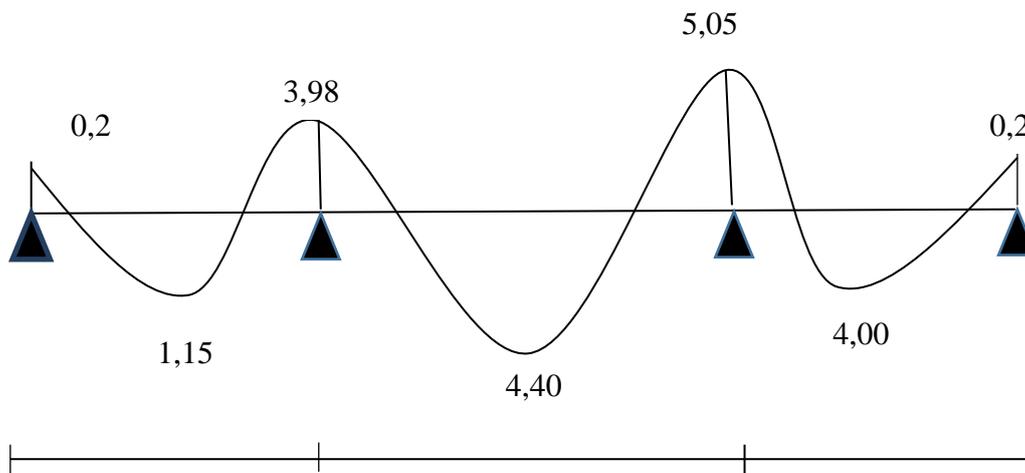


Figure III.10. Diagramme de moment à l'ELS

Diagramme des efforts tranchants :

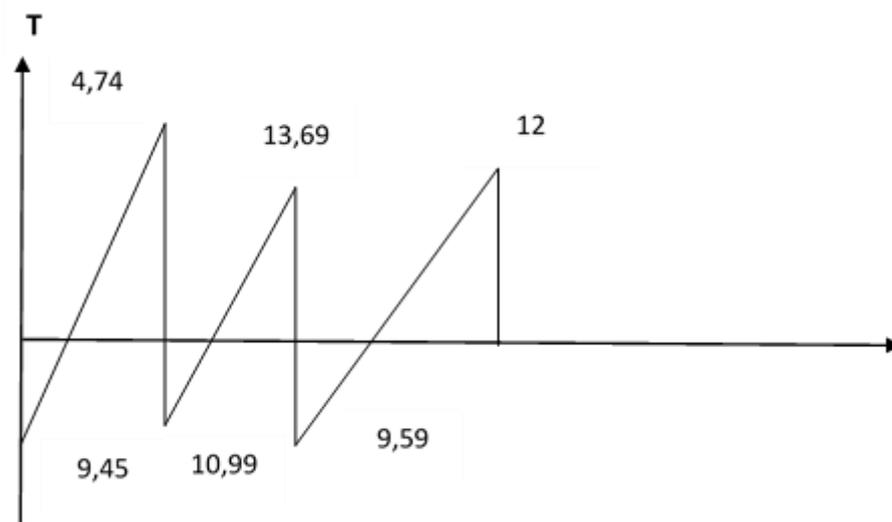


Figure III.11. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

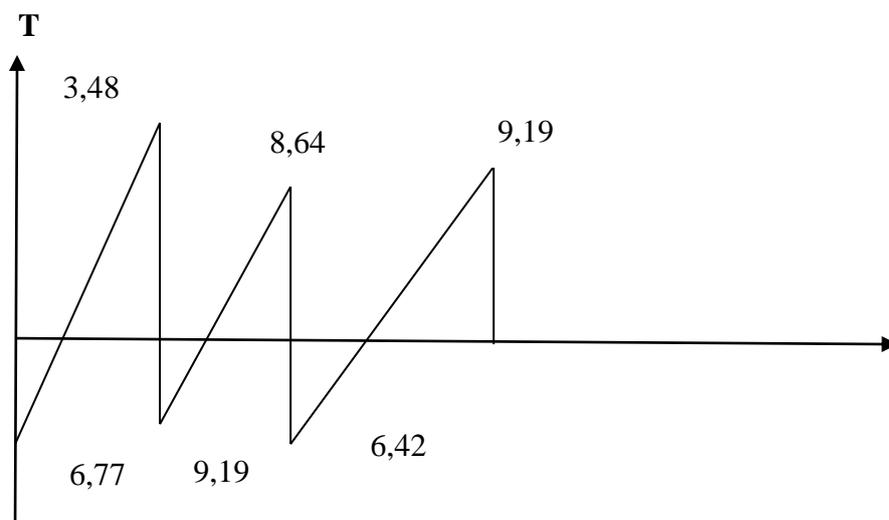


Figure III.12. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

III.3.3. Ferrailage des poutrelles

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

A'ELU : $M_t^{\max} = 9,66 \text{ KN.m}$

$M_a^{\max} = 7,01 \text{ KN.m}$

A'ELS : $M_t^{\max} = 4,41 \text{ KN.m}$

$$M_a^{\max} = 5,05 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Calcul à l'ELU :** Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

III.3.3.1.Ferrailage en travée:

$$M_{\text{tabl}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3$$

$$= 58,94 \text{ KN.m} \gg M_u = 9.66 \text{ KN.m}$$

⇒ $M_{\text{tabl}} > M_u$ ⇒ L'axe neutre dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire (b×h)

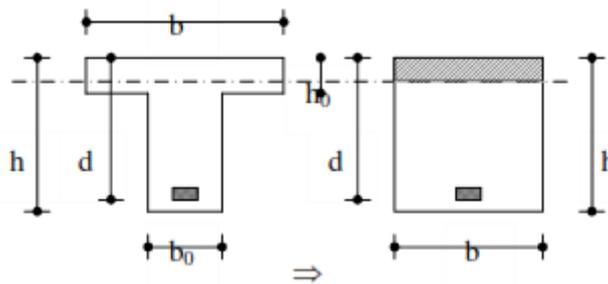


Figure III.13 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

- ✓ **Calcul des armatures:**

$$M_u = 9.66 \text{ KN.m}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad d = 0,9 \cdot h = 18 \text{ cm}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,66 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_R = 0.392$$

$$\mu < \mu_R \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10 \text{ }^0\text{/}_{00} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Calcul de A :

$$A_t = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032}) = 0.04$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 17,68 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = \frac{9.66}{17,68 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA12 $\Rightarrow A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 < A_t = 2,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.3.2. Ferrailage en appuis :

○ **Appuis intermédiaire:**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \mathcal{F}_{bc}} = \frac{7,01 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,023 < u_R = 0,392$$

$$\mu < u_R \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,023}) = 0,029$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 17,79 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{7,01}{17,79 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA10 $\Rightarrow A_a = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,21 < A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

○ **Appuis de rive:**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \mathcal{F}_{bc}} = \frac{7,01 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,023 < u_R = 0,392$$

$$\mu < u_R \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,023}) = 0,02$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 17,74 \text{ cm}$$

$$A_R = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{7,01}{17,74 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA10 $\Rightarrow A_R = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,81 < A_R = 1,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELU**

○ **Effort tranchant:**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira.

Le cas le plus défavorable (TU max =14,11 kN).donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$ (fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \cdot d} = \frac{13,69 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,18} = 0,76 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,76\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$Conditon Vérifiée

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

III.3.3.3.Calcul des armatures transversales et de l'espacement :

• Selon le BAEEL 99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right) \quad \text{BAEL 99 (Article A.7.2.2)}$$

ϕ_L : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Rightarrow \phi_t = \min(0,57 ; 8 ; 1)\text{cm}$$

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On choisit un étrier avec $A_t = 2\phi6 = 0,56 \text{ cm}^2$

✓ Espacement : BAEEL 99 (Article A.5 .1.2.2)

$$St \leq \min \begin{cases} \min\{0,9 \cdot d; 40\text{cm}\} = 16 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0,56 \times 400}{10 \times 0,4} = 56\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})} = 119,46\text{cm} \end{cases}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec k=(pas de reprise de bétonnages,flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit : St=16cm

○ Vérification des armatures longitudinales

○ Appuis de rives

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times T_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 13,69 \times 10^{-3}}{400} = 0,39\text{cm}^2$$

Avec $A_L = A_{travée} + A_{appuis}$

$A_L = 2\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 3,83\text{cm}^2$conditions vérifiée.

○ Appuis intermédiaires

$$T_u = 13,69\text{KN}; \quad F_c = \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = \frac{-7,01}{0,9 \times 0,18} = -43,27\text{KN}$$

On a $|F_c| \geq |V_u| \Rightarrow V_u + F_c = 13,69 - 43,27 = -29,58 < 0$

A_L^{inf} ne sont soumises à aucun effort de traction.

○ Vérification de la jonction table-nervure

○ $\frac{\tau_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

○ Avec :

○ $b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 0,275\text{m}$

○ $\tau_u = \frac{13,68 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,89\text{MPa}$

○ $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MP} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Position	Nature	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	$A_{cal}[\text{cm}^2]$	$A_{min}[\text{cm}^2]$	$A_{ado}[\text{cm}^2]$
Etages	Travée	9,66	0,032	0,04	17,68	1,57	1,41	2HA12=2,26
Courants	App (inter)	7.01	0,023	0,029	17,69	1,13	0,21	2HA10=1,57
	App (rive)	7.01	0,023	0,02	17,74	1,13	0,81	2HA10=1,57

Tableau III.3: Ferrailage des poutrelles de tout les étages.

○ Vérification à l'ELS

a. Vérification Etat limite d'ouverture des fissures BAEL 91(Article B-6-3)

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

b. Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

○ **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre (y)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,26(18 - 4) = 45,4 \text{ cm}^3$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b * h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{0,65}{2}y^2 + 15(2,28 + 0)y - 15(2,26 \times 0,18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0,17 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0,65}{3} \times 0,17^3 + 15 \times 2,26 \times 10^{-4}(0,18 - 0,17)^2$$

$$\Rightarrow I = 1,098 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

✓ **Contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{5,42 \times 10^{-3} \times 0,17}{1,098 \times 10^{-3}} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,83 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée (BAEL E.III.2)}$$

○ **En appuis**

✓ **Position de l'axe neutre (y):**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1,57(18 - 4) = 190,3 \text{ cm}^3$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b * h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{0,65}{2}y^2 + 15(1,57 + 0)y - 15(1,57 \times 0,18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0,17 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0,65}{3} \times 0,17^3 + 15 \times 1,57 \times 10^{-4} (0,18 - 0,17)^2$$

$$\Rightarrow I = 1,08 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

✓ **Contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{4,41 \times 10^{-3} \times 0,17}{1,08 \times 10^{-3}} = 0,69 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,89 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Position	Ms [KN.m]	Y[cm]	I [cm ⁴]	σ _b (MPa)	Obs.
En travée	4,40	0,17	1,098x10 ⁻³	0,69	Vérifiée
Sur appui	4,41	0,17	1,08x10 ⁻³	0,69	Vérifiée

Tableau III.4 : récapitulatif pour la Vérification à L'E.L.S

➤ **Etat limite de déformationBAEL91 (Article L.VI, 2)**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les **contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service**

Vérification de la flèche:

✓ $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{4,00} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$

➤ $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{10 \times 18} = 0,012 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$

➤ $L = 4,00\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut vérifier la flèche **(C.B.A93) :**

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

f_{gv} et f_{gi} : sont les flèches différées et instantanées dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements

f_{pi} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation Il faut

que: $\Delta_f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \Delta_f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{445}{1000} = 0,50 \text{ cm}$ (B.A.E.L91/99 art B.6.5.3 page 97)

✓ **Évaluation des charges à L'ELS :**

$$P = G + Q = 3,487 + 0,97 = 4,45 \text{ KN / ml}$$

$$G = g = 3,487 \text{ KN/ml}$$

$$J = G - 0,75 = 3,487 - 0,75 = 2,73 \text{ KN / ml}$$

Sachant que:

P : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations.

G : l'ensemble des charges permanentes.

J : charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des revêtements

✓ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_p = \frac{P \times l^2}{8} = \frac{4,45 \times 4,00^2}{8} = 8,9 \text{ KN.m}$$

$$M_g = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{3,487 \times 4,00^2}{8} = 6,97 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{j \times l^2}{8} = \frac{2,73 \times 4,00^2}{8} = 5,46 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre (y)**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(2,26 + 0)y - 15(2,26 \times 18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,84 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{65}{3} \times 3,84^3 + 15 \times (18 - 3,84)^2$$

$$\Rightarrow I = 4234,41 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des Contraintes:**

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8,9 \times 10^6}{4234,41 \times 10^4} (180 - 38,4) = 446,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 6,97 \times 10^6}{4234,41 \times 10^4} (180 - 38,4) = 349,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 5,46 \times 10^6}{4234,41 \times 10^4} (180 - 38,4) = 273,876 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de λ_i , λ_v et μ :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{2,26}{10 \times 18} = 0,012$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,012 \left(2 + 3 \frac{100}{650}\right)} = 3,55$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,42$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,012) \times 446,42 + 2,1} = 0,15$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,012) \times 349,61 + 2,1} = 0,19$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,012) \times 273,876 + 2,1} = 0,24$$

✓ l'inertie de la section totale homogène:

- Calcul C.D.G :

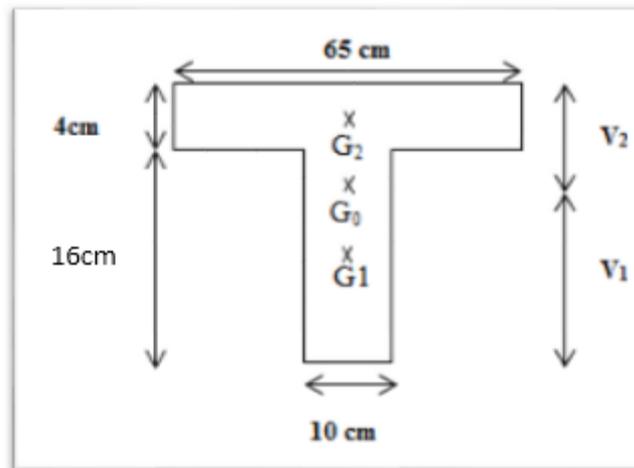


Figure III.14 : Poutrelle Section en T

$$V_1 = \frac{\sum \Omega_i \times Z_i}{\sum \Omega_i}$$

$$V_1 = \frac{(65 \times 4) \times 22 + (10 \times 16) \times 8}{(65 \times 4) + (10 \times 16)}$$

$$\Rightarrow V_1 = 14,19 \text{ cm}$$

$$V_2 = h_t - V_1 = 20 - 14,19$$

$$\Rightarrow V_2 = 5,81 \text{ cm}$$

- Calcul le Moment d'inertie :

$$I_{0/G} = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A(d - V_1)^2$$

$$I_{0/G} = \frac{65 \times 14,19^3}{3} + \frac{65 \times 5,81^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (18 - 14,17)^2$$

$$\Rightarrow I_{0/G} = 66648,35 \text{ cm}^4$$

✓ **Moment d'inertie fictif :**

$$I_{fi(p)} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1,1 \times 66648,35}{1 + 3,55 \times 0,15} = 47838,94 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(g)} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1,1 \times 66648,35}{1 + 3,55 \times 0,19} = 43782,13 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv(g)} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1,1 \times 66648,35}{1 + 1,42 \times 0,19} = 57736,00 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(j)} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1,1 \times 66648,35}{1 + 3,55 \times 0,24} = 39585,95 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818,86 \text{ MPa}$$

✓ **Les flèches :**

$$f_{pi} = \frac{Mpl^2}{10 E_i I_{fi(p)}} = \frac{8,9 \times 4,00^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 47838,94 \times 10^4} = 0,92 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{Mgl^2}{10 E_i I_{fi(g)}} = \frac{6,67 \times 4,00^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 43782,13 \times 10^4} = 0,75 \text{ cm}$$

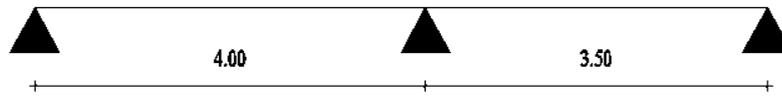
$$f_{gv} = \frac{Mgl^2}{10 E_v I_{fv(g)}} = \frac{6,67 \times 4,00^2 \times 10^{12}}{10 \times 10818,86 \times 57736,00 \times 10^4} = 0,17 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{Mjl^2}{10 E_i I_{fi(j)}} = \frac{5,46 \times 4,00^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 39585,95 \times 10^4} = 0,68 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \Rightarrow (0,17 - 0,68) + (0,92 - 0,75)$$

$$\Delta_f = 0,34 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + (L/1000) = 0,5 + (400/1000) = 0,9 \text{ cm} > \Delta_f = 0,338 \dots \dots \dots \text{donc la flèche est vérifiée}$$

2eme Cas : Etude de poutrelle de 02 travées**Figure III.15 : Schéma de poutrelle (2 travées)****1er Cas : Etat limite ultime ELU**

Les résultats obtenue par cette méthode (M, T) sont exposer au tableau suivant

G [KN/m]		3.497		3.497	
Q [KN/m]		0.97		0.97	
L [m]		4.00		3.50	
L' [m]		4.00		3.50	
$q_U^{réduit}$	$q_U^{réel}$	4.60	6.17	4.60	6.17
Mq [KN/m]		0,2	8.76		0,2
Mg ; Md [KN/m]		-0,2	-8.76	-8.76	-0.2
Vg=Vd [KN/m]		-10.2		-13.24	
Vd=Td [KN/m]		14.48		8.35	
X0 [KN/m]		1.65		2.14	
M t [KN/m]		8.23		5.44	

Tableau III.5 : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELU

Avec :

$$G = 5,38 \times 0,65 = 3,49 \text{ kN/m.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/m.}$$

$$L = L' \text{ (travée de rive).}$$

$$L' = 0,8.L \text{ (travée intermédiaire).}$$

$$q_U^{it} = 1,35 \cdot \left(2 \cdot \frac{G}{3} \right) + 1,5 \cdot Q$$

$$q_U^{réel} = 1,35 \cdot G + 1,5Q$$

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

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{réel} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q_{réel} \cdot L$$

$$X_0 = -\frac{V_g}{q_{Réel}}$$

$$M_t = M_g - V_g X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

2ème Cas : Etat limite de service ELS

Les résultats obtenue par cette méthode (M, T) sont exposer au tableau suivant

G[KN/m]		3.497		3.497	
Q [KN/m]		0.97		0.97	
L[m]		4.00		3.50	
L'[m]		4.00		3.50	
$q_U^{réduit}$	$q_U^{réel}$	3.30	4.46	3.30	4.46
Mq[KN/m]		0,2	6.31		0,2
Mg ; Md [KN/m]		-0,2	-6.31	-6.31	-0.2
Vg=Vd [KN/m]		-7.39		-9.55	
Ve=Te [KN/m]		10.45		6.06	
X0 [KN/m]		1.65		2.14	
M t [KN/m]		5.92		3.91	

Tableau III.6 : Calcul des efforts internes (M, T) [kN.m] à l'ELS

Avec :

$$q_s^{it} = \left(2 \cdot \frac{G}{3}\right) + 1,5 \cdot Q$$

$$q_s^{réel} = G + Q$$

a.2) Diagramme des moments :

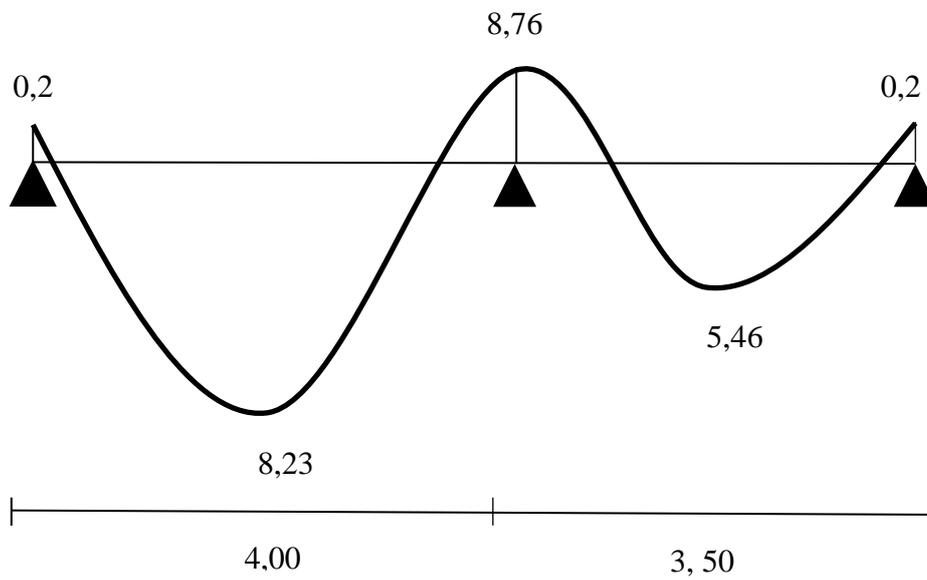


Figure III.16. Diagramme de moment à l'ELU

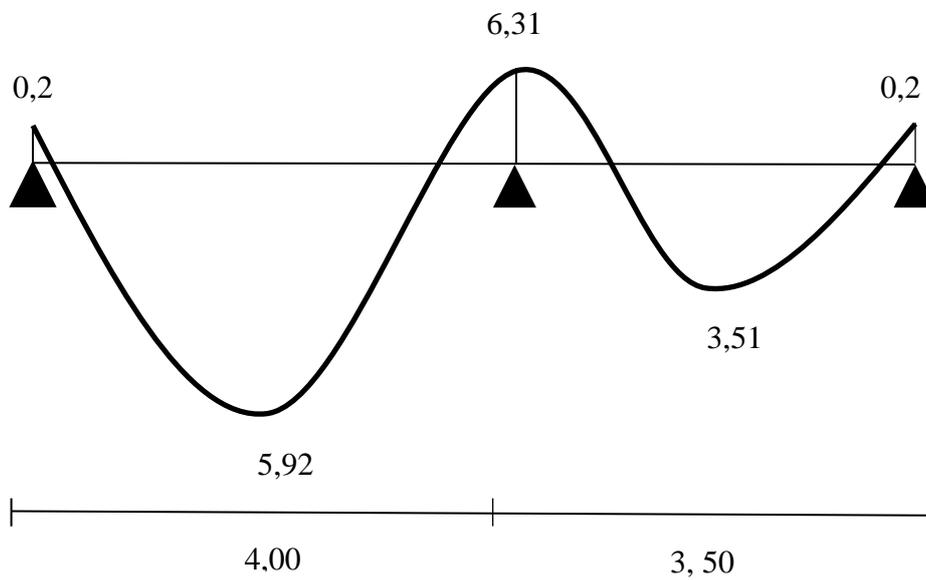


Figure III.17. Diagramme de moment à l'ELS

Diagramme des efforts tranchants :

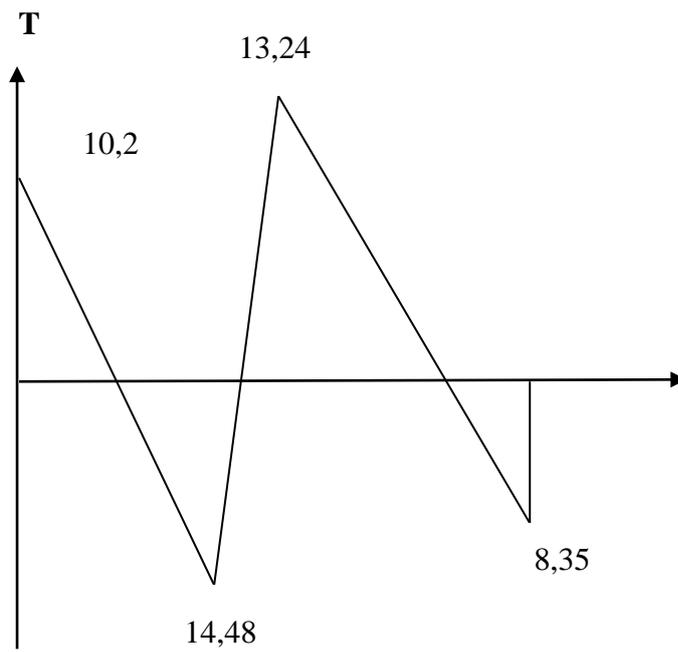


Figure III.18. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

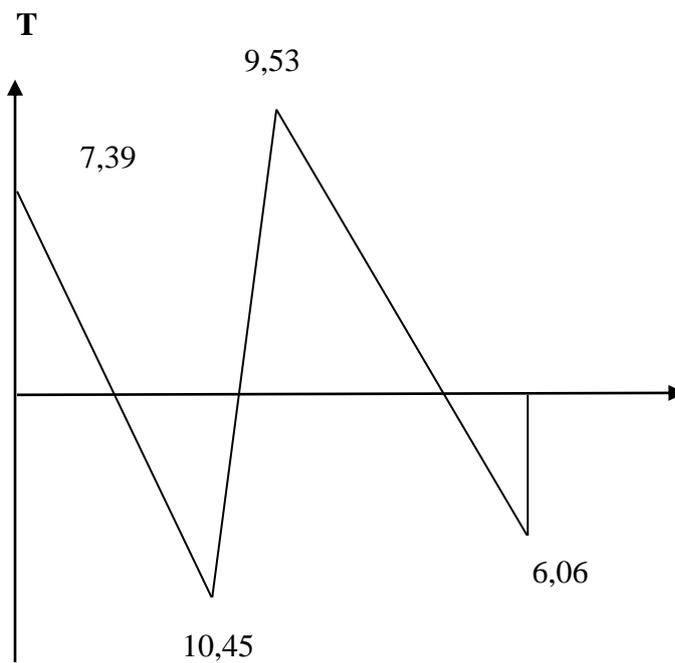


Figure III.19. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

III.3.4. Ferrailage des poutrelles

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

$$A'ELU : M_t^{\max} = 8,23 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 8,76 \text{ KN.m}$$

$$A'ELS : M_t^{\max} = 5,92 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6,31 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Calcul à l'ELU :** Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

III.3.4.1. Ferrailage en travée:

$$M_{\text{tabl}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3$$

$$= 58,94 \text{ KN.m} \gg M_u = 8,23 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow M_{\text{tabl}} > M_u \Rightarrow$ L'axe neutre dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire ($b \times h$)

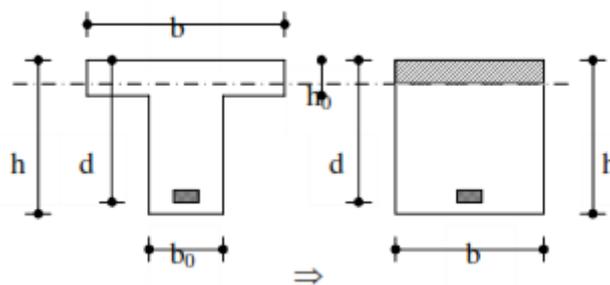


Figure III.20 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

- ✓ **Calcul des armatures:**

$$M_u = 8,23 \text{ KN.m}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 25 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad d = 0,9 \cdot h = 18 \text{ cm}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,23 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_R = 0,392$$

$$\mu < \mu_R \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de A : } A_t = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,02}) = 0,025$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 17,64 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = \frac{8.23}{17,64 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA12 $\Rightarrow A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 < A_t = 2,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

III.3.4.2. Ferrailage en appuis :

○ **Appuis intermédiaire:**

$$\mu = \frac{M_u}{b. d^2. \mathcal{F}bc} = \frac{8,76 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,029 < u_R = 0.392$$

$$\mu < u_R \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25. (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,029}) = 0.036$$

$$z = d. (1 - 0,4. \alpha) = 17.67 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{8.76}{17,67 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA12 $\Rightarrow A_a = 2.26 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23. b_0. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 < A_a = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

○ **Appuis de rive:**

$$\mu = \frac{M_u}{b. d^2. \mathcal{F}bc} = \frac{8,76 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,02 < u_R = 0.392$$

$$\mu < u_R \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25. (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,02}) = 0.025$$

$$z = d. (1 - 0,4. \alpha) = 17.67 \text{ cm}$$

$$A_R = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{8.76}{17,67 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA12 $\Rightarrow A_R = 2.26 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23. b_0. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 < A_R = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELU**

○ **Effort tranchant:**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable (TU max = 13,24 kN), donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{ct28} ; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$ (fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \cdot d} = \frac{13,24 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,18} = 0,73 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$Vérifiée

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

III.3.4.3. Calcul des armatures transversales et de l'espacement :

• Selon le CBA 93 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right) \text{ CBA93 (Article A.5.1.2.2)}$$

ϕ_L : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Rightarrow \phi_t = \min(0,57; 0,8; 1)\text{cm}$$

Soit : $\phi_t = 0,57 \text{ cm} = 5,7 \text{ mm}$

On choisit un étrier avec $A_t = 2\phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement**

$$St \leq \min \begin{cases} \min\{0,9 \cdot d; 40\text{cm}\} = 16,2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot St} = \frac{0,56 \times 400}{10 \times 0,16} = 104\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0,8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})} = 358,4\text{cm} \end{cases} \text{ CBA93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $k=(\text{pas de reprise de bétonnages, flexion simple et fissuration peu nuisible})$.

Soit : $St=16\text{cm}$

○ **Appuis de rives**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times T_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 13,24 \times 10^{-3}}{400} = 0,38\text{cm}^2$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$A_L = 2HA12 + 2HA12 = 4,52\text{cm}^2$conditions vérifiée.

○ **Appuis intermédiaires**

$$T_u = 13,24\text{KN}; \quad F_c = \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = \frac{-8,76}{0,9 \times 0,18} = -54,07\text{KN}$$

On a $|F_c| \geq |V_u| \Rightarrow V_u + F_c = 13,24 - 54,07 = -40,83 < 0$

A_L^{inf} ne sont soumises à aucun effort de traction.

- **Vérification de la jonction table-nervure**
- $\frac{\tau_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$
- Avec :
- $b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 0,25m$
- $\tau_u = \frac{7,96 \times 10^{-3} \times 0,25}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,47MPa$
- $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{c28}; 4MPa) = 3.25MP$... condition vérifiée.

Position	Nature	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	$A_{cal}[cm^2]$	$A_{min}[cm^2]$	$A_{ado}[cm^2]$
Etages Courants	Travée	8,23	0,02	0,03	17,64	1,34	1,41	2HA12=2,26
	App(inter)	8.76	0,02	0,03	17,67	1,42	1,41	2HA12=2,26
	App(rive)	8.76	0,02	0,02	17,67	1,42	1,41	2HA12=2,26

Tableau III.7 : Ferrailage des poutrelles de tous les étages.

- **Vérification à l'ELS**

a. Vérification Etat limite d'ouverture des fissures BAEL 91(Article B-6-3)

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

b. Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 MPa$$

- **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre (y)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,26(18 - 4) = 45,4cm^3$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b * h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{0,65}{2}y^2 + 15(2,26 + 0)y - 15(2,26 \times 0,18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0,17 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0,65}{3} \times 0,17^3 + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} (0,18 - 0,17)^2$$

$$\Rightarrow I = 1,06 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

✓ **Contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{8,22 \times 10^{-3} \times 0,17}{1,06 \times 10^{-3}} = 1,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,31 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée (BAEL E.III.2)}$$

○ **En appuis**

✓ **Position de l'axe neutre (y):**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,26(18 - 4) = 45,4 \text{ cm}^3$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b * h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{0,65}{2} y^2 + 15(2,26 + 0)y - 15(2,26 \times 0,18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0,17 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0,65}{3} \times 0,17^3 + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} (0,18 - 0,17)^2$$

$$\Rightarrow I = 1,06 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

✓ **Contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{7,80 \times 10^{-3} \times 0,17}{1,06 \times 10^{-3}} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,25 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Position	Ms [KN.m]	Y[cm]	I [cm ⁴]	σ_b (MPa)	Obs.
En travée	5,92	0,17	1,06×10 ⁻³	1,31	Vérifiée
Sur appui	6,31	0,17	1,06×10 ⁻³	1,25	Vérifiée

Tableau III.8 : récapitulatif pour la Vérification à L'E.L.S

➤ **Etat limite de déformationBAEL91 (Article L.VI, 2)**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

✓ **Vérification de la flèche :**

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{0,20}{4,00} = 0,05 < 0,0625$ **Condition non vérifiée**
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ \Rightarrow $\frac{2,26}{10 \times 18} = 0,012 \leq 0,0105$ **Condition non vérifiée**
- $L = 4,00\text{m} < 8\text{m}$ **Condition vérifiée**

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut vérifier la flèche (**C.B.A93**) :

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

f_{gv} et f_{gi} : sont les flèches différées et instantanée dues à l'ensemble des charge permanentes.

f_{ji} : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements

f_{pi} : la flèche instantanée due a l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation Il faut

que: $\Delta_f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \Delta_f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{445}{1000} = 0,50\text{cm}$ (B.A.E.L91/99 art B.6.5.3 page 97)

✓ **Évaluation des charges à L'ELS :**

$P = G + Q = 3,487 + 0,97 = 4,45 \text{ KN / ml}$

$G = g = 3,487 \text{ KN/ml}$

$J = G - 0,75 = 3,487 - 0,75 = 2,73 \text{ KN / ml}$

Sachant que:

P : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations.

G : l'ensemble des charges permanentes.

J : charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des revêtements

✓ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_p = \frac{P \times l^2}{8} = \frac{4,45 \times 4,00^2}{8} = 8,9 \text{ KN.m}$$

$$M_g = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{3,487 \times 4,00^2}{8} = 6,97 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{j \times l^2}{8} = \frac{2,73 \times 4,00^2}{8} = 5,46 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre (y)**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(2,26 + 0)y - 15(2,26 \times 18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,84 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{65}{3} \times 3,84^3 + 15 \times (18 - 3,84)^2$$

$$\Rightarrow I = 4234,41 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des Contraintes:**

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8,9 \times 10^6}{4234,41 \times 10^4} (180 - 38,4) = 446,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 6,97 \times 10^6}{4234,41 \times 10^4} (180 - 38,4) = 349,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 5,46 \times 10^6}{4234,41 \times 10^4} (180 - 38,4) = 273,87 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de λ_i , λ_v et μ :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \text{ avec } \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{2,26}{10 \times 18} = 0,012$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,012 \left(2 + 3 \frac{100}{650}\right)} = 3,55$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,42$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,012) \times 446,42 + 2,1} = 0,84$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,012) \times 349,61 + 2,1} = 0,80$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,012) \times 273,87 + 2,1} = 0,75$$

✓ l'inertie de la section totale homogène:

- Calcul C.D.G :

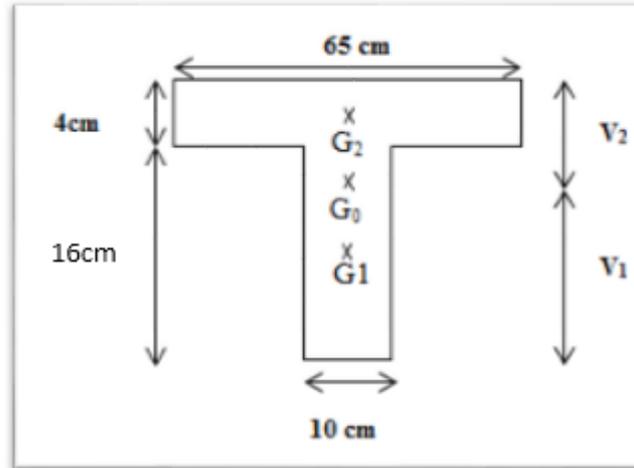


Figure III.21 : Poutrelle Section en Té

$$V_1 = \frac{\sum \Omega_i \times Z_i}{\sum \Omega_i}$$

$$V_1 = \frac{(65 \times 4) \times 22 + (10 \times 16) \times 8}{(65 \times 4) + (10 \times 16)}$$

$$\Rightarrow V_1 = 14,19 \text{ cm}$$

$$V_2 = h_t - V_1 = 20 - 14,19$$

$$\Rightarrow V_2 = 5,81 \text{ cm}$$

- Calcul le Moment d'inertie :

$$I_{0/G} = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A(d - V_1)^2$$

$$I_{0/G} = \frac{65 \times 14,19^3}{3} + \frac{65 \times 5,81^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (18 - 14,17)^2$$

$$\Rightarrow I_{0/G} = 66648,35 \text{ cm}^4$$

✓ **Moment d'inertie fictif :**

$$I_{fi(p)} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1,1 \times 66648,35}{1 + 3,55 \times 0,84} = 18411,14 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(g) = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1,1 \times 66648,35}{1 + 3,55 \times 0,80} = 19091,97 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}(g) = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1,1 \times 66648,35}{1 + 1,42 \times 0,80} = 34322,65 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(j) = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1,1 \times 66648,35}{1 + 3,55 \times 0,75} = 20017,25 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818,86 \text{ MPa}$$

✓ **Les flèches :**

$$f_{pi} = \frac{Mpl^2}{10 E_i I_{fi}(p)} = \frac{8,9 \times 4,00^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 17931,56 \times 10^4} = 0,246 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{Mgl^2}{10 E_i I_{fi}(g)} = \frac{6,67 \times 4,00^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 18576,76 \times 10^4} = 0,178 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{Mgl^2}{10 E_{vi} I_{fv}(g)} = \frac{6,67 \times 4,00^2 \times 10^{12}}{10 \times 10818,86 \times 33651,51 \times 10^4} = 0,293 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{Mjl^2}{10 E_i I_{fi}(j)} = \frac{5,46 \times 4,00^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 18576,76 \times 10^4} = 0,146 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \Rightarrow (0,293 - 0,146) + (0,246 - 0,178)$$

$$\Delta_f = 0,215 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + (L/1000) = 0,5 + (445/1000) = 0,50 \text{ cm} > \Delta_f = 0,338 \dots \dots \dots \text{donc la flèche est vérifiée}$$

III.3.5. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillée les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treillis soudée (BEAL 91 B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectées :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

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

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2=A_1/2$$

$F_e=520$ MPa 'quadrillage de T.S.TIE 520

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

c) Armatures de répartition:

$$A_2=A_1/2=0,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

et $S_t=20$ cm.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2=A_1/2$$

$F_e=520$ MPa 'quadrillage de T.S.TIE 520.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

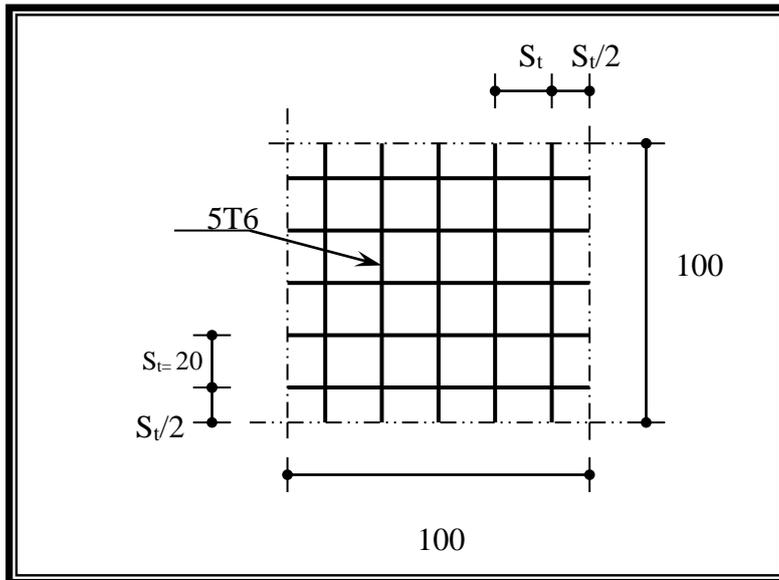


Figure III.22 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

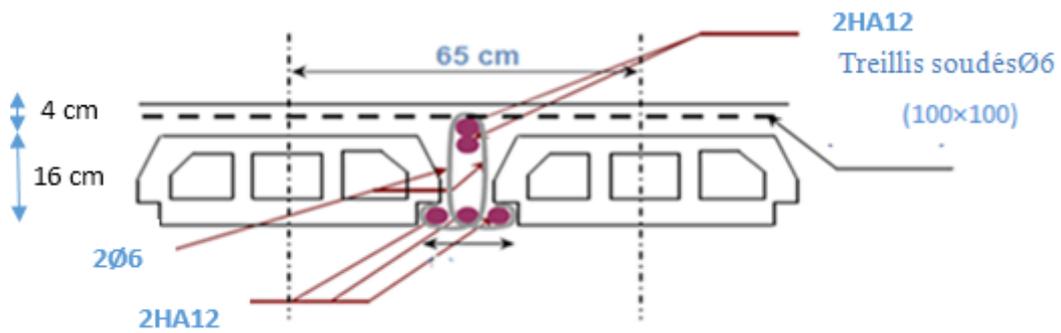


Figure III.23 : ferrailage des poutrelles

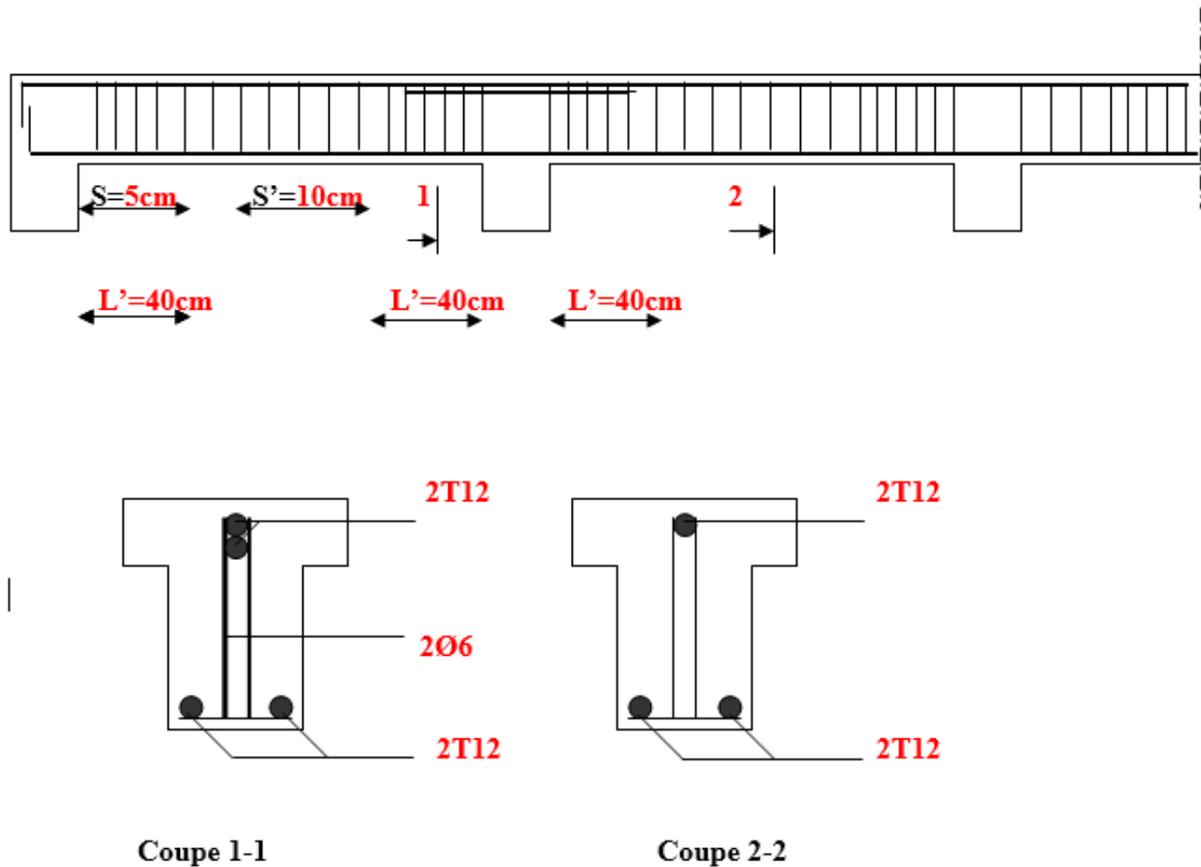


Figure III.24 : Schéma de ferrailage des poutrelles et coupes en travées (2-2) et sur appuis (1-1)

III.4.L'escalier :

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux, chaque escalier se compose d'un certain nombre de marche, palier et volée.

a. Les charges :

- Les charges permanentes :

$$G_{\text{palier}} = 5,64 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{volée}} = 7,55 \text{ KN/m}^2.$$

- Les charges d'exploitations:

$$Q_{\text{palier}} = Q_{\text{volée}} = 2,50 \text{ KN/m}^2.$$

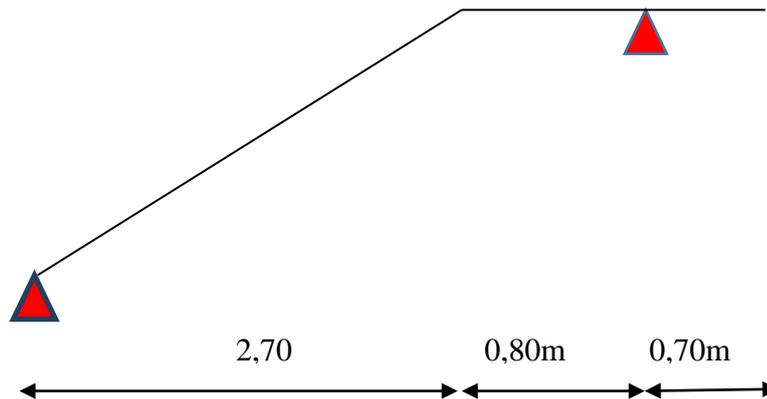


Figure III.25 : Caractéristiques géométriques de l'escalier

b. Combinaisons de charges

- E L U:

$$q_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 1,35 \times 7,55 + 1,5 \times 2,5 \Rightarrow q_{vu} = 13,94 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{pu} = 1,35G_{pu} + 1,5Q_{pu} = 1,35 \times 5,64 + 1,5 \times 2,5 \Rightarrow q_{pu} = 11,36 \text{ KN/m}^2.$$

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m.

$$q_{vu} = 13,94 \times 1,00 = 13,94 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{pu} = 11,36 \times 1,00 = 11,36 \text{ KN/ml.}$$

- E L S:

$$q_{vs} = G_v + Q_v = 7,55 + 2,5 \Rightarrow q_{vs} = 10,05 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 5,64 + 2,5 \Rightarrow q_{ps} = 8,14 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une largeur de 1,00m les charges seront :

$$q_{vs} = 10,05 \times 1,00 = 10,05 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ps} = 8,14 \times 1,00 = 8,14 \text{ KN/ml.}$$

c. Calcul des sollicitations:

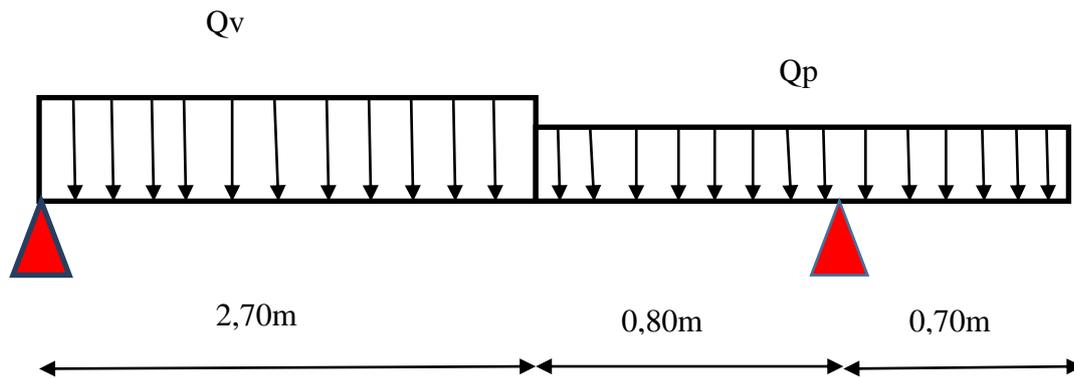


Figure III.26 .Evaluation des charges des escaliers

☞ Calcul de q équivalente :

$$q_{u - eq} = \frac{q_{uv} \times L_v + q_{up} \times L_p}{L} = \frac{13,94 \times 2,7 + 11,36 \times 1,50}{4,20} = 13,01 \text{KN / ml.}$$

$$q_{s - equi} = \frac{q_{sv} \times L_v + q_{sp} \times L_p}{L} = \frac{10,05 \times 2,7 + 8,14 \times 1,5}{4,20} = 9,36 \text{KN / ml.}$$

☞ Calcul de l'effort tranchant (V), les moments en travée M_t et en appui M_a :

ELU :

Moment de calcul :

Par les formules de la R.D.M :

Calcul des réactions :

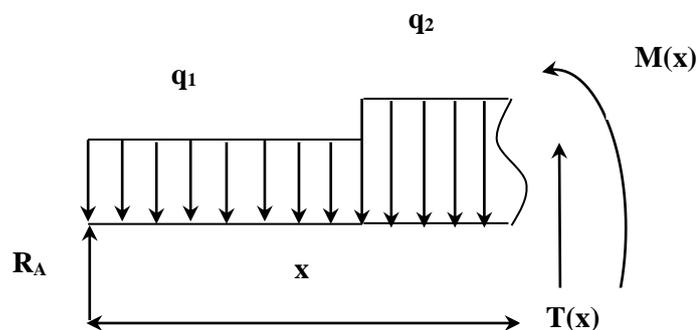


Figure III-27- Moment de calcul

$$\sum M_{/A}=0 \Leftrightarrow -R_B \times 3,50 + 13,94 \times 2,7 \times 2,15 + 11,36 \times \frac{2,7^2}{2} + 11,36 \times 0,80 \times 3,10 + 11,36 \times 0,70 \times 3,85 = 0$$

$$R_B = 31,31 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/B}=0 \Leftrightarrow -R_A \times 3,50 + 13,94 \times 2,7 \times 2,15 + 11,36 \times \frac{0,8^2}{2} - 11,36 \times \frac{0,8^2}{2} - 11,36 \times \frac{0,7^2}{2} = 0$$

$$R_A = 24,43 \text{ kN}$$

Moments fléchissants $M(x)$ et efforts tranchant $V(x)$:

Pour : $0 \leq x \leq 2,70$

$$V(x) = R_A - 13,94x \Rightarrow \begin{cases} V(0) = 24,43 \text{ kN} \\ V(2,70) = -13,20 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - 13,94 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(2,70) = 15,14 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Pour : $2,70 \leq x \leq 3,50$

$$V(x) = R_A - 13,94 \times 2,70 - 11,36(x - 2,70) \Rightarrow \begin{cases} V(2,70) = -13,20 \text{ kN} \\ V(3,50) = -22,29 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - 13,94 \frac{(x - 2,70)^2}{2} - 11,36 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(2,70) = 25,18 \text{ kN.m} \\ M(3,50) = 21,29 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Pour : $3,50 \leq x \leq 4,20$

$$V(x) = 48,77 - 11,36x \Rightarrow \begin{cases} V(3,50) = -70,5 \text{ kN} \\ V(4,20) = -78,45 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = 24,43 + 31,31 - 13,94 \times 2,70 \times (x - 1,35) - 11,36 \times 0,80(x - 3,1) - 11,36 \frac{(x - 3,5)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(3,50) = 1,00 \text{ kN.m} \\ M(3,50) = 4,54 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Calcul M_{\max} pour $0 \leq x \leq 4,2\text{m}$

$$V(x) = 24,43 - 13,94x \Rightarrow \begin{cases} V(x) = 0 \\ x = 1,75 \text{ m} \end{cases}$$

$$M(1,75) = 21,40 \text{ kN.m}$$

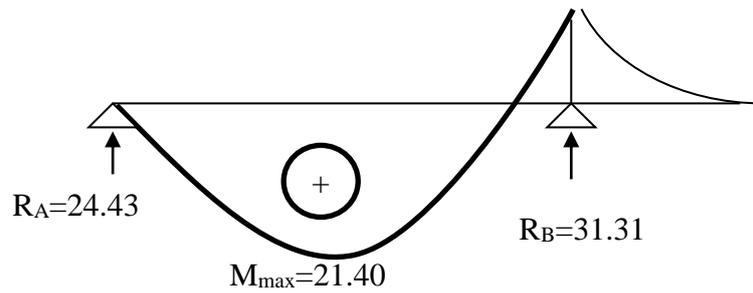


Figure III-28-Diagramme des moments à l'ELU

E.L.S :

$$R_B = 22,97 \text{ kN.}$$

$$R_A = 17,21 \text{ kN}$$

Moments fléchissants $M(x)$ et efforts tranchant $V(x)$:

Pour : $0 \leq x \leq 2,70$

$$V(x) = 17,21 - 10,05x \Rightarrow \begin{cases} V(0) = 17,21 \text{ kN.} \\ V(2,70) = -9,92 \text{ kN.} \end{cases}$$

$$M(x) = 17,21x - 10,05 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m.} \\ M(2,70) = -17,16 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

Pour : $2,70 \leq x \leq 3,50$

$$V(x) = R_A - 10,05 \times 2,70 - 8,14(x - 2,70) \Rightarrow \begin{cases} V(2,70) = -9,92 \text{ kN.} \\ V(3,50) = -16,437 \text{ kN.} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - 10,05 \times 2,70 \times (x - 1,35) - 8,14 \times (x - 2,70)^2 \Rightarrow \begin{cases} M(2,70) = 9,83 \text{ kN.m.} \\ M(3,50) = -20,60 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

Pour : $3,50 \leq x \leq 4,20$

$$V(x) = R_A + R_B - 10,05 \times 2,70 - 8,14 \times 0,80 - 8,14(x - 3,50)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V(3,50) = -50,44 \text{ kN.} \\ V(4,20) = -56,13 \text{ kN.} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - 10,05 \times (x - 3,5) - 10,05 \times 2,70(x - 1,35) - 8,14 \times 0,8(x - 3,1) - 8,14 \times (x - 3,50)^2 / 2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(3,50) = -0,61 \text{ kN.m.} \\ M(3,50) = 1,98 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

Calcul M_{\max} pour $0 \leq x \leq 4,2m$

$$V(x) = 17,21 - 10,05x \Rightarrow \begin{cases} V(x) = 0. \\ x = 1,71m. \end{cases}$$

$$M(1,71) = 11,68kN.m$$

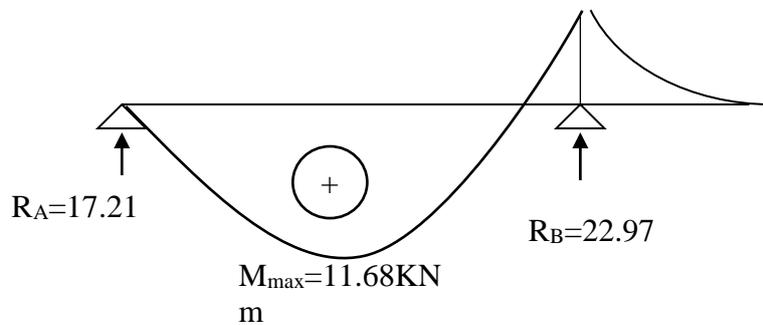


Figure III-29-Diagramme des moments a l'ELS

↳ À l'E.L.U:

$$q = q_u - eq = 13,01kN / ml; L = 4,20m.$$

$$V_u = -22,29kN$$

$$M_{tu} = 21,40kN.m$$

$$M_{au} = 11,29kN.m$$

↳ À l'E.L.S:

$$q = q_s - eq = 9,36kN / ml; L = 4,20m.$$

$$V_s = -16,43kN$$

$$M_{ts} = 11,68kN.m$$

$$M_{as} = -20,60kN.m$$

d. Calcul de ferrailage :

↳ En travée :

- ♦ Fissuration peu préjudiciable.

$$\text{béton} \begin{cases} f_{c28} = 25\text{MPa} \\ f_{t28} = 2,1\text{MPa} \\ f_{bc} = 14,16\text{MPa} \end{cases} \quad \text{acier} \begin{cases} f_e = 400\text{MPa} \\ \sigma_{su} = 347,8\text{MPa} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{tu} = 21,40kN.m. \\ M_{ts} = 11,68 kN.m. \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21,40}{11,68} = 1,83$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,44$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{lu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21,40}{1,00 \times 0,15^2 \times 14,16 \times 10^3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,067$$

$$\mu_{bu} = 0,082 < \mu_{lu} = 0,44 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,067}) \Rightarrow \alpha = 0,08$$

$$\alpha = 0,08 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 15 \times (1 - 0,4 \times 0,08) \Rightarrow Z_b = 14,52 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{21,40 \times 10^3}{14,52 \times 347,8} \Rightarrow A_s = 4,23 \text{ cm}^2.$$

↳ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq \max \{ 1,5 \text{ cm}^2; 1,81 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 < A_s = 5,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte **5T12** avec $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$.

↳ **L'espacement :**

Selon le BAEL91 modifiée99 :

$$S_{t_{\max}} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t_{\max}} \leq 33 \text{ cm.}$$

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

$$S_t = 16 \text{ cm} < S_{t_{\max}} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

↳ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}$$

On adopte **4T8** avec $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$.

↳ L'espaceur :

$$S_{r_{\max}} \leq \min(4h, 45\text{cm}) \Rightarrow S_{r_{\max}} \leq 45 \text{ cm.}$$

$$S_r = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

↳ En appui:

Les moments sur appuis: $\begin{cases} M_{au} = 11,29\text{KN.m.} \\ M_{as} = -20,60 \text{ KN.m.} \end{cases}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11,29}{20,60} = 0,54$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,06$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,29}{1,00 \times 0,15^2 \times 14,16 \times 10^3} = 0,035$$

$$\mu_{bu} = 0,035 < \mu_{lu} = 0,06 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) \Rightarrow \alpha = 0,044$$

$$\alpha = 0,044 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 15 \times (1 - 0,4 \times 0,044) \Rightarrow Z_b = 14,73\text{cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{11,29 \times 10^3}{14,73 \times 347,8} \Rightarrow A_s = 2,20 \text{ cm}^2.$$

↳ Condition de non fragilité:

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq \max \{1,5\text{cm}^2; 1,81\text{cm}^2\}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,81\text{cm}^2 < A_s = 1,82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte **4T10** avec $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$.

↳ L'espaceur :

$$S_{t_{\max}} \leq \min(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_{t_{\max}} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < S_{t_{\max}} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

↳ **Armatures de répartition :**

En appui: $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$ on adopte **4T8** avec $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$.

↳ **L'espacement :**

$$S_{r_{\max}} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_{r_{\max}} \leq 45 \text{ cm.} \Rightarrow S_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

e- Vérification (à l'E.L.U) :

↳ **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut que $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 3,333 \text{ MPa.}$

$$\tau_u = \frac{22,29 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,15} = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

↳ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91, il est nécessaire de vérifier la flèche si les conditions ci-dessous ne vérifiées pas.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0} \\ A_s \leq 4,2 \frac{b \times d}{f_e} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \frac{15}{445} = 0,033 < 0,0625 \dots\dots\text{condition vérifiée} \\ \frac{15}{445} = 0,033 < 0,10 \times \frac{21,40}{28,68} = 0,07 \dots\dots\text{condition vérifiée} \\ 3,14 < 4,2 \times \frac{100 \times 15}{400} = 15,75 \dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array}$$

Les deux condition non vérifiée. Donc il faut vérifie la flèche.

↳ **Vérification de la flèche par la méthode d'inertie fissurée:**

Il faut que: $\Delta f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \Rightarrow \Delta f \leq \bar{f} = \frac{445}{500} = 0,89 \text{ cm.}$

Avec : $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}).$

↪ **Evaluation des charges :**

- p : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

$$p = \frac{(G_v + Q_v) \times L_v + (G_p + Q_p) \times L_p}{L} = \frac{(7,755 + 2.7) \times 2,7 + (5,64 + 2.5) \times 1,50}{4,20} = 9,36 \text{KN} / \text{ml}.$$

- g : l'ensemble des charges permanentes.

$$g = \frac{G \times L_v + G_p \times L_p}{L} = \frac{7,55 \times 2,7 + 5,64 \times 1,50}{4,20} = 6,86 \text{KN} / \text{ml}.$$

- J : l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre
Des revêtements J=2,8KN /ml.

↪ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s}{7,5A_s^2}} - 1 \right) \Rightarrow Y = \frac{15 \times 5,65}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 15 \times 5,25}{7,5 \times 5,65^2}} - 1 \right) = 4,26 \text{cm}.$$

↪ **Calcul du moment d'inertie de la section total par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2 = \frac{100 \times 4,25^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (15 - 4,26)^2 = 18576,70 \text{cm}^4.$$

↪ **L'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 5,66 \times \left(\frac{15}{2} - 2 \right)^2 \Rightarrow I_0 = 30688,68 \text{cm}^4.$$

↪ **Calcul des sollicitations :**

$$M_p = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{10,12 \times 4,20^2}{8} = 22,31 \text{KN.m}$$

$$M_g = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{7,63 \times 4,20^2}{8} = 16,82 \text{KN.m}.$$

$$M_J = \frac{J \cdot L^2}{8} = \frac{5,01 \times 4,20^2}{8} = 11,05 \text{KN.m}.$$

↪ **Calcul des contraintes :**

$$K' = \frac{M_p}{I} = \frac{22,31}{10678,89} \times 10^3 = 2,08$$

$$K'' = \frac{M_g}{I} = \frac{16,82}{10678,89} \times 10^3 = 1,57.$$

$$K''' = \frac{M_J}{I} = \frac{11,05}{10678,89} \times 10^3 = 1,03.$$

❖ Béton :

$$\sigma_{bcP} = K' \cdot Y = 2,08 \times 4,08 = 8,48 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bcG} = K'' \cdot Y = 1,75 \times 4,08 = 6,40 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bcJ} = K''' \cdot Y = 1,03 \times 4,08 = 4,20 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Acier :

$$\sigma_{sP} = 15K'(d - Y) = 15 \times 2,08 \times (15 - 4,08) = 340,70 \text{MPa} > \bar{\sigma} = 240 \text{MPa}.$$

condition non vérifiée.

$$\sigma_{sG} = 15K''(d - Y) = 15 \times 1,75 \times (15 - 4,08) = 286,65 \text{MPa} > \bar{\sigma} = 240 \text{MPa} \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\sigma_{sJ} = 15K'''(d - Y) = 15 \times 1,03 \times (15 - 4,08) = 215,83 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 240 \text{MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

⊗ Calcul de λ_i et λ_V :

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

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{5,66}{100 \times 15} \Rightarrow \rho = 0,004.$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,004 \times 5} = 5,25$$

$$\lambda_V = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_V = 2,1.$$

$$\mu_{sP} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sP} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 340,70 + 2,1} = 0,51.$$

$$\mu_{sG} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sG} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 286,65 + 2,1} = 0,45$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 215,83 + 2,1} = 0,33$$

☞ **Calcul des inerties fissurées:**

$$I_{fp} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{s,p}} = \frac{1,1 \times 51656,4}{1 + 5,25 \times 0,51} = 15451,26 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{s,g}} = \frac{1,1 \times 51656,4}{1 + 5,25 \times 0,45} = 16898,74 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{s,j}} = \frac{1,1 \times 51656,4}{1 + 5,25 \times 0,33} = 20794,89 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fgV} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_v \cdot \mu_{s,g}} = \frac{1,1 \times 51656,4}{1 + 2,1 \times 0,45} = 29214,41 \text{ cm}^4.$$

☞ **Calcul des flèches:**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \quad \text{Et} \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ MPa}.$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ip} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = \frac{20,63 \times 4,20^2}{10 \times 32164,2 \times 11284,48 \times 10^{-5}} = 0,010 \text{ m}.$$

$$f_{gi} = \frac{M_{ig} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{15,12 \times 4,20^2}{10 \times 32164,2 \times 15379,99 \times 10^{-5}} = 0,0053 \text{ m}.$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ij} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = \frac{6,17 \times 4,20^2}{10 \times 32164,2 \times 17670,40 \times 10^{-5}} = 0,003 \text{ m}.$$

$$f_{gV} = \frac{M_{ig} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgV}} = \frac{15,12 \times 4,20^2}{10 \times 10721,4 \times 22860,12 \times 10^{-5}} = 0,001 \text{ m}.$$

$$\Delta f = f_{gV} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,009 - 0,003 + 0,007 - 0,005 = 0,008 \text{ m}.$$

$$\Delta f = 0,003 \text{ m} \leq \bar{f} = 0,0084 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition de flèche est vérifiée, donc on conserve la section qui a été calculée.

e. Dessin de ferrailage d'escalier

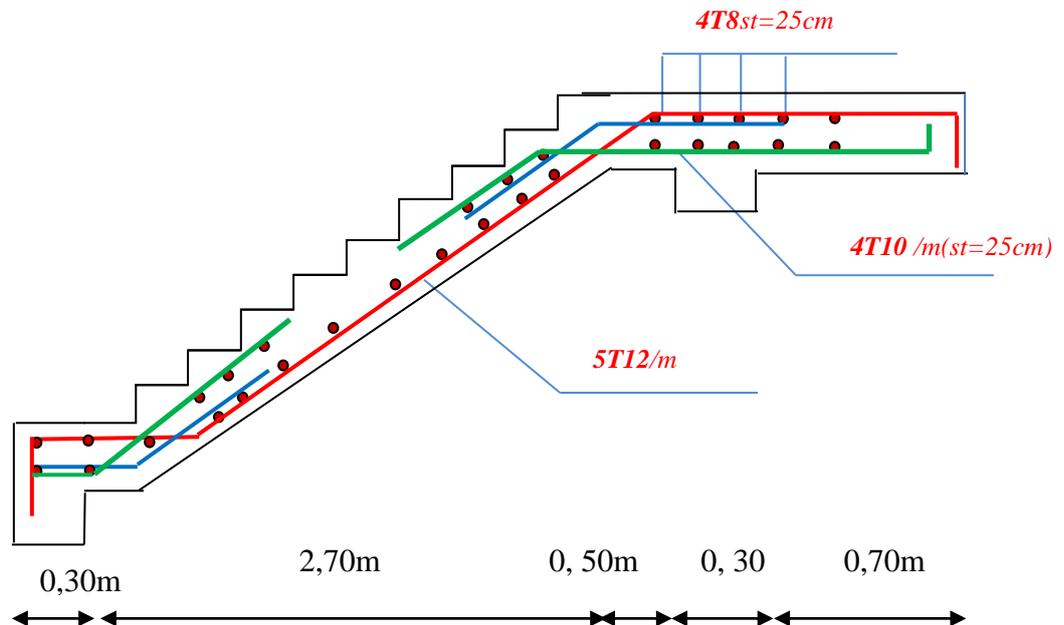


Figure III.30 Schéma Ferrailage des escaliers

❖ Calcul de la poutre palière :

La hauteur de la poutre est limitée comme suit :

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

Avec : $L=295\text{cm}$

$$\Rightarrow 19.66 \text{ cm} \leq h \leq 29,5\text{cm}$$

Donc on prend $h = 30\text{cm}$.

• La largeur de la poutre est limitée comme suit :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 25\text{cm}$$

Pour une section raisonnable on prend $b = 30\text{cm}$.

1. Vérification de la condition de L'RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\Leftrightarrow \begin{array}{ll} h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ h/b = 30/30 = 1 < 4 & \text{Condition vérifiée.} \end{array}$$

Donc la section de la poutre palière est $(30 \times 30)\text{cm}^2$.

2. Evaluation des charges :

- Le poids propre de la poutre : $G_{\text{poutre-p}} = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25\text{KN/ml}$
- Poids de volée : $G_v = 7,55(2,70\sin 32,52/2) = 5,70\text{KN/ml}$.
- Poids de palier : $G_p = 5,64 \times 1,50 = 8,46 \text{ KN/ml}$.
- Poids de mur extérieur : $G_{\text{mur-extérieure}} = 3,46 \times h = 3,46 \times (1,70 - 0,30) = 4,84\text{KN/ml}$
- Charge d'exploitation sur palier : $Q = 2,5 \times 0,25 = 0,62\text{KN/ml}$.
- Charge d'exploitation sur de volé : $Q = 2,5 (2,7\sin 32,52/2) = 1,81\text{KN/ml}$.

$$\mathbf{G = 20,87KN/ml.}$$

$$\mathbf{Q = 2,505KN/ml.}$$

$$\mathbf{E.L.U : Q_u = 1.35G + 1.5Q = 31,93KN/ml}$$

$$\mathbf{E.L.S : Q_s = G + Q = 23,37KN/ml}$$

3. Calcul des sollicitations :

↪ **Calcul de l'effort tranchant (V), les moments en travée (M_t) et en appui (M_a) :**

$$V = q \times \frac{L}{2} \quad ; M_o = q \times \frac{L^2}{8}$$

D'après l'article **A.8.2, 32** de BAEL 91 modifié 99 on admet un moment en travée égal à $M_{\text{travée}} = 0,85 \times M_o$ et en appui $M_{\text{appui}} = 0,3 \times M_o$

sollicitations	V (KN)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
À l'E.L.U	47,09	34,73	32,07	10,41
À l'E.L.S	34,47	25,43	20,34	7,62

Tableau III.9: Calcul les sollicitations de la poutre palière

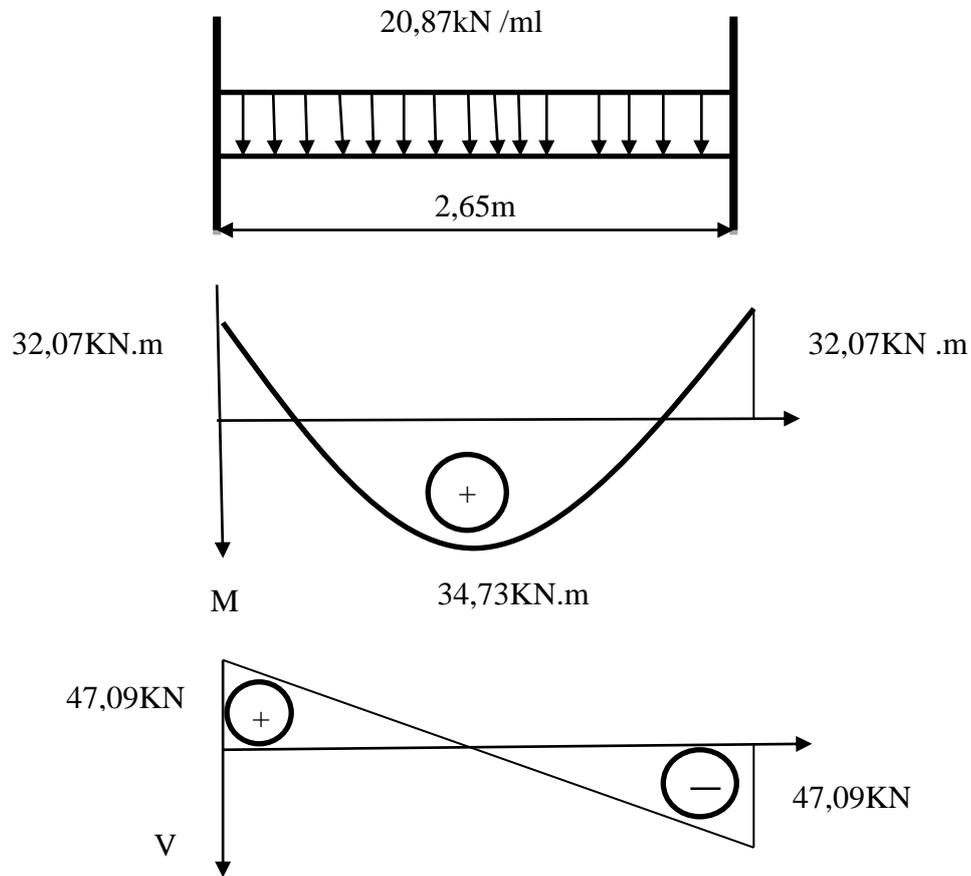


Figure III.31. Diagramme des sollicitations – E.L.U-

4. Calcul de ferrailage :

↳ En travée :

$$\text{Le moment max en travée : } \begin{cases} M_{tu} = 32,07 \text{ KN.m.} \\ M_{ts} = 20,34 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{32,07}{20,34} = 1,57$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,357$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32,07}{0,30 \times 0,27^2 \times 14,16 \times 10^3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,10$$

$$\mu_{bu} = 0,10 < \mu_{lu} = 0,357 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,10}) \Rightarrow \alpha = 0,16 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 27 \times (1 - 0,4 \times 0,16) \Rightarrow Z_b = 25,27 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{32,07 \times 10^3}{25,27 \times 347,8} \Rightarrow A_s = 3,64 \text{ cm}^2.$$

↪ **En appui :**

$$\text{Le moment max en appui : } \begin{cases} M_{au} = 43,73 \text{ KN.m.} \\ M_{as} = 25,43 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{34,73}{25,43} = 1,36$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,341 \times 1,36 - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,28$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,73}{0,30 \times 0,27^2 \times 14,16 \times 10^3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,13.$$

$$\mu_{bu} = 0,13 < \mu_{lu} = 0,28 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,13}) \Rightarrow \alpha = 0,17 < 0,293 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 27 \times (1 - 0,4 \times 0,17) \Rightarrow Z_b = 25,16 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{34,73 \times 10^3}{25,16 \times 347,8} \Rightarrow A_s = 3,96 \text{ cm}^2.$$

❖ Armatures transversales

Selon RPA99 (version 2003), la section des aciers transversales donne par: $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$

$$S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,4\right) \Rightarrow S = 7,5 \text{ cm, (Dans la zone nodale).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 7,5 \times 25 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$S \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm, On prend } S = 15 \text{ cm (dans la zone courante).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12 \text{ cm}^2$$

✎ Vérification à E.L.S

- ♦ Section rectangulaire
- ♦ Fissuration peu préjudiciable
- ♦ Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

✎ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{32,07}{20,34} = 1,57$$

$$\alpha = 0,16 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,57 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,53 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✎ **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{34,73}{25,43} = 1,36$$

$$\alpha = 0,17 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de vérification à l'ELS.

✎ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3,33, 5 \text{ Mpa} \} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{47,09}{0,30 \times 0,27} \Rightarrow \tau_u = 581,35 \text{ KN/m}^2 = 0,581 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,581 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✎ **Vérification de la flèche**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{265} = 0,11 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,11 \geq 0,09 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 4,2 \frac{b \cdot d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,2 \times \frac{30 \times 27}{400} = 8,50 > A_s = 3,64 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la flèche est vérifiée.

❖ **Calcul de la poutre palière à la torsion**

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement dues à

la torsion pour une section pleine se calcul comme suit $\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$

T_u : Le moment de torsion.

b_0 : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

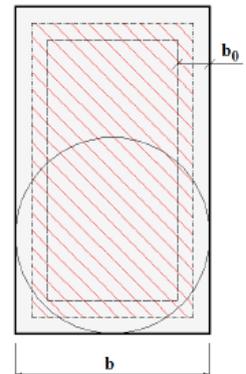
Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur des parois.

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 4,17) \times (30 - 4,17) = 667,18\text{cm}^2.$$

Le moment de torsion est : $T_u = M_{au} = 10,41\text{KN.m}$

$$\text{Donc } \tau_u = \frac{10,41}{2 \times 538,03 \times 4,17} \times 10^3 \Rightarrow \tau_u = 2,31\text{MPa}$$



a. Détermination de l'armature de torsion :

☞ **Armatures longitudinales**

$$A_t = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s}; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre de } \Omega.$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 4,17) + (30 - 4,17)] = 103,32\text{cm}.$$

$$A_t = \frac{103,32 \times 10,41}{2 \times 667,18 \times 347,8} \times 10^3 = 2,25\text{cm}^2.$$

Donc on prend pour la torsion : **2T12** Avec $A_s = 2,26\text{cm}^2$

☞ **Ferraillage total :**

• **En travée**

$$A_{\text{Tot}} = A_s \Rightarrow A_{s\text{-total}} = 2,25\text{cm}^2$$

Donc on prend pour la travée : **2T14 + 1T12** Avec $A_s = 5,34\text{cm}^2$

❖ **Ferraillage minimal**

D'après le BAEL 91 :

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,81\text{cm}^2 \leq 16,07\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **En appui :**

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_s \Rightarrow A_{s\text{-total}} = 2,25 + 3,08 = 5,33\text{cm}^2$$

Donc on prend pour l'appuis : **2T14 + 1T12** Avec $A_s = 5,34\text{cm}^2$

❖ **Ferraillage minimal**

D'après le BAEL 91 :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,81\text{cm}^2 \leq 16,07\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Ferraillage minimal de la section :**

D'après le RPA99 version2003, (art7.5.2.1):

$$A_{\min} \geq 0,5\% \times b \times h = 4,5\text{cm}^2$$

$$A_s = 13,56\text{cm}^2 > A_{\min} (RPA) = 4,5\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

b. Armatures transversales

- **En travée**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{10,41 \times 15}{2 \times 677,18 \times 347,8} \times 10^3 = 0,33\text{cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_t = 0,33 + 1,12 = 1,45\text{cm}^2.$$

"Donc on adopte **4T8** avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$."

L'espacement $S = 15\text{cm}^2$.

- **En appui :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{\text{torsion}} = \frac{10,41 \times 7,5}{2 \times 677,18 \times 347,8} \times 10^3 = 0,16\text{cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_t = 0,16 + 0,56 = 0,72\text{cm}^2.$$

Donc on adopte **4T8** avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$.

L'espacement $S = 10\text{cm}^2$.

❖ **Dessin de ferraillage de la poutre palière.**

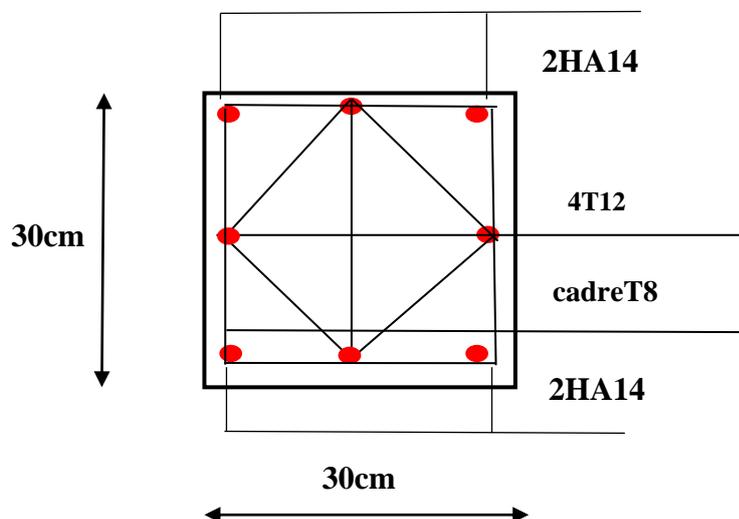


Figure III.32. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5.Balcon

Le balcon est une dalle pleine considérée comme encastree dans les poutres, il est calculé comme une console, ferrailée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

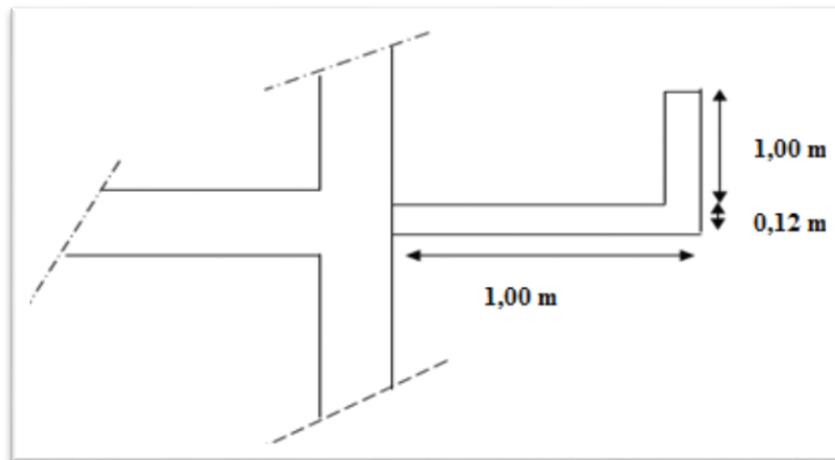


Figure III.33 : Dimensions du balcon

Evaluation des charges

- Poids propre $G = 4,38 \times 1,40 = 6,13 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation $Q = 3,5 \times 1,40 = 4,9 \text{ KN/ml}$.
- $P_{mur} = 1,26 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m (hauteur)} \times 1 \text{ m (bande)}$
- $P_{mur} = 1,26 \text{ KN}$

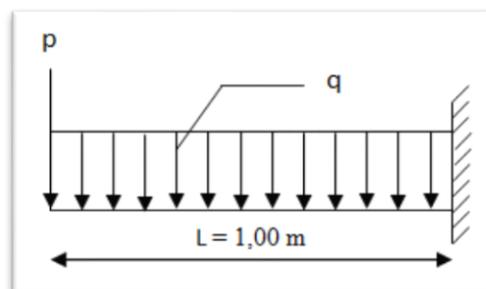


Figure III.34: Schéma statique du balcon

III.5.1. Calculs des moments

➤ **Combinaison des charges**

✓ **L'E.L.U:**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35P$$

✓ **L'E.L.S :**

$$q_s = G + Q$$

$$P_s = P$$

Le moment ultime à l'encastrement M_u pour une bande de 1m est de : $M_u = P_u L + \frac{q_u L^2}{2}$

Le moment service à l'encastrement M_s pour une bande de 1m est de : $M_s = P_s L + \frac{q_s L^2}{2}$

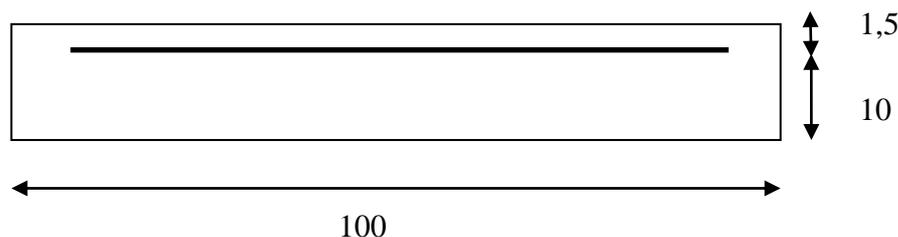
➤ **Tableau de résultats :**

P_u	P_s (KN)	q_u (KN)	q_s (KN)	N_u (KN)	N_s (KN)	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)
1,701	1,26	15,62	11,03	17,32	12,32	9,33	6,77

Tableau III.10 : de résultats des combinaisons des charges

. Ferrailage

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.



➤ **moment réduit (μ_{bu}) :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \frac{9,33 \times 10^6}{1000 \times (100)^2 \times 14,17} = 0,065$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9,33}{6,77} = 1,37$$

$$\mu_{bu} = 0,065 < \mu_{lu} = 0,391 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimé } A' = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0,084$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 9,66 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{9,33 \times 10^6}{96,6 \times 348}$$

$$A_s = 2,77 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max(A_{min}, A_s) = 2,77 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : $A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

La section adopté 3HA8 = 1,50 cm²

➤ **L'espacement :**

$$S_t = \min(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min(3 \times 12 ; 33\text{cm})$$

$$S_t = 25\text{cm}$$

. Les Vérifications

a) L'E.L.S

Le calcul se fait selon les règles du C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

○ **Position de l'axe neutre**

$$b \cdot y_1^2 + 30(A + A')y_1 - 30(d \times A + d' \times A') = 0$$

$$100y_1^2 + 94,2 y_1 - 989,1 = 0 \quad y_1 = 2,71 \text{ cm}$$

○ **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + \eta [A \times (d - y_1)^2 + A' \times (y_1 - d')^2]$$

$$I = 3521,63 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des Contraintes :**

- Contrainte maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 5,20 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Contrainte maximale de traction des aciers : (C.B.A 93 art A.4.5.3.3)

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{6,77 \times 10^6}{3521,63 \times 10^4} (100 - 27,1) = 210,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right) = 266,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) L'E.L.U

➤ Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = q \cdot L + P = 17,321 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17,321 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0,17 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right\} = 2,50 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0,12}{1,40} = 0,08 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14 \times 10^2}{1000 \times 100} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.5.2.Ferrailage

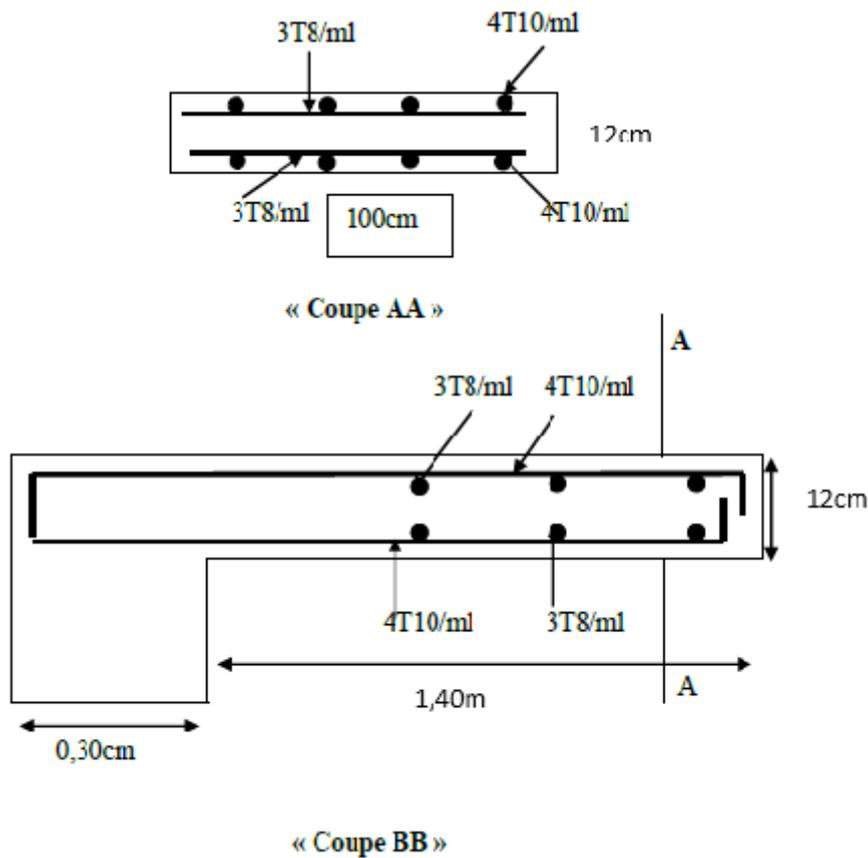


Figure III .35 : schéma de ferrailage du balcon

III.6.Conclusion :

Dans ce chapitre on a ferrillé les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance du bâtiment .



CHAPITRE IV :

Etude sismique

IV : Etude sismique

IV-1-Introduction

On entame dans ce chapitre la conception et le calcul dynamique du bâtiment. Ce travail peut être effectué d'une façon simple et rationnelle en utilisant l'un des logiciels d'éléments finis existants actuellement. Pour cela nous nous servirons du logiciel Robot

Pour utiliser ce logiciel, les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure, les charges statiques qui lui sont appliquées sont introduites préalablement en fichier de données. L'exécution du programme en première analyse, permet de nous informer du comportement de la structure ; des modes propres (translation ou torsion) et de leurs périodes.

Ceci nous permet d'introduire d'éventuels changements dans la structure porteuse, afin d'assurer un bon comportement vis à vis des accélérations sismiques et ainsi, satisfaire les exigences dictées par le R.P.A.99/V2003, avant de passer au ferrailage des différents éléments de la structure.

IV-2-Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), 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.

IV-3-Choix de la méthode de calcul

Selon les critères de classification par R.P.A.99/V2003 .A 4.1.2. On a :

- **Notre structure est implantée en zone sismique II_a:** (A.3.1.R.P.A.99)
- **L'importance de l'ouvrage :** (A.3.2.R.P.A.99)

Groupe 2 ouvrages courant ou d'importance moyenne. (Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m).

Notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le R.P.A.99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente car ($H=12,41\text{m} > 10\text{m}$), donc le calcul sismique se fera par **la méthode dynamique spectrale**

IV-4-Principe de la méthode dynamique spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV-5-Modélisation de la structure :

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV-6-Modélisation de la structure par le logiciel robot :

Le robot est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV-7- L'analyse modale :

L'analyse modale est fondée sur le principe d'assimiler la structure à un oscillateur multiple, libre et amortie, capable de représenter les propriétés dynamiques de la structure réelle, telle que les périodes naturelles de vibrations et les formes modales.

• Objectif de l'étude modale :

Le but principal de l'analyse modale dans cette étude est le calcul des périodes propres, ainsi la visualisation des formes modales des différentes modes de vibration de contreventement, pour éviter l'apparition d'une torsion nuisible prématuré dans les premiers deux modes, et l'évaluation de flexibilité structurelle en vue d'une éventuelle rigidifiassions.

IV.8.Calcul de la résultante des forces sismiques à la base par la méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

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

A : coefficient d'accélération de la zone

D : facteur d'amplification dynamique moyenne

Q: facteur de qualité

R: coefficient de comportement global de la structure

W: poids totale de la structure

IV.8.1.Coefficient d'accélération de zone :

Le Coefficient d'accélération en zone II_a est donné par le tableau (4.1) de RPA99/Version 2003 Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Pour un groupe d'usage 2 en zone II_a on a : **A = 0,15**

IV.8.2.facteur d'amplification dynamique moyen :

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

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 7\% \rightarrow$ contreventement mixte (voile – portique)

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7\%)}} = 0,882 \geq 0,7$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7]. On a pour un site 2 $\rightarrow T_2 = 0,40$ sec

T : la période fondamentale de la structure $T = C_T h_N^{3/4}$ [Art.4.2.4]

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 $h_N = 12,41$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] pour les contreventements assurés partiellement ou totalement par des voiles en béton armé $\rightarrow C_T = 0,05$.

Donc : $T = 0,05 \times (12,41)^{3/4} = 0,33$ sec.

$\Rightarrow D = 2,5 \eta$

$= 2,5 \times 0,882 \Rightarrow \mathbf{D = 2,2}$

IV.8.3.facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfaite ou non.

Sa valeur est donnée suivant le RPA dans le tableau [4.4]

IV.8.4. Les valeurs des pénalités : (R.P.A).

Critère de quantité q	P _q		
	Observé	Non observé	Valeur
1- Condition minimale sur les files de contreventement		X	0,05
2- Redondance en plan		X	0,05
3- Régularité en plan	X		0
4- Régularité en élévation	X		0
5- Contrôle de la qualité des matériaux		X	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution		X	0,1
			$\sum P_q = 0,25$

Tableau IV.1 : Valeur de P_q sens X-X

Donc : Q_X = 1,25

Critère de quantité q	P _q		
	Observé	Non observé	Valeur
1- Condition minimale sur les files de contreventement		X	0,05
2- Redondance en plan	X		0
3- Régularité en plan		X	0,05
4- Régularité en élévation	X		0
5- Contrôle de la qualité des matériaux	X		0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	X		0,1
			$\sum P_q = 0,2$

Tableau IV.2: Valeur de P_q sens Y-Y

Donc : Q_Y = 1,2

IV.8.5 Coefficient de comportement global de la structure :

Pour une structure en béton armé à portiques auto stable avec remplissages en maçonnerie rigide : R= 3,5

IV.8.6 Poids total de la structure :

W : poids total de la structure égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad i=1,2,3,\dots,n$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

β : coefficient de pondération qui dépend de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau [4.5]

$W=6616.72$ Kg (valeur donnée par logiciel ROBOT)

Donc :

La force sismique sens X :

$$V_X = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,25}{3,5} \times 6616,72 \quad \Rightarrow V_X = 779,83$$

La force sismique sens Y:

$$V_Y = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,2}{3,5} \times 6616,72 \quad \Rightarrow V_Y = 748,63 \text{ KN}$$

IV.9. Méthode d'analyse modale spectrale :**IV.9.1.Introduction :**

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de charge sismique de calcul la plus défavorable.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.9.2. Spectre de réponse de calcul:

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (RPA tableau 4.2)

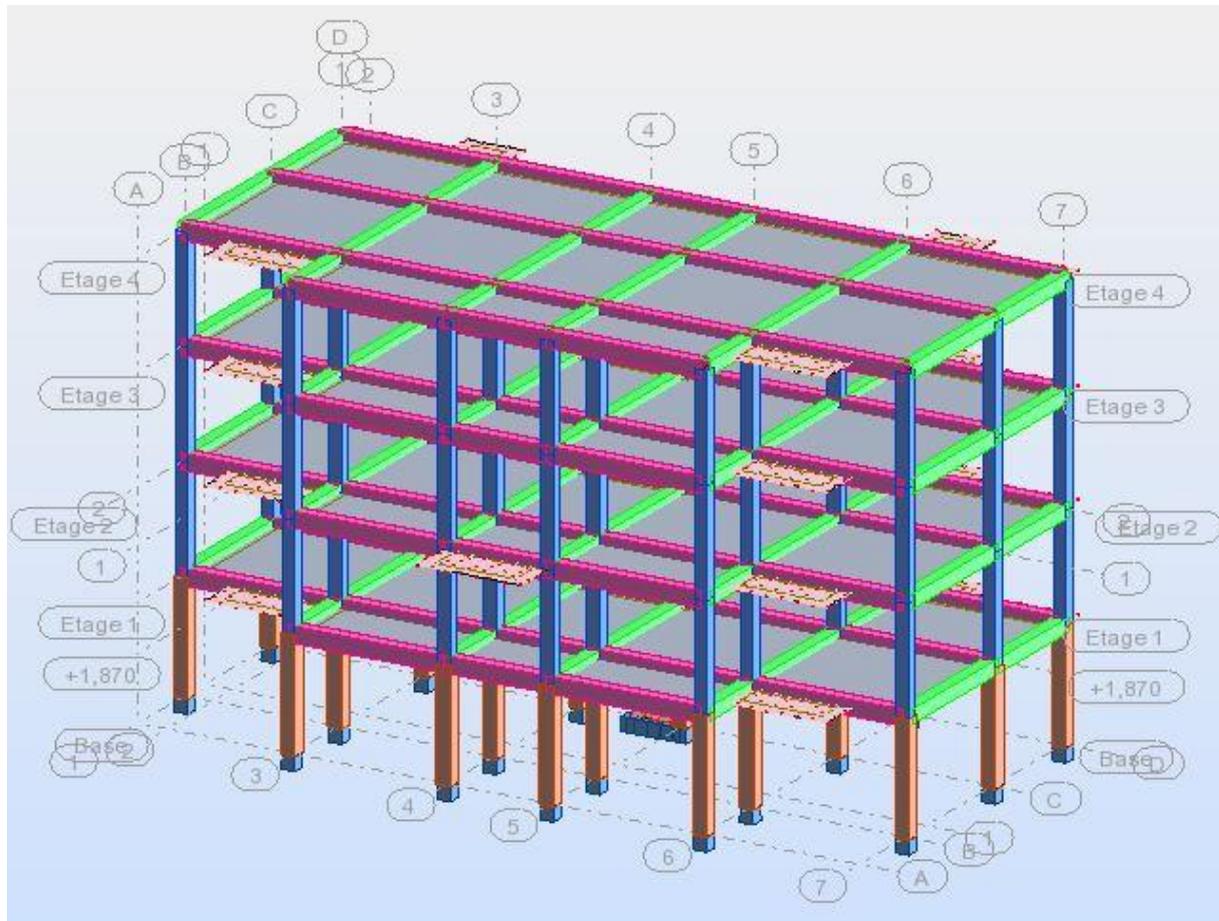
R : Coefficient de comportement de la structure (RPA tableau 4.3)

T_1, T_2 : Périodes caractéristique associées à la catégorie de site (RPA tableau 4.7)

Q : Facteur de qualité (RPA tableau 4.4).

IV.10. Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Modélisation de la structure :

**Figure IV.1 :** vue générale de la structure

IV.10.1.Les modes :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
1	2,305	0,434
2	2,461	0,406
3	2,707	0,369
4	6,657	0,150
5	7,046	0,142
6	7,504	0,133
7	11,011	0,091
8	11,532	0,087
9	12,540	0,080
10	14,563	0,069

Tableau.IV.3: les facteurs de participation massique de chaque modèle.

IV.10.2. Centre de masse et centre de torsion:

Diaphragme	Centre de masse		Centre de rigidité	
	X _G (m)	Y _G (m)	X _r (m)	Y _r (m)
RDC	10,323	5,446	10,304	6,530
1	10,228	5,600	10,295	6,671
2	10,580	5,550	10,295	6,671
3	10,242	5,391	10,316	5,182

Tableau IV.4 : Centre de masse et centre de torsion

IV.10.3. Calcul de l'excentricité :

a. L'excentricité accidentelle :

Une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Donc :

b. Excentricité adopté :

$e_x = \max(e_{x1}, e_{ax}) \rightarrow e_x$: excentricité suivant x

$e_y = \max(e_{y1}, e_{ay}) \rightarrow e_y$: excentricité suivant y

Étage	Lx(m)	Ly(m)	e _{x1} (m)	e _{y1} (m)	e _{x0} (m)	e _{y0} (m)	e _{x1} ≥ e _{x0}	e _{y1} ≥ e _{y0}
RDC	21.65	9,8	1,033	0,65	0,020	1,084	Vérifiée	vérifiée
1	21.65	9,8	1,033	0,65	0,068	1,071	Vérifiée	vérifiée
2	21.65	9,8	1,033	0,65	0,285	1,121	Vérifiée	vérifiée
3	21.65	9,8	1,033	0,65	0,074	0,209	Vérifiée	Vérifiée

Tableau IV.5: Excentricité théorique et Excentricité accidentelle

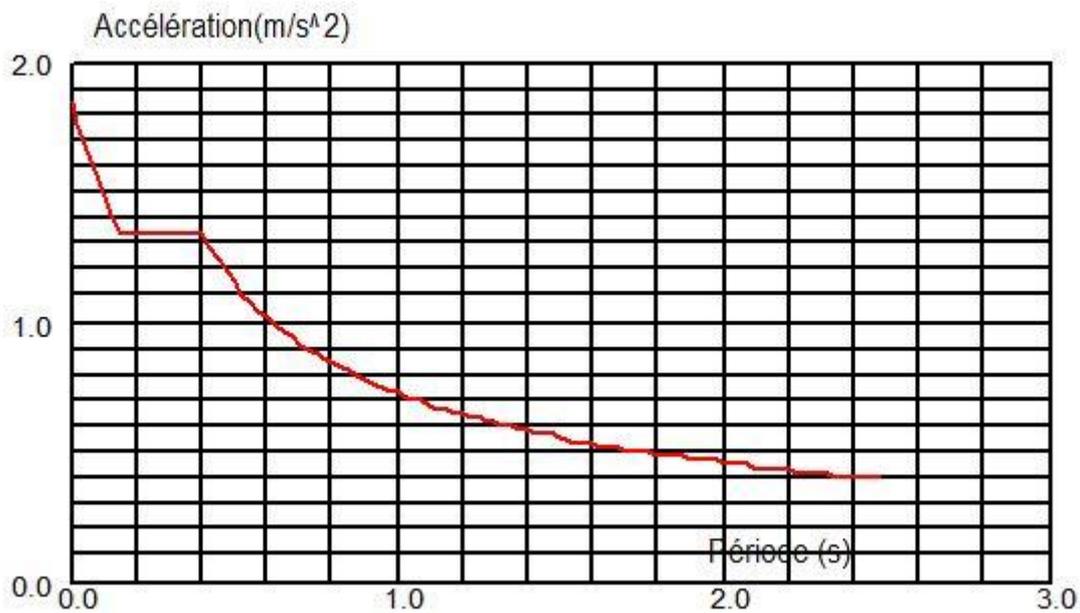


Figure IV.2 : Diagramme spectre de réponse

IV.10.4. Déplacements de chaque diaphragme :

Etage	Ux (m)	Uy (m)
RDC	0,6	0,0
1	1,4	0,1
2	2,1	0,1
3	2,5	0,1

Tableau.IV.6 : Déplacements selon X et Y

IV.11. Vérification par la méthode dynamique spectrale

IV11.1. Justification de la sécurité

Les règlements parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. Le règlement parasismique Algérien « R.P.A .99/ V 2003 »

définis les règles ainsi que les dispositions constructives, pour mener à bon terme une bonne étude de génie civil et afin que notre structure soit parfaitement parasismique
Conformément aux normes en vigueur applicable en Algérie, les vérifications
Suivantes doivent être justifiées:

1. **Vérifications de la période fondamentale (l'art.4.2.4 R.P.A).**
2. **Effort tranchant à la base (l'art.3.6 P32).**
3. **Vérifications du déplacement (l'art.4.4.3 P33).**
4. **Vérifications du coefficient de participation de masse (N^{bre} de mode à considérer) de l'art.4.3.4 p32.**
5. **Vérifications du renversement.**
6. **L'effet P – Δ.**

1. Vérification de la période fondamentale

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

Une période fondamentale $T_{dyn} = 0,434s$

Une période empirique $T_{empirique} = C_T H_T^{3/4} = 0,33ec.$

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %.

Nous avons: $1,3 \times T_e = 0,442 > T_{dyn} = 0,434$

Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

- **L'effort tranchant de chaque étage**

Niveau	hi(m)	Fi(KN)	hi.Fi(KN.m)	S hi.Fi	Vi x(KN)
RDC	3,23	90,80	290,95	7078,49	779,83
1	6,29	165,46	1040,77	6787,54	689,75
2	9,35	248,25	2321,15	5746,77	524,29
3	12,41	276,04	342,63	3425,63	276,04

Tableau .IV.7 : L'effort tranchant de chaque étage selon XX

Niveau	hi(m)	Fi(KN)	hi.Fi(KN.m)	S hi.Fi	Vi y(KN)
RDC	3,23	86,47	279,31	6795,34	748,63
1	6,29	158,84	999,13	6516,03	662,16
2	9,35	238,32	2228,30	5515,90	503,32
3	12,41	265,00	3288,60	3288,60	265,00

Tableau IV.8: L'effort tranchant de chaque étage selon YY

- **Distribution de la charge sismique selon la hauteur :**

Niveau	Wi(KN)	hi(m)	Wihi	SWi.hi	Vx(KN)	V/s Wi.hi	Fix(KN)
RDC	2683,26	3,23	8666,93	75099,95	779,89	0,010	90,08
1	2531,08	6,29	15920,49	75033,35	779,83	0,0104	165,46
2	2554,67	9,35	23886,16	75033,35	779,83	0,0104	248,25
3	2140,19	12,41	26559,76	75033,35	779,83	0,0104	276,04

Tableau.IV.9 : Distribution de la charge sismique selon la hauteur : X-X

Niveau	Wi(KN)	hi(m)	Wihi	SWi.hi	Vy(KN)	V/s Wi.hi	Fiy(KN)
RDC	2683,26	3,23	8666,93	75099,95	748,63	0,010	86,46
1	2531,08	6,29	15920,49	75033,35	748,63	0,0100	158,884
2	2554,67	9,35	23886,16	75033,35	748,63	0,0100	238,32
3	2140,19	12,41	26559,76	75033,35	748,63	0,0100	265,00

Tableau.IV.10 : Distribution de la charge sismique selon la hauteur : Y-Y

La résultante des forces à la base F obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques V déterminées par la méthode statique équivalente. (RPA99.article 4.3.6)

$V_{x dy} = 727,012 > 0,8 \times V_x = 0,8 \times 779,83 = 623,864$ KN condition vérifier

$V_{xdy}=731,230 > 0,8x V_y=0,8x748,64= 598,912$ KN condition vérifier

La condition de l'article 4.3.6 des règles RPA99v2003 est vérifiée dans les deux sens.

3. Vérification des déplacements :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec: $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

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

R : coefficient de comportement (R=3,5).

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Niv	Sens x-x					Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	1,0% (h_k)	
RDC	0,6	2,1	0	2,1	3.23	Vérifié
1	1,4	4,55	2,1	2,45	3.06	Vérifié
2	2,1	7,35	4,55	2,8	3.06	Vérifié
3	2,5	8,75	7,35	1,4	3.06	Vérifié

Tableau.IV.11: Vérification des déplacements. (Sens x-x)

Niv	Sens y-y					Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	1,0% (h_k)	
RDC	0,0	0,0	0	0,0	3,23	Vérifié
1	0,1	0,35	0,0	0,35	3,06	Vérifié
2	0,1	0,35	0,35	0,0	3,06	Vérifié
3	0,1	0,35	0,35	0,0	3,06	Vérifié

Tableau.IV.12: Vérification des déplacements. (Sens y-y)

Donc la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée car les déplacements calculés ne doit pas dépassés dans les deux directions longitudinale et transversale, **1%** de la hauteur d'étages.

4. Vérifications du coefficient de participation de masse :

Le nombre de modes à considérer dans l'analyse modale spectrale, il est calculé par la formule de l'article **4.3.4 b** des règles RPA suivante :

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{N}; \text{avec} \quad T_k \leq 0.20$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol,

T_k : la période de mode **K** (le dernier mode à considérer)

$$N = 04 \left\{ \begin{array}{l} K \geq 3\sqrt{4} = 6 \text{ on prendre un nombre de mode supérieure a 6 mode} \\ T_6 = 0.13 < 0,20 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Mode	Masses Cumulées		Masses participantes	
	UX[%]	UY[%]	UX[%]	UY[%]
1	0,080	15,080	0,080	15,080
2	81,962	15,458	81,882	0,377
3	82,275	80,408	0,314	64,950
4	84,612	83,595	2,337	3,117
5	92,366	86,295	7,753	2,770
6	93,000	92,146	0,634	5,851
7	93,859	93,796	0,859	1,652
8	97,689	94,476	3,830	0,727
9	97,771	97,978	0,082	2,953
10	97,8	97,973	0,029	0,495

Tableau.IV.13 .masse Cumulées et masses participantes selon X et Y.

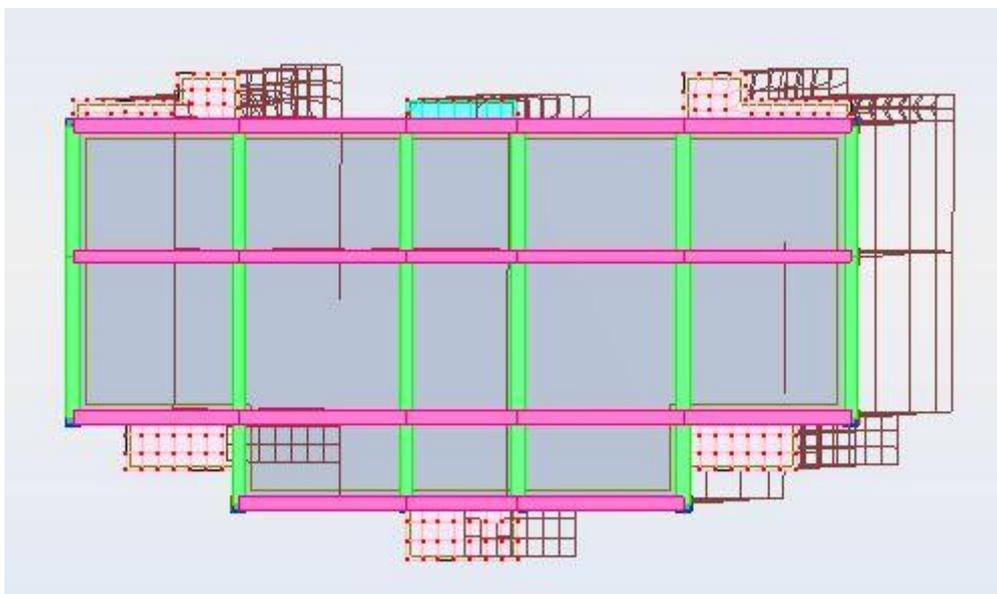


Figure IV. 3 : 1^{er} mode vue de la déformée selon X

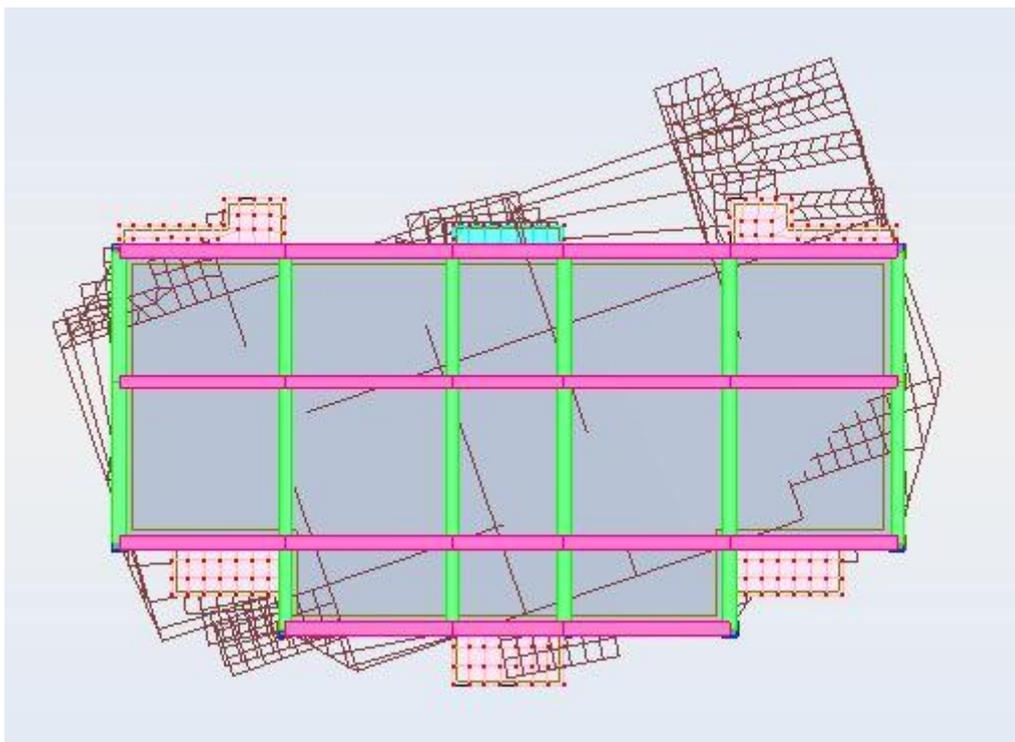


Figure IV.4 : 2^{ème} mode vue de la déformée selon Y

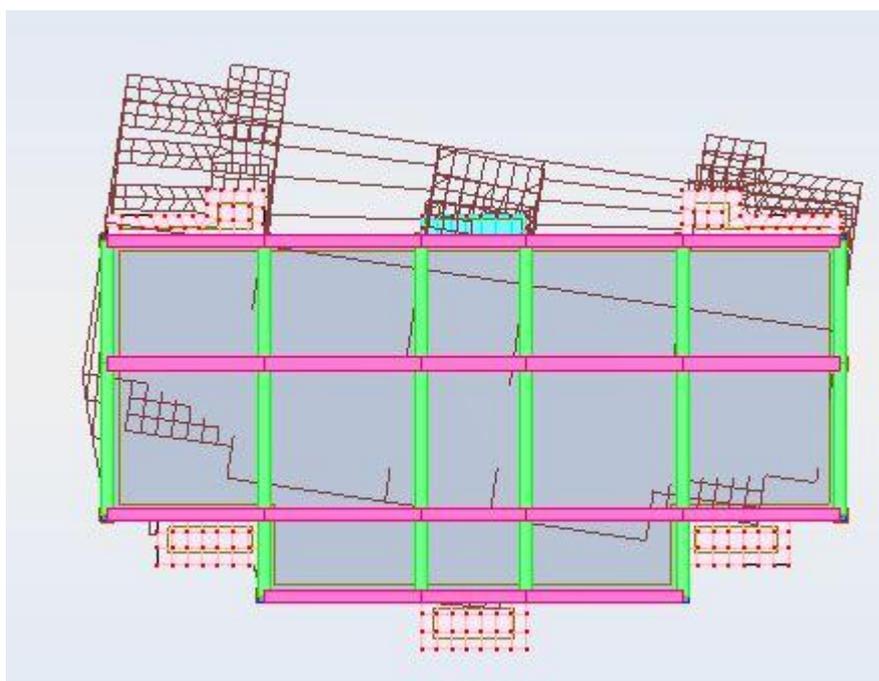


Figure IV.5 : 3^{ème} mode vue de la déformée selon Y

Selon x : $UX = 92,366 > 90\%$ (mode 5) }
 Selon y : $UY = 92,146\% > 90\%$ (mode6) }condition vérifiée.

5. Vérification à la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

- **Calcul des moments de renversement d'étages:**

$$M_K = M_{K+1} + V_{K+1} \cdot h_e$$

Niveau	Wi(KN)	hi(m)	Fi(KN)	Lx(m)	Lx/2	Ms	Mr	Ms/Mr	Ms/Mr>1,5
RDC	2683,26	3,23	90,80	21,65	10,83	29046,29	7078,49	4,10	Vérifier
1	2531,08	6,29	165,46	21,65	10,83	27398,94	6787,54	4,04	Vérifier
2	2554,67	9,35	248,25	21,65	10,83	27654,30	5746,77	4,81	Vérifier
3	2140,19	12,41	276,04	21,65	10,83	23167,56	3425,63	6,76	Vérifier

Tableau.IV.14 : Calcul des moments de renversement d'étages: Selon XX

Niveau	Wi(KN)	hi(m)	Fi(KN)	Ly(m)	Ly/2	Ms	Mr	Ms/Mr	Ms/Mr>1,5
RDC	2683,26	3,23	90,80	9,8	5	13550,46	6795,34	1,99	Vérifier
1	2683,26	6,29	165,46	9,8	5	13550,46	7516,03	2,08	Vérifier
2	2683,26	9,35	248,25	9,8	5	13550,463	5516,90	2,46	Vérifier
3	2683,26	12,41	276,04	9,8	5	13550,463	3288,60	4,12	Vérifier

Tableau.IV.15 : Calcul des moments de renversement d'étages: Selon YY

6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$$V_K = \sum F_i$$

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

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

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

Niv	Sens X-X					
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ (cm)	V_k (KN)	Θ	Observation
RDC	323	1793,15	2,1	779,83	0,013	Vérifié
1	306	1715,57	2,45	689,75	0,026	Vérifié
2	306	1739,16	2,8	524,29	0,034	Vérifié
3	306	1368,83	1,4	276,04	0,034	Vérifié

Tableau.IV.16: tableau de P- Δ , Sens X-X

Niv	Sens y-y					
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ (cm)	V_k (KN)	Θ	Observation
RDC	323	1793,15	0,0	748.63	0,0	Vérifié
1	306	1715,57	0,35	662.16	0,003	Vérifié
2	306	1739,16	0,0	503,32	0,0	Vérifié
3	306	1368,83	0,0	265,00	0,0	Vérifié

Tableau.IV.17: tableau de P- Δ , Sens Y-Y

On remarque que la condition $\theta \leq 0,10$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

IV.12.Conclusion :

Après toutes ces vérifications (Vérifications de la période fondamentale, du coefficient de participation de masse, Effort tranchant, L'excentricité théorique et accidentelle, du déplacement, du renversement, L'effet du système de contreventement.), on peut dire que notre structure est une structure parasismique.



CHAPITRE V:

Calcul des éléments structuraux

V : Calcul des éléments structuraux

V.1.Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux -poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. Étude des poteaux

V2.1.Combinaisons des charges

Les combinaisons de charges que nous allons utiliser pour le calcul de ferrailage des éléments porteurs de la structure sont de deux natures distinctes :

☒ **Combinaisons BAEL :**

Ce sont des combinaisons qui correspondent à la situation durable de la structure, elles sont décrites par les règles **CBA93** et **BAEL91mod.99**, et combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit :

$$\begin{cases} \text{E.L.U : } & 1,35G+1,5Q \\ \text{E.L.S : } & G+Q \end{cases}$$

☒ **Combinaisons RPA :**

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, ces combinaisons sont prescrites par le règlement parasismique algérien **RPA99v2003 (Art. 5.2)** comme suit

▲ **Pour le portique:**

$$\begin{cases} \text{Pour les Poteaux:} & \begin{cases} G+Q\mp 1,2E \\ 0.8\times G\mp E \end{cases} \\ \text{Pour les poutres:} & \begin{cases} G+Q\mp E \\ 0.8\times G\mp E \end{cases} \end{cases}$$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : action de séisme représentée par ses composantes horizontales

V.3. Caractéristiques du matériau:

Les principales caractéristiques des deux matériaux béton et acier en situation normale (durable) et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurités correspondantes données par le tableau suivant :

matériau Situation	Béton25			Acier		
	γ_b	f_{c28} Mpa	f_{bu} Mpa	γ_s	f_e Mpa	f_{su} Mpa
Durable	1,5	25	14,2	1,5	400	347,8
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.1 : caractéristiques du matériau

V.4. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant.
 - $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal maximal avec le moment correspondant.
 - $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort normal minimal avec le moment correspondant.
 - $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.4.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

1. Les armatures longitudinales (art.7.4.2.1.):

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.7 % (Zone I).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone I).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

2. Les armatures transversales :

L'article 7.4.2.2 des mêmes règles recommande que:

- l'espacement (t) des armatures transversales doit être au plus égale aux valeurs maximales suivantes qui correspond à la zone sismique **I** :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Dans la zone nodale : } & t \leq \min(10\phi_L, 15\text{cm}) \quad (\text{en zone I}). \\ \text{Dans la zone courante : } & t' \leq 15\phi_L \quad (\text{en zone I}). \end{array} \right.$$

Où ϕ_L : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5: \quad 0,3\%.$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3: \quad 0,8\%.$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.}$$

$$\lambda_g : \text{est l'élanement géométrique du poteau : } \lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10Ø** minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la Hauteur de poteaux
- Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)
 - les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales. La zone nodale est définie par l' et h' .
 - $l' = 2h$

$$h' = \max(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

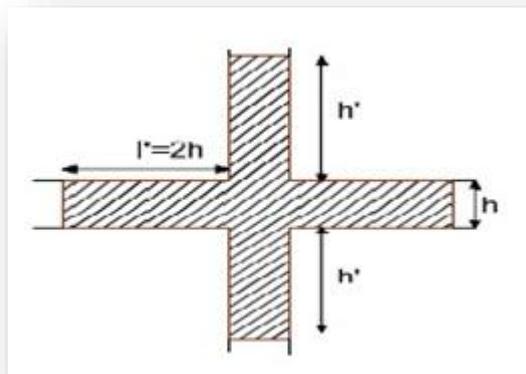


Figure V.1 : Zone nodale

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC	40×40	12,8	64	96
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	35×35	9,8	49	73

Tableau V.2 : Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot, les résultats sont résumés dans le tableau V.2 :

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		V
	N	M	N	M	M	N	
RDC	885,427	2,44	419,64	0,686	67,061	661,88	23,13
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	674,345	2,163	316,928	0,404	50,686	484,240	19,136

Tableau V. 3 : Sollicitation dans les poteaux

V.4.1 Calcul du ferrailage :

Les armatures longitudinales des poteaux sont ferrillées par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrillages donnés par le RPA en zone IIa celui donné par le logiciel ROBOT

Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$b = 40 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 37,5 \text{ cm}$.

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,5$ $\gamma_s = 1,15$

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 885,427 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 2,44 \text{ KN.m}$
- $M_{\max} = 67,061 \text{ KN.m} \longrightarrow N_{\text{cor}} = 661,88 \text{ KN}$
- $N_{\min} = 419,64 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 0,686 \text{ KN.m}$

- **Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :**

$N = 885,427 \text{ KN}$

$$M = 2,44 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{2,44}{885,427} = 0,0027 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,40}{2} = 0,20 \text{ m}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$(a) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,261 + 885,427 \times (0,375 - 0,40/2) = 156,21 \text{ KN.m.}$$

$$[885,427 \times (0,375 - 0,025) - 156,21] = 153,68 \text{ KN.m (a)}$$

$$(0,337 \times 0,40 - 0,81 \times 0,025) \times 0,40 \times 0,40 \times 14,2 \times 10^3 = 260,25 \text{ KN.m ... (b)}$$

$$\Rightarrow (a) \leq (b) \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{156,21 \times 10^6}{400 \times 375^2 \times 14,2} = 0,19$$

$$\mu_{bu} = 0,19 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,19}) = 0,265$$

$$Z = 0,375 \times (1 - 0,4 \times 0,265) = 0,335 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{156,21 \times 10^6}{335 \times 348} = 13,39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 1339,93 - \frac{885,427 \times 10^3}{348} = -12,04 \text{ cm}^2 .$$

a) Calcul sous Mmax et Ncor :

$$M = 67,061 \text{ KN.m, } N = 661,88 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{67,061}{661,88} = 0,10 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,40}{2} = 0,20$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$(a) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 67,061 + 661,88 \times (0,375 - 0,40/2) = 182,89 \text{ KN.m.}$$

$$[661,88 \times (0,375 - 0,025) - 182,89] = 48,76 \text{ KN.m (a)}$$

$$(0,337 \times 0,40 - 0,81 \times 0,025) \times 0,40 \times 0,40 \times 14,2 \times 10^3 = 260,25 \dots \dots (b)$$

$$\Rightarrow (a) \leq (b) \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{182,89 \times 10^6}{400 \times 375^2 \times 14,2} = 0,228$$

$$\mu_{bu} = 0,228 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,228}) = 0,328$$

$$Z = 0,375 \times (1 - 0,4 \times 0,328) = 0,325 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{182,89 \times 10^6}{325 \times 348} = 16,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 1617,14 - \frac{661,88 \times 10^3}{348} = -2,84 \text{ cm}^2 .$$

a) Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N = 419,64 \text{ KN} ; M = 0,686 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad e_G = \frac{M}{N} = \frac{0,686}{419,64} = 0,0016 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,40}{2} = 0,20$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$(a) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,686 + 419,64 \times (0,375 - 0,40/2) = 74,123 \text{ KN.m.}$$

$$[419,64 \times (0,375 - 0,025) - 74,123] = 72,751 \text{ KN.m} \dots \dots (a)$$

$$(0,337 \times 0,40 - 0,81 \times 0,025) \times 0,40 \times 0,40 \times 14,2 \times 10^3 = 260,25 \dots \dots (b)$$

$$\Rightarrow (a) \leq (b) \dots \dots \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

Donc la section est partiellement comprim\u00e9e. La m\u00e9thode de calcul se fait par assimilation \u00e0 la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{74,123 \times 10^6}{400 \times 375^2 \times 14,2} = 0,092$$

$$\mu_{bu} = 0,092 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,092}) = 0,12$$

$$Z = 0,375 \times (1 - 0,4 \times 0,12) = 0,357 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{74,123 \times 10^6}{375 \times 348} = 56,79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 567,99 - \frac{419,64 \times 10^3}{348} = -6,37 \text{ cm}^2.$$

Niveaux	Section de poteaux (cm ²)	Nmax	Mmax	Nmin	As (cm ²)	A _{minRPA99} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		As (cm ²)	As (cm ²)	As (cm ²)			
RDC	40×40	12,04	2,84	6,37	12,04	12,8	4HA14+4HA16 = 14,19
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	35×35	9,14	1,01	4,66	9,14	9,8	4HA12+4HA14 = 10,67

Tableau V.4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

V.4.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante (ART 7.1)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} ; \text{ Avec:}$$

V_u: effort tranchant de calcul.

h₁: hauteur totale de la section brute.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- **dans la zone nodale :** $t \leq \min (10 \times \varnothing_1 ; 15\text{cm})$ en zone IIa.
- **dans la zone courante :** $t \leq 15 \times \varnothing_1$ en zone I et IIa.

ϕ₁ : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2,5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 ;$$

$$\rho = 3,75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g: Élançement géométrique.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 ;$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.8\% \quad \text{si } \lambda_g < 3$$

si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\text{Avec : } \lambda_g = l_f / b \quad \text{ou} \quad l_f / a .$$

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

Considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

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

Le tableau V.4 résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents Poteaux des différents niveaux.

Remarque :

Dans le cas (RDC) $\Rightarrow L_0 = L_{RDC} = 3,23\text{m}$

Dans le cas (1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages) $\Rightarrow L_0 = L_{étage} = 3,06\text{m}$

Niveau	RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages
Section	40×40	35×35
$\phi_1^{\min}(\text{cm})$	1,4	1,2
$l_f(\text{cm})$	226,1	244,8
λ_g	5,65	6,99
$V_u(\text{KN})$		

		23,13	19,136
t (cm)	Zone nodale	10	10
	Zone courante	15	15
ρ		2,5	2,5
A^t(cm²)	Zone nodale	0,36	0,54
	Zone courante	0,34	0,41
A^{tmin} (cm²)	Zone nodale	1,2	1,05
	Zone courante	1,8	1,57
A^{adop} (cm²)	Zone nodale	3HA8 = 1,50	3HA8 = 1,50
	Zone courante	4HA8=2,01	4HA8=2,01

Tableau V.5 : Ferrailages transversale des poteaux

Conformément aux règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures Transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max} \Rightarrow 8\text{cm} \geq \frac{16}{3}\text{cm} \Rightarrow 8 \geq 5,33\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

V.4.3. Vérifications :

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme flambement :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un

Poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

Exemple de calcul (RDC ,1^{er}et2^{ème} étages):

Remarque :

Dans le cas (RDC) $\Rightarrow L_0 = L_{RDC} = 3,23\text{m}$

Dans le cas (1^{ér}, 2^{ème}et 3^{ème} étages) $\Rightarrow L_0 = L_{étage} = 3,06\text{m}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \rightarrow l_f = 2,261 \text{ m} \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

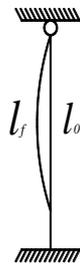


Figure V.2 : Longueur de flambement

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0,115 \text{ m} \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow \lambda = \frac{2,261}{0,115} = 19,66 \quad \alpha = 0,85$$

$B_r = 1849 \text{ cm}^2$ (Section réduite).

Donc :

$$N_u = 0,8 \times \left\{ \frac{18,49 \times 10^4 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 20,59 \times 10^2 \times \frac{400}{1.15} \right\} = 2116,4 \text{ KN}.$$

On a $N_{\max} = 902,54\text{KN} < N_u = 2116,4 \text{ KN}$ condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le Tableau V.6.

Niveau	i (m)	L _f (m)	λ	α	A adoptée (cm ²)	Br (cm ²)	Nu max (KN)	NU (KN)	Observation
RDC,	0,115	2,261	19,66	0,79	14,19	1444	902,54	2116,4	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	0,115	2,142	18,62	0,80	10,67	1098	674,345	1629,63	vérifiée

Tableau V.6 : Vérification au flambement des poteaux des différents étages

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'ya pas de risque de flambement.

a) vérification des contraintes :

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{adm} \qquad \sigma_{adm} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} \qquad \sigma_{adm} = 14,16\text{MPa}$$

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			Nu(KN)	σ _{bc} (MPa)	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC	40	40	1600	902,54	5,64	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	35	35	1225	674,345	5,50	vérifiée

Tableau V.7 : vérification des contraintes

a) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que : RPA (art 7.4.3.2)}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = l_f/b \text{ ou } l_f/a$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau V.8.

Niveau	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)	observation
RDC	40×40	2,261	5,65	0,075	37,5	23,13	0,015	1,875	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	35×35	2,142	6,99	0,075	32,5	19,136	0,016	1,875	Vérifiée

Tableau V.8 : vérification des contraintes tangentielles

D'après tableau V.8 ; on ne déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 concernant les Sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.4.4. Disposition constructive des poteaux :

- Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$L > 40 \times \emptyset$ en zone II.

$\emptyset = 16$ mm donc $L_r > 64$ cm ; on adopte $L_r = 65$ cm.

$\emptyset = 14$ mm donc $L_r > 48$ cm ; on adopte $L_r = 60$ cm.

Schéma de ferrailage :

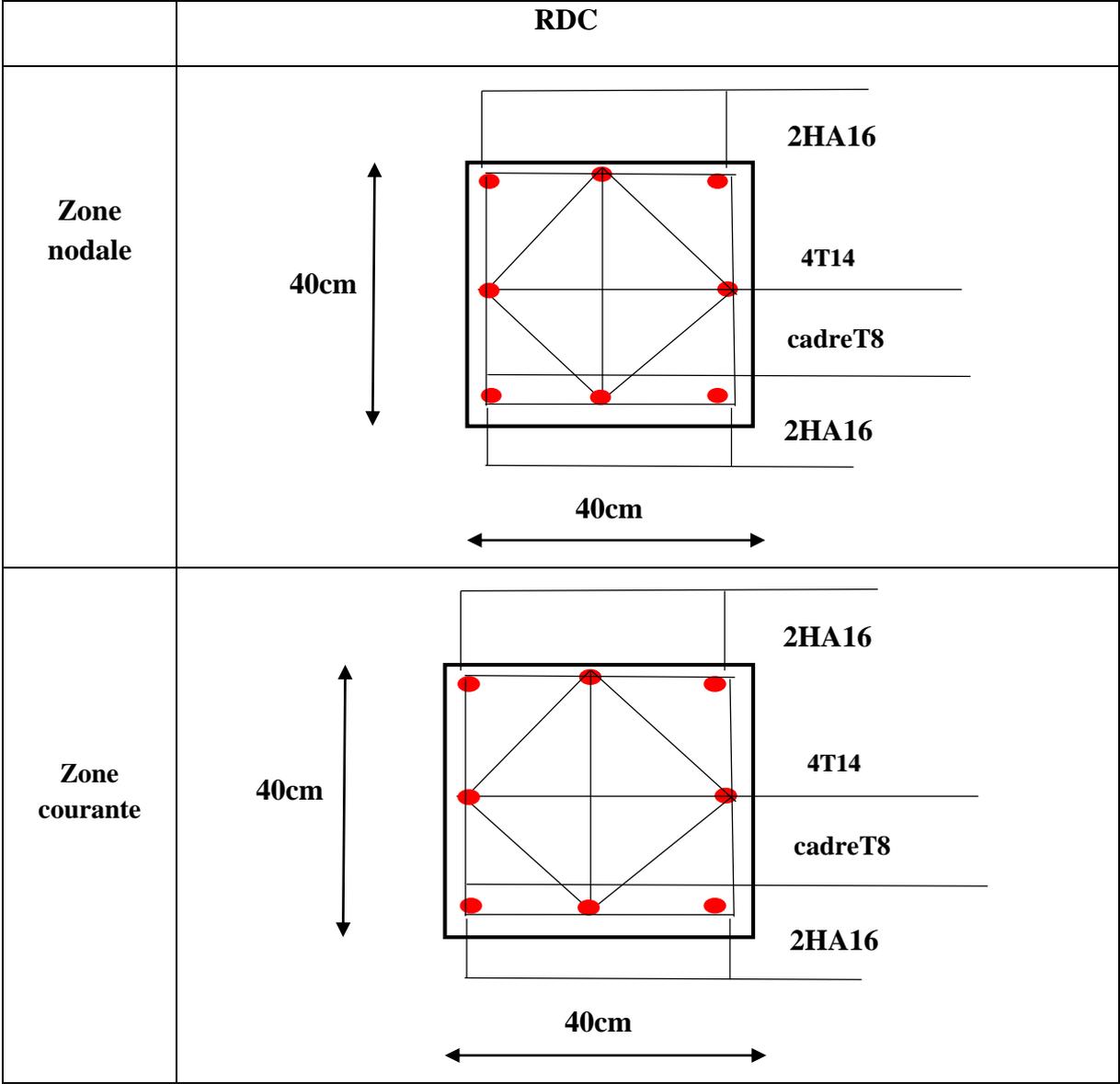


Figure V.9 .schéma de ferrailage de poteau du RDC

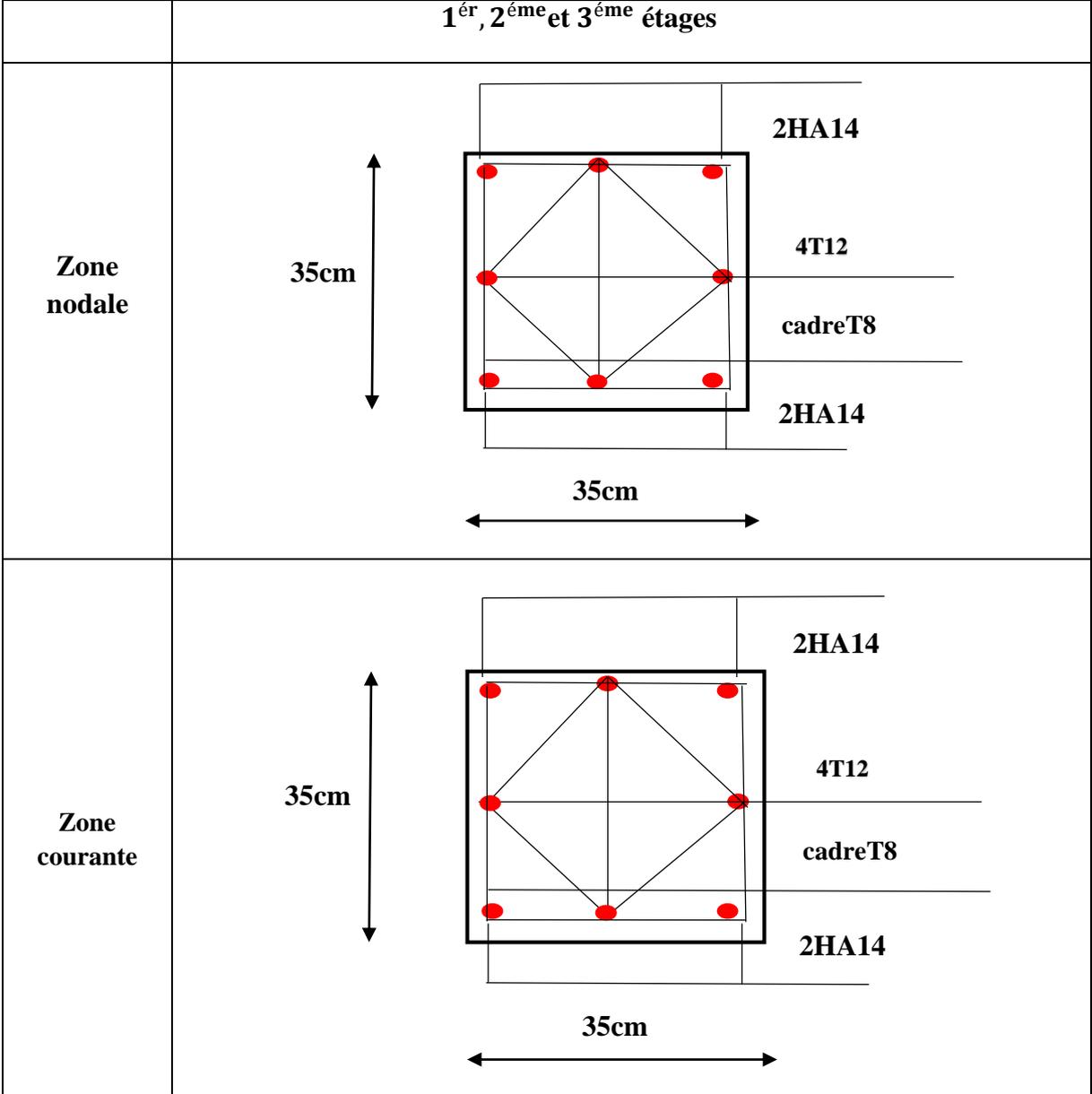


Figure V.4 .schéma de ferrailage de poteau des étages

V.5. Sollicitation et ferrailage des poutres :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, vue la différence, négligeable des sollicitations dans les poutres dans les différents étages, on a opté, au même ferrailage pour tous les niveaux sauf le dernier étage, les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Niveaux	Type	section	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
RDC,...,3 ^{ème} étages	P.P	35×45	Appuis	80,466	9,63	6,75	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	49,997	4,82		3HA14+3HA12=8,01
	P.S	35×40	Appuis	2,126	2,82	6,00	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	43,011	1,90		3HA14+3HA12=8,01
Terrasse	P.P	35×45	Appuis	76,507	8,30	6,75	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	49,44	5,42		3HA14+3HA12=8,01
	P.S	35×40	Appuis	2,024	2,39	6,00	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	15,038	1,53		3HA14+3HA12=8,01

Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

V.5.1.Exemple de calcul (Niveaux RDC, ... ,3^{ème}étages):

➤ Poutres principales :

a) En travée :

On a : $M_t = 49,997 \text{ KN.m}$

Section = (35 × 45) ; d = 0,425 m ; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{49,997 \times 10^6}{350 \times 425^2 \times 14,17} = 0,055 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\%$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,055})$$

$$\alpha = 0,070$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 42,5 \times (1 - 0,4 \times 0,070) = 41,31\text{cm}$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{49,997 \times 10^6}{413,1 \times 348} = 3,47\text{cm}^2$$

$$A_u = 3,47\text{cm}^2$$

➤ **Vérifications nécessaires pour les poutres:**

- **Le pourcentage minimal d'armatures:**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,35 \times 0,45 = 1,57\text{cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section: $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 0,35 \times 0,45 = 7,87\text{cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) \Rightarrow \max(3,47 ; 1,57 ; 7,87)$$

$$\text{Alors: } A = 7,87\text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01\text{cm}^2$$

a) **En appuis :**

On a: $M_u = 80,466\text{KN}$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{bd^2 f_{\text{bu}}} = \frac{80,466 \times 10^6}{350 \times 425^2 \times 14,16} = 0,089 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,089})$$

$$\alpha = 0,116$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 42,5 \times (1 - 0,4 \times 0,116) = 40,52\text{cm}$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{80,466 \times 10^6}{405,2 \times 348} = 5,70 \text{cm}^2$$

$$A_u = 5,70 \text{cm}^2$$

➤ **Vérifications nécessaires pour les poutres :**

• **Le pourcentage minimal d'armatures:**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,35 \times 0,45 = 1,57$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

0.5% en toute section: $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 0,35 \times 0,45 = 7,87 \text{cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A = \max(5,70 ; 1,57 ; 7,87)$$

Alors: $A=7,87 \text{ cm}^2$ on adopte 3HA14+3HA12 = $8,01 \text{ cm}^2$

• **Longueur de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \emptyset$$

$$\emptyset=1,4 \text{cm} \rightarrow l_r > 56 \text{ cm} ; \text{ on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset=1,2 \text{cm} \rightarrow l_r > 48 \text{ cm} ; \text{ on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

• **Pourcentages total maximum des aciers longitudinaux**

- **En zone courante**

$$\text{Poutres principales} \rightarrow 6\text{HA14}+6\text{HA12}=16,02 \text{cm}^2 < 4 \quad (b \times h) = 63 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Poutres secondaires} \rightarrow 6\text{HA14}+6\text{HA12}=16,02 \text{cm}^2 < 4 \quad (b \times h) = 56 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Les armatures transversales**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \quad \text{BAEL91 (Article H. III. 3)}$$

● **Poutres principales**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{45}{35} ; \frac{35}{10} \right) = \min(1,2 ; 1,28 ; 3,5)$$

Donc on prend $\Phi = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

● **Poutres secondaires**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{40}{35} ; \frac{35}{10} \right) = \min(1,2 ; 1,14 ; 3,5)$$

Donc on prend $\Phi_l = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des Armatures transversales

- Selon le **RPA 99**

Poutre principale :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \emptyset_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 11,25 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 10\text{cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 22,5\text{cm}; \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

Poutre secondaire

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \emptyset_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 10\text{cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

V.5.2.Vérifications

➤ **Vérifications des sections d'armatures transversales**

$$A_l^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_l^{\min} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérifications des [BAEL91]**

➤ **Vérifications à L'ELU**

1) Condition de non fragilité

- **Poutre principale :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,90 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Poutre secondaire :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

➤ **Vérification de l'effort tranchant BAEL91 (Article H.III.1)**

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Fissurations peu nuisible} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Niveaux	Type	section	V (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
1,... 3 ^{ème} étage	P.P	35×45	112,4 65	0,07	3,33	Vérifiée
	P.S	35×40	42,83 2	3,68	3,33	Vérifiée
TERASSE	P.P	35×45	104,3 56	0,07	3,33	Vérifiée
	P.S	35×40	16,08 7	0,01	3,33	Vérifiée

Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

(BAEL91/99, chap16.Art IV,P267)

- Appuis de rives :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

- Appuis d'intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(\frac{V_u + M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Niveaux	Type	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
1,... 3 ^{ème} étage	P.P	8,01	112,465	80,466	0,32	6,80	Vérifiée
	P.S	8,01	42,832	2,126	0,123	7,75	Vérifiée
TERASSE	P.P	9,23	104,356	67,507	0,29	5,29	Vérifiée
	P.S	6,88	16,087	2,024	0,046	2,77	Vérifiée

Tableau V.11 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Donc pas de risque de cisaillement

➤ **Vérification de l'entraînement des barres**

La vérification sera conduite selon art [A.6 .1.3] page 221 .Des règles BAEL 91/ 99 sur la poutre la plus sollicitée par l'effort tranchant.

On a comme ferrailage sur appui : 3 HA14+3 HA12 $\Rightarrow A_s = 8,01\text{cm}^2$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} ; \text{ Avec :}$$

τ_{se} : est la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence limite ultime,

ψ_s : Coefficient qui dépend de l'état de surface des barres, et pour le cas des barres HA : 1,5

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \text{ [art A.6.1.3] BAEL99 /99. P61}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

V_u^{max} = l'effort tranchant maximal, $V_u^{max} = 112,465 \text{ KN}$

$\sum U_i$: est la Somme des périmètres des barres $\sum U_i = n \pi \varphi$

$$\sum U_i = n \pi \varphi = 3 \times (3,14 \times 1,4) + 3 \times (3,14 \times 1,2) = 24,48 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{112,58 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 244,8} = 1,20 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_{se} = 1,20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Alors il n'ya pas de risque d'entrainement des barres.

b) Vérification à L'ELS

➤ **État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Art E. III. 1)}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Niveaux	Type	Localisatio n	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
1,... 3 ^{ème} étage	P.P	Appuis	58,46 9	13,99	145467, 33	5,62	15	Vérifiée
		Travée	36,27 6	13,99	145467, 33	3,48	15	
	P.S	Appuis	31,65 3	12,97	110922, 34	3,70	15	Vérifiée
		Travée	16,95 0	12,97	110922, 34	1,98	15	

TERASSE	P.P	Appuis	55,98 2	13,99	145467, 33	5,38	15	Vérifiée
		Travée	35,90 6	13,99	145467, 33	0,05	15	
	P.S	Appuis	15,54 8	12,79	110922, 34	1,79	15	Vérifiée
		Travée	9,903	12,79	110922, 34	1,14	15	

Tableau V.12 : Vérification de la contrainte limite de béton

➤ **Vérification de flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\text{BAEL91(ArtB. 6.5)} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour les poutres la plus sollicitée en travée :

• **Poutres Principales :**

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{445} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{445} = 0,10 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{49,44}{10 \times \frac{49,44}{0,85}} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{445} = 0,10 > \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{8,01}{35 \times 425} = 0,0005 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• Poutres Secondaires :

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{400} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{400} = 0,1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{43,011}{10 \times \frac{43,011}{0,85}} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{400} = 0,1 > \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{8,01}{35 \times 37,5} = 0,006 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

V.5.3.Schéma de ferrailage

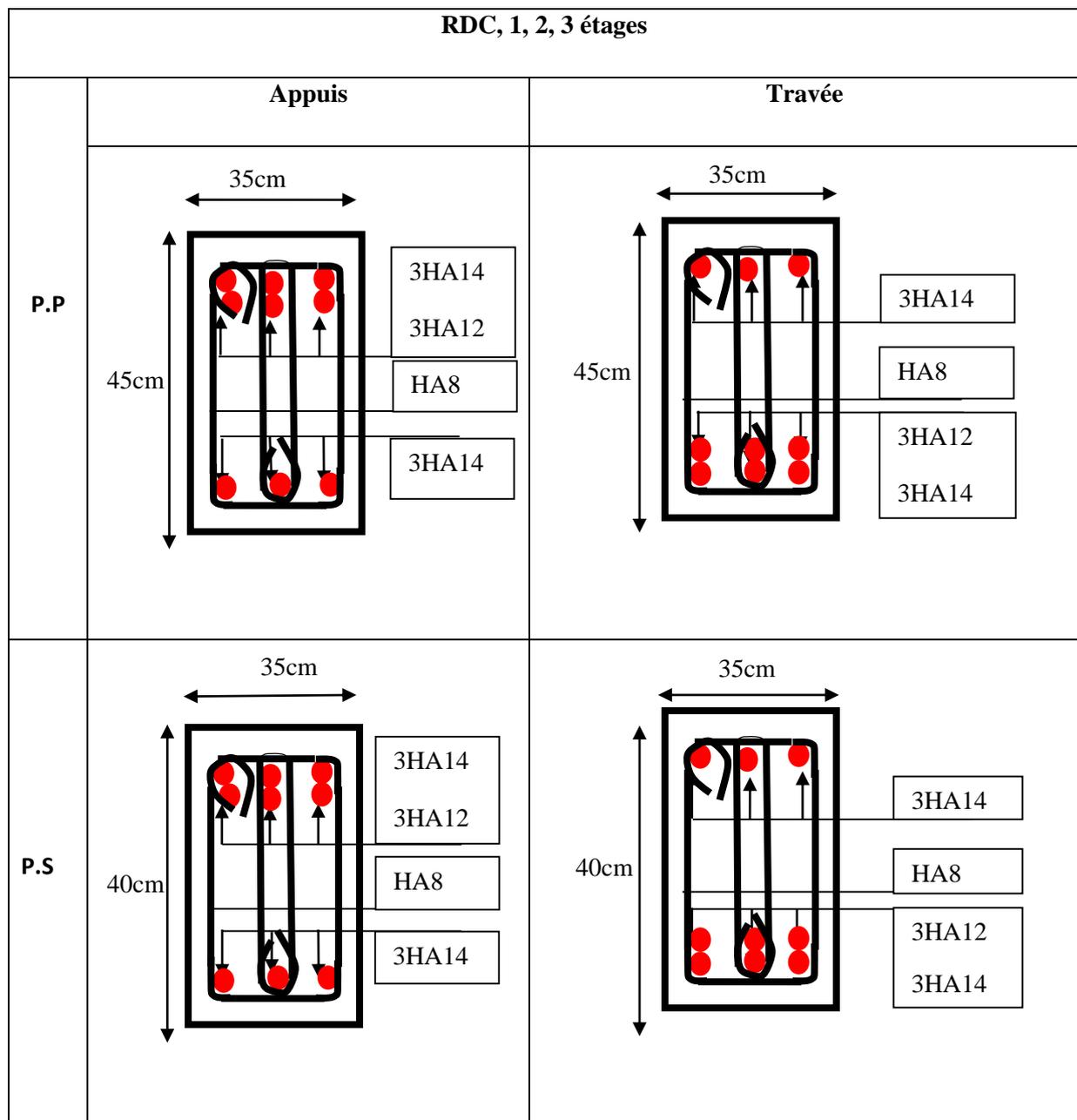


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires du RDC et des étages

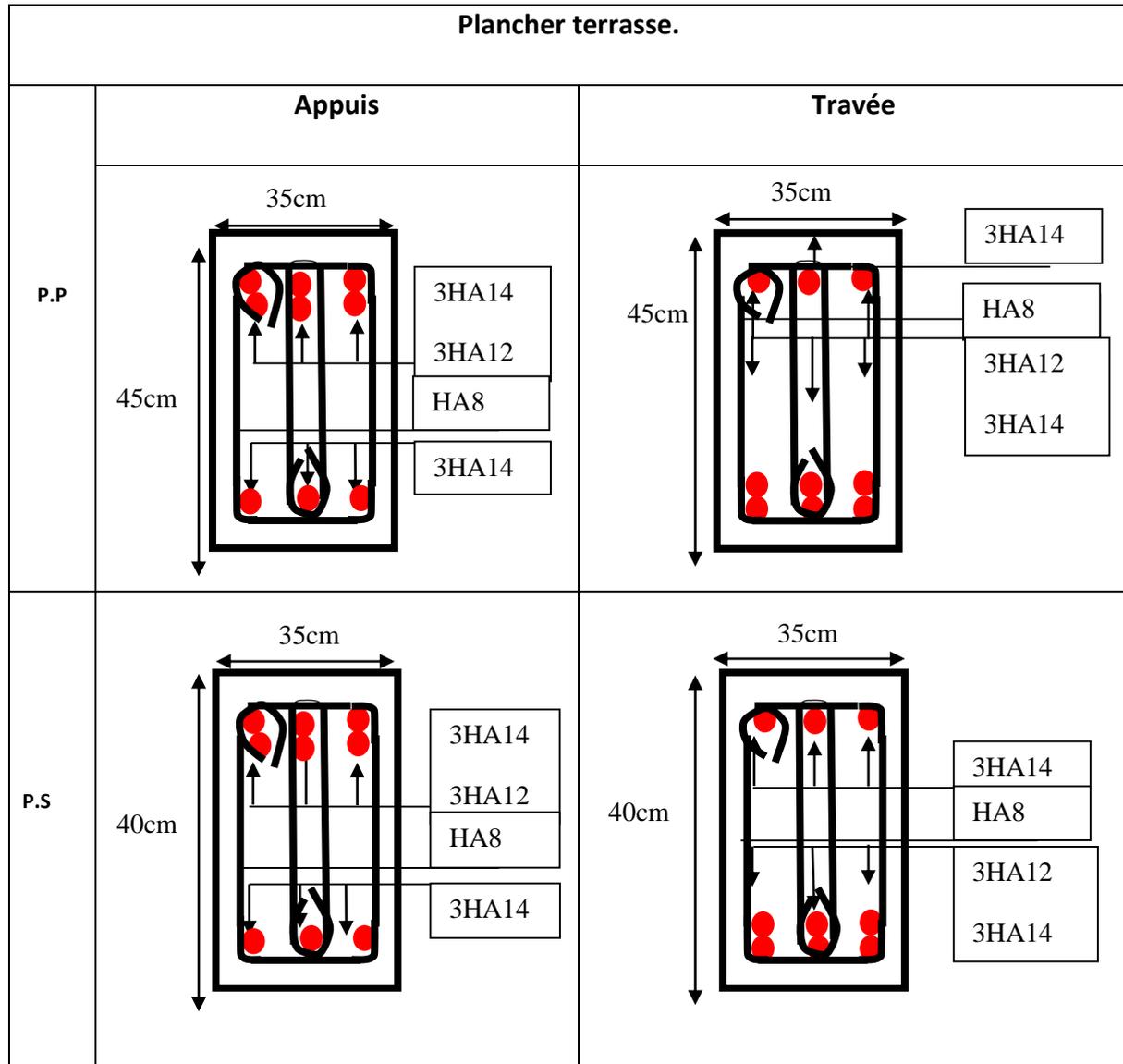


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires de la terrasse

V.6.Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.



CHAPITRE VI :

Etude de l'infrastructure

VI. Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction:

Dans ce chapitre, on va étudier la partie de la structure qui se trouve au-dessous du niveau du sol qui s'appelle l'infrastructure, son objet est de transmettre les charges verticales et les charges sismiques horizontales, et limiter les tassements différentiels et empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appuis par solidarisation au moyen de longrines ou autre dispositif équivalent.

On distingue plusieurs types de fondations :

- ✓ Fondations profondes : (pieux ; puits)
- ✓ Fondation superficielles : (semelle isolée ; semelle filante ; radier)

VI.2.Contrainte admissible du sol :

D'après de rapport du sol, le sol des fondations est marno-calcaire, rocheux stratifié, de plus le laboratoire de sol nous conseille de réaliser des fondations superficielles.

Le terrain est pratiquement plat (plateau).

La contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol} = 2.5bar$.

VI.3.Choix et type de fondations :

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs facteurs parmi lesquels

- ✓ Nature de sol
- ✓ Nature de la structure : (voile ; auto stable ; mixte...)
- ✓ Contrainte admissible du sol

On distingue (figure VI.1) :

- les **semelles filantes**, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées) ;
- les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- les **radiers** ou **dallages**, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

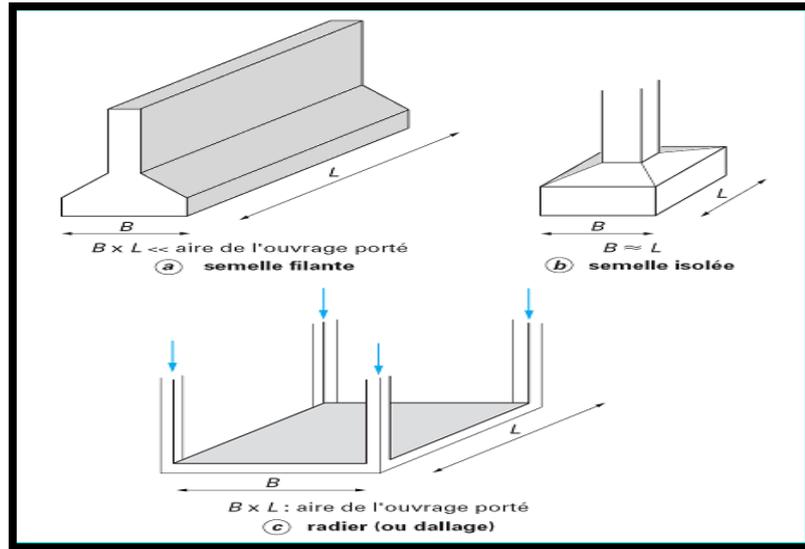


Figure VI.1: Type des semelles superficielles.

Pour préciser quel type de semelle superficielle sera le mieux adapté à la structures, au sol, et à l'intensité des charges transmises, on a besoin de la résultante des efforts normaux qui reviennent aux différentes semelles, et à partir de cet effort on trouve la surface totale des semelles après qu'on la devise par la contrainte admissible du sol, ensuite on déduit un rapport entre la surface totale des semelles et la surface totale du bâtiment, le jugement finale du type des semelles est en fonction de ce dernier rapport :

$$Si \frac{S_{tot \text{ des fondations}}}{S_{tot \text{ du projet}}} \leq 50\% \rightarrow \text{semelles isolées}$$

$$Si \frac{S_{tot \text{ des fondations}}}{S_{tot \text{ du projet}}} > 50\% \rightarrow \text{radier général}$$

$$S_{total} = \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{5772,28}{250} = 23,08m^2$$

$$\frac{\sum \text{Surface des semelles}}{\text{surfacetotale}} \times 100 = \frac{43,28}{249,30} \times 100 = 17,38\% < 50\%$$

Conclusion :

On remarque que le taux de surface des semelles est inferieurs à la moitié de la surface totale Donc on adopte des semelles isolées, Par conséquent la solution de semelles isolées sous poteaux est la plus adéquate est et la plus économique, ainsi la cohérence entre les points d'appuis désirés par l'RPA sera assurée par un réseau de longrines dimensionnées à cet effet.

$$\text{semelle isolée sous poteau} \quad (A \times B) \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

A, L et B sont les dimensions des semelles, voir figures VI.1.

VI.3.1. Calcul de la surface des semelles isolées:

La surface de la semelle isolée se calculera en utilisant l'effort normal de service maximal N_{ser}^{max} à la base du poteau le plus sollicité, le tableau suivant récapitule la somme des efforts revenant normaux maximaux dans les éléments les plus sollicités :

Types de poteaux	Intermédiaire	Rive
nombres	8	14
N_{ser}^{max} (KN)	658,080	326,200

Tableau VI.1: Efforts normaux maximaux dans les éléments le plus sollicités

On sait que Les dimensions des semelles isolées sont homothétiques aux dimensions du poteau supporté, c'est-à-dire :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \quad \text{et} \quad A = K \times B \quad k=1$$

Les semelles seront rectangulaires, donc la dimension de la semelle : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K\sigma_{sol}}}$

A l'aide de ces sollicitations maximales on déduit les dimensions en plan des Semelles. Après calcul, on n'aura les résultats présentés dans le tableau suivant :

Semelles sous poteaux			
Intermédiaire		Rive	
A [m]	B [m]	A [m]	B [m]
1,7	1,7	1,2	1,2

Tableau VI.2: dimensions des semelles.

VI.3.2. Calcul des semelles isolées :

↳ Exemple de calcul :

Pour les calculs des semelles isolées, on prend les plus sollicitées des semelles de rive, et les plus sollicitées des semelles intermédiaires.

Semelles	Intermédiaire		Rive	
	P(KN)	M(KN.m)	P(KN)	M(KN.m)
1.35G+1.5Q	902,541	5,605	445,225	8,413
G+Q	658,080	4,075	326,200	6,201
G+Q+E	679,386	45,233	430,452	43,818
0.8G+E	472,399	43,862	339,322	43,862

Tableau VI.3: les sollicitations pour les poteaux.

Après la détermination des dimensions en plan de la semelle par la condition de portance de sol, on passe à l'évaluation des dimensions en élévation, ces dimensions doivent vérifier la condition de rigidité suivante qui nous assure, si elle est vérifiée, que la répartition des réactions du sol, sur la face de la semelle, est linéaire :

$$h \geq \text{Max} \{h_1, h_2\}$$

$$\begin{cases} h_1 = \frac{A - a}{4} + 5\text{cm} \\ h_2 = \frac{B - b}{4} + 5\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_1 = 37,5 \text{ cm} \\ h_2 = 37,5 \text{ cm} \end{cases}$$

on adopte $h = 40\text{cm}$

$$h_p \geq \frac{h}{2} = 20\text{cm} \text{ donc } h_p = 20\text{cm}$$

a. Méthode de calcul :

$$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8d\sigma_s}$$

La charge N_u est transmise au sol par l'intermédiaire de bielles de béton comprimées maintenues entres-elles par les armatures inférieures

$$N_u = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)AB}{4}$$

σ_M : Contrainte maximale sous la semelle.

σ_m : Contrainte minimale sous la semelle.

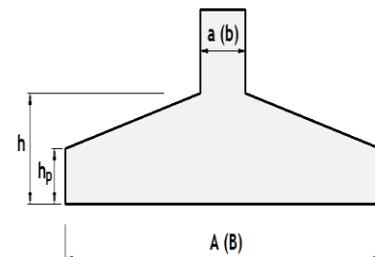


Figure VI.2: les dimensions en élévation des semelles.

✓ **Domaine d'application de la méthode des bielles :**

- Semelle rigide : $(A - a)/4 \leq d \leq (A - a)$
- Sol entièrement comprimé : $e_s \leq A/6$
- Poteau entièrement $e_p \leq a/6$

b. Ferrailage :

D'abord on vérifie les conditions d'application de la méthode des bielles, avec les données suivantes de les semelles intermédiaire :

$$A = 1,70m \quad a = 0,40m \quad d = h - d' = 0,40 - 0,05 = 0,35m$$

$$\frac{(A-a)}{4} = \frac{1,70-0,40}{4} = 0,325 \text{ m} < d < (A-a)=1,30m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$e_s = 0 \leq \frac{A}{6} = 0,28m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$e_p = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4,075}{658,08} = 0,006 \text{ m} < \frac{a}{6} = \frac{0,40}{6} = 0,066 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vu que tous les conditions sont vérifiées, la méthode des bielles est applicable pour ce cas à condition de vérifier que le diagramme des contraintes sous la semelle, due à la réaction du sol, est toujours trapézoïdal :

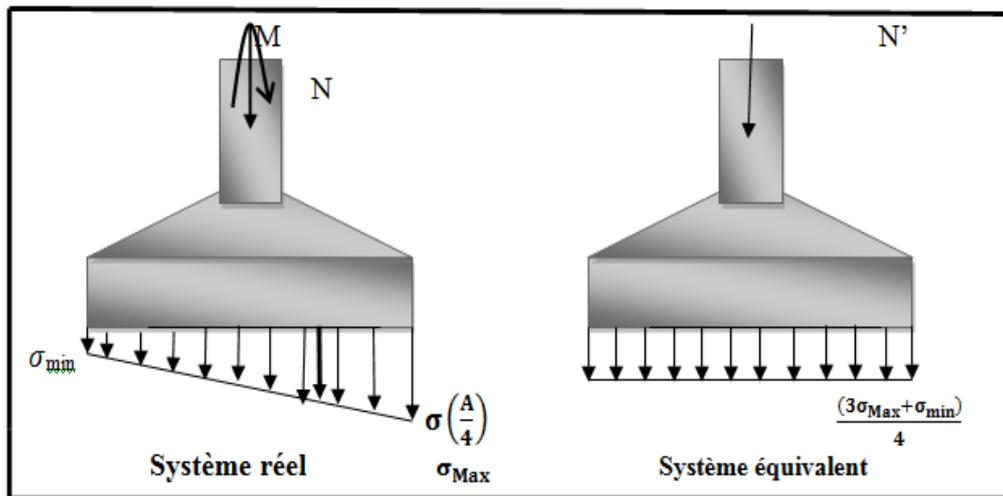


Figure VI.3: Méthode des bielles.

Donc, on calcul σ_M et σ_m comme suit :

$$N_u = 0,65808 \text{ MN} , e_p = 0,008, A = 1,7m , B = 1,7m$$

$$\sigma_M = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e_p}{A} \right) = \frac{0,65808}{2,89} \left(1 + \frac{6 \times 0,008}{1,7} \right) = 0,23 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6e_p}{A} \right) = \frac{0,65808}{2,89} \left(1 - \frac{6 \times 0,008}{1,7} \right) = 0,22 \text{ MPa} > 0$$

Les deux contraintes extrêmes sont positives, cela signifie que le diagramme de la réaction du sol est trapézoïdal, donc on peut appliquer la méthode des bielles avec l'effort normal fictif calculé comme suit:

$$N_u = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)}{4} \times (A \times B) = \frac{(3 \times 0.23 + 0.22)}{4} \times (1,7 \times 1,7) = 0,657 \text{ MN}$$

Par conséquent l'acier nécessaire pour équilibrer l'effort de traction à la base de la semelle est calculé comme suit :

$$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8d\sigma_s} = \frac{0,657(1,7 - 0,40)}{8 \times 0,35 \times 347,8} = 8,77 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte suivant chaque direction le ferrailage suivant :

9T12 Avec : $A_s = 10,18 \text{ cm}^2$

L'espacement des barres sera de 17 cm.

☞ **Vérifications divers :**

a. Vérification de la capacité portante sous les combinaisons sismiques :

L'article (10.1.4) de l'RPA99v2003 recommande la justification de la capacité portante du système de fondations sous la combinaison on appliquant un coefficient de sécurité de 2 à la résistance ultime du sol. On doit vérifier pour chaque direction l'une des deux conditions suivant, à savoir l'intensité de l'excentricité e_p .

$$e \leq \frac{A}{6} \rightarrow \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_p}{A} \right) \leq 2\bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\frac{A}{6} \leq e \leq \frac{A}{4} \rightarrow \frac{2N}{3B \left(\frac{A}{2} - e \right)} \leq 2\bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Sous la combinaison G+Q+E on a les sollicitations suivantes :

$$e_p = \frac{M}{N} = \frac{45,233}{679,386} = 0.066 \text{ m} < \frac{A}{6} = \frac{1,7}{6} = 0.28 \text{ m}$$

Donc on vérifie la condition suivante :

$$\frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_p}{A} \right) = \frac{0,679386}{2,89} \left(1 + \frac{3 \times 0,066}{1,7} \right) = 0.26 \text{ MPA} \leq 2\bar{\sigma}_{\text{sol}} \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la stabilité au renversement :

L'article (10.1.5) des règles RPA99V2003 préconise de vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement, c'est-à-dire que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

Avec :

A : est la petite dimension de la semelle,

N, M : sont les sollicitations maximales, obtenues sous la combinaison 0.8G+FE.

Donc :

$$e = \frac{43,862}{472,399} = 0,09 < \frac{A}{4} = \frac{1,7}{4} = 0,425 \text{ m} \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

c. Vérification au poinçonnement :(calcul pratique des ossatures de bâtiment en BA)

Pour limiter le risque de poinçonnement de la semelle plate par le poteau fortement chargé, on

doit vérifier la condition suivante : $1.2\sigma_b \geq \frac{P-P_1}{P_c}$

P_c : Est le périmètre d'un contour homothétique de celui du poteau, situé à mi- épaisseur de la semelle et à une distance $h_t/2$, de ce dernier. Il se calcul comme suit :

$$P_c = 4(h_t + a) = 4(0,40 + 0,40) = 3,2\text{m}$$

P_1 : La valeur de la réaction du sol, appliquée sur l'aire délimitée par P_c , et qui doit être soustraie de la charge P, dont :

$$P_1 = \left(\frac{P}{A \times B}\right) (h_t + a)^2 = \left(\frac{0,472399}{2,89}\right) \times 0,64 = 0.10\text{MN}$$

σ_b : est la contrainte admissible pour le béton en traction, dont :

$$\sigma_b = 9\text{bars} = 0.9\text{MPa}$$

$$1.2\sigma_b = 1,2 \times 0,9 = 1,08 \geq \frac{0,472399 - 0.10}{3,2} = 0,116 \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

d. Schéma de ferrailage (BAEL91 p 231 et DTU) :

D'abord on doit définir la nature d'arrêt et l'ancrage des armatures qui dépend du rapport entre la longueur du scellement droit et la petite dimension en plan de la semelle. On distingue trois cas :

$\frac{l_s}{A} \geq \frac{1}{4}$: Il faut prévoir des crochets d'ancrage,

$\frac{1}{8} \leq \frac{l_s}{A} \leq \frac{1}{4}$: Un ancrage droit des barres est suffisant,

$\frac{l_s}{A} \leq \frac{1}{8}$: Les barres peuvent être arrêtées en tiroir comme il est indiqué sur la **figure** suivante :

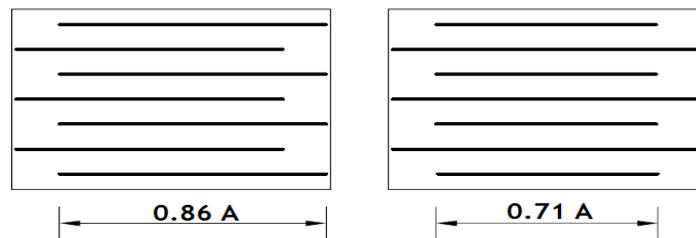


Figure VII.4 : Arrêt forfaitaire des barres.

$$l_s = 35.3\phi = 42,36\text{cm} \rightarrow \frac{l_s}{A} = \frac{42,36}{160} = 0.24$$

Donc :

$\frac{l_s}{A} = 0.24 \leq \frac{1}{4} = 0.25$ Un ancrage droit des barres est suffisant.

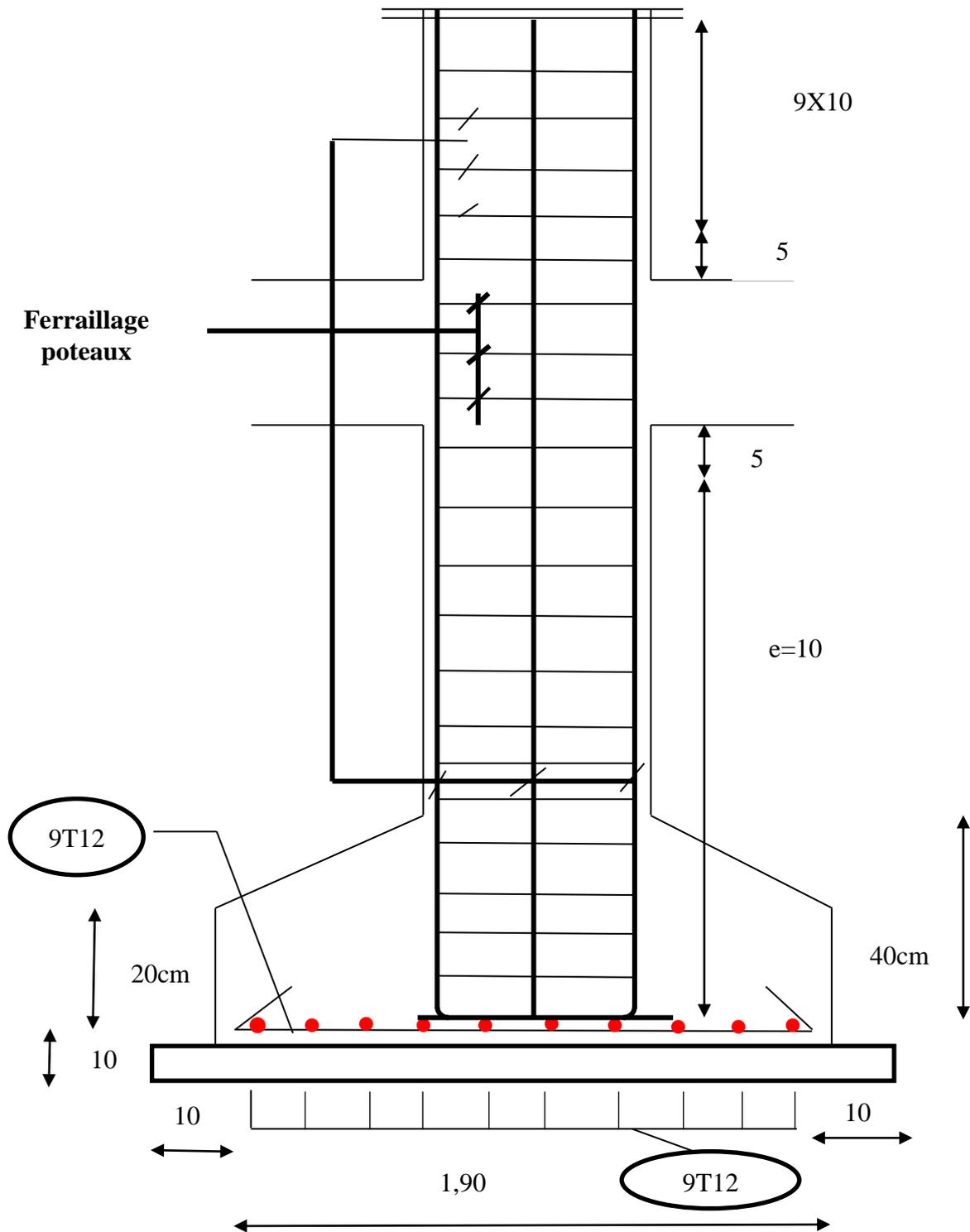


Figure VI.5 : schéma de ferrailage semelle isolée sous poteau

Semelle	A(m)	B(m)	a(m)	b(m)	N _U (KN)	d(m)	A _s (cm ²)	description	Nbr
Intermédiaire	1,7	1,7	0,40	0,40	902,541	0,35	10,18	9T12	8
Rive	1,2	1,2	0,40	0,40	445,225	0,25	5,65	5T12	14

Tableau VI.4.: récapitulatif des résultats de ferrailage des semelles isolées.

VI.4.Étude des longrines :

↳ Introduction :

Les longrines sont des poutres chaînages situées au niveau de l'infrastructure sous forme d'une ceinture relie les différentes semelles. Elles permettent la répartition et la transmission des efforts empêchant le tassement différentiel pour ne pas occasionner de désordres et s'opposent aux déplacements relatifs entre les fondations lors d'un séisme.

↳ Dimensions du coffrage :

On va adopter comme dimensions de la section transversale des longrines les valeurs minimales prescrites par l'RPA99v2003 dans l'article [10.1.1] :

$$\begin{cases} \langle 25 \times 30 \rangle \text{cm} \rightarrow \text{sites de catégorie } S_2 \text{ et } S_3 \\ \langle 30 \times 30 \rangle \text{cm} \rightarrow \text{sites de catégorie } S_4 \end{cases}$$

Pour notre cas, on a un sol ferme, donc longrine aura comme section transversale $\langle 25 \times 30 \rangle \text{cm}$

↳ Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$$

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés,

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, sa valeur est obtenue à partir du tableau 10.1 des règles RPA. Pour la zone IIa et le site de catégorie S2 il prend la valeur de 15.

combinaisons	N_{\max} [KN]	α	N [KN]
1.35G+1.5Q	902,541	15	60,16
G+Q	658,08	15	43,87

Tableau VI.5. : Les sollicitations.

✓ **Ferraillage longitudinal :**

Puisque longrine est supposée soumise uniquement à la traction simple centrée, la totalité de l'effort de traction est repris par les armatures qui subissent toutes la même contrainte à cause de la symétrie, on **Condition de résistance à l'ELU :**

$$A_s \geq \frac{N_u}{f_{su}} = \frac{0,06016}{347,8} = 1,72 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1,72 \text{cm}^2$$

- **Condition de résistance à l'ELS :** $A_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}}$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte admissible de l'acier vaudra :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, \max \langle 0.5f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \rangle \right\} = \min \{ 266.67, \max \langle 200, 201.63 \rangle \} = 201.63 \text{MPa}$$

Donc :

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,065808}{201,63} = 3,26 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

La quantité minimale d'acier recommandée par le règlement BAEL91V99, pour une section de béton donnée B, doit être telle que :

$$A_s \geq \frac{Bf_{tj}}{f_e} = \frac{40 \times 30 \times 2.1}{400} = 6.3 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage minimal de l'RPA99v2003 :**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6% de la section du béton, soit :

$$A_s \geq 0.6\%B = 0.006 \times 40 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

Finalement, l'acier adopté doit vérifier les quatre conditions simultanément, c'est-à-dire :

$$A_s \geq \{A_s^u, A_s^{ser}, A_{smin}^{RPA}, A_{smin}^{BAEL}\} = \max\{1,72; 3,26; 6,3; 7,2\} = 4,5 \text{cm}^2$$

On adopte **6T14** avec : $A_s = 9,23 \text{ cm}^2$

✓ **Ferraillage transversal :**

Pour l'acier transversal, on va adopter des cadres de 8 mm, avec un espacement de :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}, 15\phi_1\} = \min\{15,21\} = 15\text{cm}$$

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

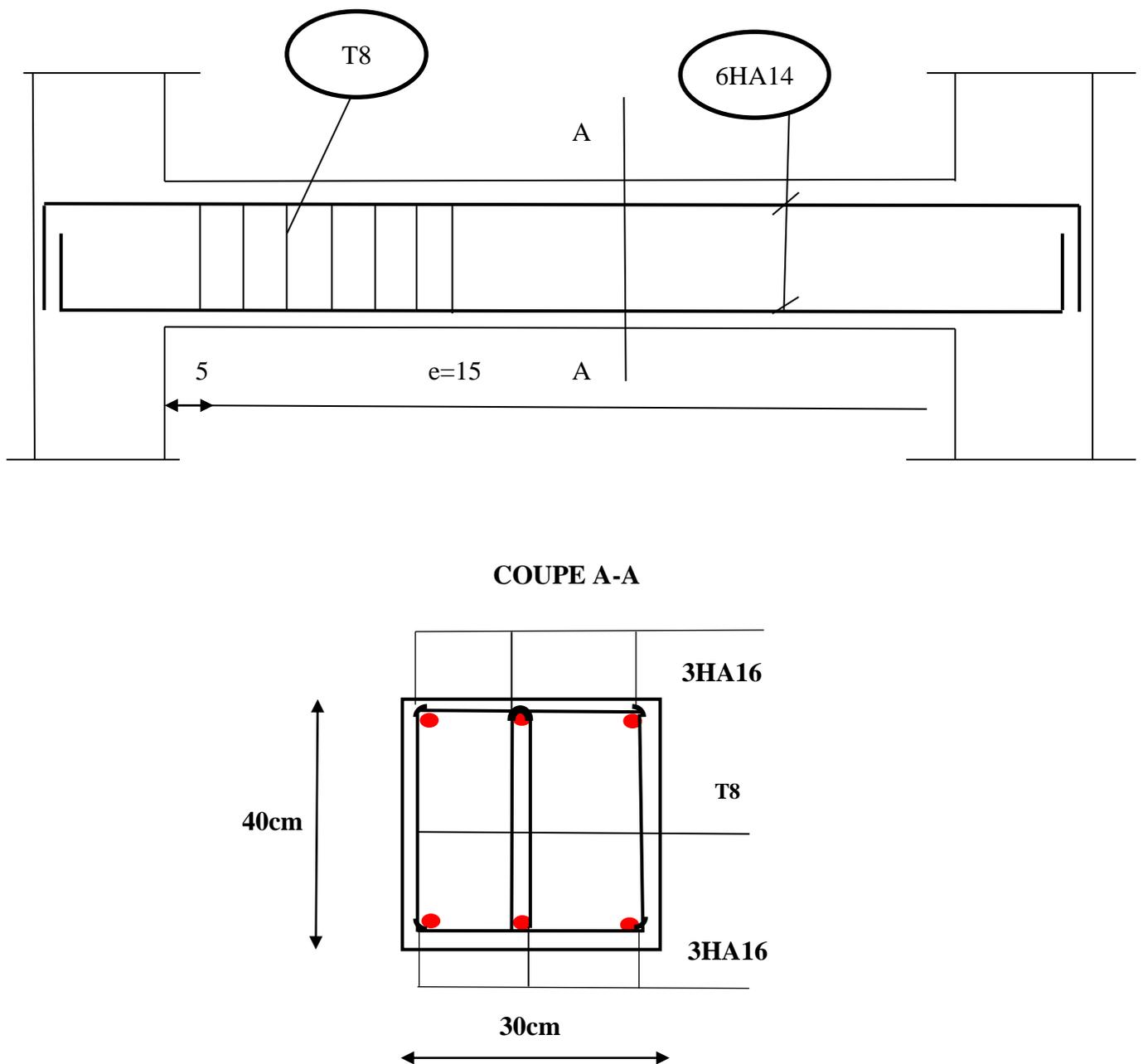


Figure VI.6. Schéma de ferrailage de longrine

VI.5 Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques coût relatif des différentes solutions possibles.



Conclusion générale

Conclusion Générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul comme le Robot, Auto-cad. 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.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage à savoir un Bâtiment à usage habitation R+3.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

- D'une part (**stabilité**) en assurant un bon dimensionnement des éléments porteurs (poteaux –poutres).
- Et d'autre part (**économie**) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaires.

Ce travail nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en Génie Civil en tenant compte des règlements en vigueur, nous a incité à nous documenter d'avantage. On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance.
- La durabilité.
- L'économie.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.



Bibliographie

Bibliographie

✓ REGLEMENS

Règles parasismiques algériennes édition GCS , (RPA 99 version 2003).

Règle de calcul de Béton Armé aux Etats Limites (BAEL 91).

Règle de conception et de calcul des structure en béton armé .

Document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2)

✓ Livre

Calcul des ouvrages en béton armé..... (Mr : BELAZOUGHI)

Cours en béton armé BAEL 91..... (Mr : Jean Pierre Mougins)

Calcul des ouvrages en béton armé (Mr : y. Chérait)

Guide de calcul..... (Mr : h.Renaud &
j.lamirault)

✓ Autre documents consultés :

Cahiers de cours de cursus

Bouaouina Hassiba et Djelali Hayet ‘‘ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE
D'HABITATION (R+4)’’

TOUAFEK Walid ‘‘ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION ET
RDC COMMERCIAL (R+9+S/SOL) CONTREVENTEMENT MIXTE’’ Thème
d'ingénieure d'Etat. Université Mohamed Khider – Biskra

✓ Logiciels

Robot –V- 2014

AutoCAD 2009



Annexe

ملخص

إن الهدف من هذه الدراسة هي إظهار إمكانية انجاز مبنى متعدد الطوابق بمنطقة زلزالية , هذه الدراسة تسمح بإظهار تأثير الزلزال على الهيكل الهندسي للبنىات السكنية أخذين بالاعتبار المواد المستعملة في البناء وتدعيم المبنى بالإطارات من أجل الاستقرار
الكلمات المفتاحية : المبنى متعدد الطوابق- دراسة الزلزال- مدعم بالإطارات

Résumé

Le but de ce travail est de montrer la faisabilité technique à la réalisation d'un bâtiment en R+ 3 a usage d'habitation, conçu en zone sismique IIa , Cette étude permettra de mettre en avant l'effet du séisme sur la conception architecturale à adopter ainsi que sur le choix des matériaux de la construction, assuré par un contreventement par portiques pour la stabilité.

Mot clé : bâtiment en multi-étage - étude de séisme - contreventé par portiques.

Abstract

The aim of this work is to show the feasibility of producing a technically building R+ 3 for habitation , designed in seismic zone IIa , this study will highlight the earthquake on architecturally design to take effect as well as the choice of materials of construction, with free-standing braced

Keyword: building multi-stage - study earthquake - braced by freestanding and wall concrete.