

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par : -Mazari Hakim – maarouf

Yassine kheireddine

Sujet du mémoire

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+6) EN BÉTON ARMÉ A
USAGE MULTIPLE SITUÉ À TIARET**

Soutenu publiquement le 12/07/2021 devant le jury composé de :

Mr, BEKKI HADJ

Président

Mme, DRAOUI AICHA

Rapporteur

Mr, SARBAH BOUMEDIENE

Examineur

Mme, RENNAK ZOHRA

Examineur

PROMOTION: 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

on remercie dieu le tout puissant de nous avoir donne la sante et la volonté d'entraimer et de terminer ce mémoire

Tout d'abord ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mme Draoui aicha on la remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel pour sa patience et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire

Nos remerciements s'adresse aux membres de jures qui nous font le grand honneur d'évaluer ce travail

Nos remerciements s'adressent également à nos professeurs du département génie civil pour leurs générosités et la grand patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles

Nos remerciements les plus chaleureux vont à tous nos camarades au master 2 génie civil

Et a vous tous nous adressons nos remerciement empressé et témoignage de nos sincère et fidele amitié

Dédicace

Je dédie cet événement marquant de ma vie à la mémoire de mon père disparu comme preuve de reconnaissance de la part d'un fils qui a toujours prié pour le salut de son âme puisse dieu le tout puissant l'avoir en sa sainte miséricorde.

A ma mère, cette merveilleuse femme, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, ses prières, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, pour m'avoir donné la force dans les moments difficiles d'écrire ce mémoire et le finir.

A mes deux frères qui je leur souhaite la réussite en bac

A ma sœur

A mes très chers tantes et oncles

A ma chère grande mère que je souhaite une bonne santé.

A tous les amis et les amies et à toute autre personne qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et enfin à toi mon cher binôme hakim c'était un immense plaisir que j'ai travaillé sur ce projet en ta compagnie.

Yassine

Dédicace

J'ai toujours pensé faire ou offrir quelque
Chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont
Consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voilà l'occasion est venue.
A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de
patience.
A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de
l'amour et de la reconnaissance.
A la mémoire ma chère mère.

A la mémoire de mon cher

A mes frères

A mes sœurs.

A tous mes amis et proches qui m'ont Soutenu

A Mes nièces et neveux

A mon ami et mon binôme Yacine

A toute la promotion GC. Structures 2021.

A toute ma famille

Je dédie ce modeste travail.

hakim.

Sommaire

Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Présentation de l'ouvrage :.....	1
I.1.1. Caractéristiques géométriques :.....	1
I.1.4. Caractéristiques du sol.....	3
I.1.4. Caractéristiques du sol :.....	8
I.1.5. Caractéristique mécanique des matériaux et règlements de calcul :	8
I.2-Caractéristiques mécaniques des matériaux :	8
I.2.1-Le Béton :	8
I.2.1.1 Résistances mécaniques du béton :.....	9
I.2.1.2 Déformation et contraintes de calcul :	10
I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :	13
I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :.....	13
I.2.1.5- Module de déformation transversale :	14
I.2.2.1-Diagramme déformation - contrainte :	15
I.2.2.2-Contraintes limites de traction des armatures :.....	16
I.3-Hypothèse de calcul :	16
I.3.1.1-Hypothèses de calcul :	17
I.3.1.2 Règles des trois pivots :	17
I.3.2-E.L.S :.....	19

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II. Introduction :	22
II.1-Pré-dimensionnement des planchers :.....	22
II.1.1- Détermination de l'épaisseur des planchers :	22
II.1.2- Evaluation des charges et des surcharges :.....	25
II.2-Pré dimensionnement des poutres :	27
II.2.1-Poutres principales :.....	28
II.3-Pré dimensionnement des poteaux :.....	29

II.3.1- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :	29
II.3.2-La surface afférente du poteau :	30
II.3.3-Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :	31
II.3.4-Détermination de la section du poteau (a. b) :	31
II.3.5-Choix de la sections des poteaux (Rive, Angle, centrale) :	34
II.4.2-Tableau récapitulatif :	35

Chapitre III : Etude des planchers

III Introduction :	39
III.1- Calcul du plancher à corps creux :	40
III.1.1- Pré dimensionnement des poutrelles :	40
III.1.1.1- Calcul de la largeur de poutrelle (b) :	40
III.1.1.2-Méthode de calcul des poutrelles :	41
III.1.1.2.1-Méthode forfaitaire :	41
III.1.1.2.2-Méthode des trois moments :	46
III.2.1-Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :	47
III.2.1.1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :	47
III.2.1.2-Les types des poutrelles :	48
III.2.2-Calcul des sollicitations	51
III.2.2.1- Exemple de Calcul (Plancher Etage Courant) :	51
III.2.3-Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :	55
III.2.3.1-Plancher étage courant (plancher RDC) :	56
III.2.3.2-Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :	56
III.2.3.3 -Vérification à l'E.L. S :	59
III.2.3.4- Vérification de la flèche :	65
III.2.3.5-Dessin de ferrailage des poutrelles :	70
III.2.2- Calcul des poutrelles des planchers de terrasse	70
III.2.1.1-Les types des poutrelles :	70
III.3.3.1-Calcul des Armatures longitudinales (à l'ELU) :	75
III.3.3.2 -Vérification à l'E.L.S :	78
III.3.3.3- Vérification de la flèche :	85
III.3.3.4-Dessin de ferrailage des poutrelles :	89
III.4-Ferrailage de la dalle de compression :	89

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1-Acrotère :	93
-----------------	----

IV.1.1-Introduction :	93
IV.1.2-Dimensions :	94
IV.1.3-Calcul des sollicitations :	94
IV.1.4-Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée.....	95
IV.1.5-Calcul du ferrailage (E.L.U.) :	96
IV.1.5.1-Vérification de l'existence des armatures comprimée :	96
IV.1.5.2-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :	97
IV.1.6-Vérification des contraintes (E.L.S.) :	98
IV.2-Escaliers :	101
IV.2.1-Introduction :	101
IV.2.1.1. Dimensionnement des escaliers :	103
IV.2.1.2. Descente de charges :	105
IV.2.1.3. Combinaison des charges pour une bande de 1 m de largeur :	106
IV.2.1.4.A L'E.L.U :	106
IV.2.1.5.A L'E.L.S :	106
IV.2.1.6.Combinaison des charges pour une bande de 1 m de largeur :	107
IV.2.2.1.A L'E.L.U :	107
IV.2.2.2.A L'E.L.S :	107
IV.2.2.3. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U:	107
IV.2.2.4. Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :	108
IV.2.2.5. Ferrailage de l'escalier :	108
IV.2.2.6. Vérifications :	110
IV.2.2.7. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :	110
IV.2.3.1. Détermination de la position de l'axe neutre :	111
IV.2.3.2. Détermination du moment d'inertie :	111
IV.2.3.3.Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :	112
IV.2.3.4. Détermination de la position de l'axe neutre :	112
IV.2.3.5. Détermination du moment d'inertie :	112
IV.2.3.6.Détermination de constrained dans le béton comprimé σ_{bc} :	113
IV.2.4. Dimensionnement de la poutre palière :	114
IV.2.4.1. Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 [3]:	114
IV.2.4.2. Charges supportées par la poutre :	114
IV.2.4.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U	114
IV.2.4.4. Calcule du ferrailage a l'E.L.U.....	115

IV.2.4.5. Condition non ferrailage	116
IV.2.4.6. Vérification aux niveaux des appuis :	116
IV.2.4.6. Les vérification des conditions à l' E.L.S	116
IV.2.4.7. Détermination du moment d'inertie	117
IV.2.5.1. Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :	117
IV.2.5.2. Vérification de la flèche	117
IV.2.5.3. Ferrailage des armatures transversals	118
IV.2.5.4. Détermination des diamètres armatures transversals	118
IV.3. Etude du balcon :	119
IV.3.1. Balcon type	120
IV.3.1.1. Evaluation des charges	120
IV.3.2.1. Calcul des moments :	121
IV.3.2.2. Ferrailage de la dalle pleine :	121
IV.3.4. Vérification de contrainte de l'acier :	126
IV.3.4.1 État limite de déformation :	126
IV-4. L'ascenseur :	127
IV-4.1. Introduction :	127
IV-4.2. Etude de l'ascenseur :	128
IV-4.3. Vérification de dalle au poinçonnement :	132
IV-4.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :	133
IV-4.5. Distances des rectangles :	133
IV-4.6 Les moments suivant les deux directions :	134
IV.4.7. Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle):	135
IV.5.8. Moments retenus :	135
IV-4.9. Calcul du ferrailage de la dalle :	136
IV.4.12. Nécessité de disposer des armatures transversales	139
IV-4.13. Les vérifications à l' E.L.S :	140
5.13.4. Moment dû aux charges réparties (E.L.S):	141
IV.14.4- Arrêt des barres en travée dans les deux sens :	144
IV- 5.15. Voile de la cage d'ascenseur :	145

Chapitre V : étude sismique

V.1-Généralités sur les séismes :	148
V.2-Introduction :	148
V.3-Calcul sismique :	148

V.3.1-Analyse statique équivalente :.....	149
V.3.2-Analyse Modale Spectrale :.....	149
V.3.3-Méthode du calcul :.....	149
V.3.4-Conditions à vérifier :	150
V.4-Méthode d'analyse modale spectrale :.....	151
V.4.1-Principe de la méthode :.....	151
V.4.2-Spectre de réponse de calcul :	152
V.4.4-Calcul de la force sismique totale :.....	153
V.4.5-Le poids total de la structure :	157
V.5-Vérification des forces sismiques : ($V_{dy} > 80\% V_{st}$) :.....	157
V.5.1 -Le calcul de la force sismique totale :.....	157
V.5.2- Nombre des modes a considérée :	159
V.5.3-Vérification de la période fondamentale :.....	161
V.5.4-Vérification des facteurs de participation massique :	161
V.5.5-Les déplacements latéraux inter- étage :.....	162
V.5.6-Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :	164
V.6-Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité	165

Chapitre VI : Etude des portiques

VI. Introduction :.....	167
VI.1-Ferraillage des poutres :.....	168
VI.1.1-Méthode de calcul :	168
VI.1.2-les armatures longitudinales :.....	169
VI.1.2.1- Sens longitudinal : « poutre principale (30x40) cm ² » :	169
VI.1.2.2- Sens transversale :« poutre secondaire (30x35) cm ² » :	170
VI.1.3-Exemple de calcul :	171
VI.1.3.1-Poutre principales (30x40) cm ² :	171
VI.1.3.2-Vérification :	173
VI.1.4-Tableaux récapitulatifs du ferraillage des poutres :.....	178
VI.2-Ferraillage des poteaux :.....	180
VI.2.1-Méthode de calcul :	180
VI.2.2-Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003) :	181
VI.2.3-Exemple de calcul :	182
VI.2.3.1-Poteau de rive (RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage)	182
VI.2.3.2-Combinaison du 1 ^{ère} genre :.....	182

VI.2.3.3-Combinaisons du 2eme genre :	184
VI.2.4-Les vérifications :	186
VI.2.4.1-Vérification de la contrainte de cisaillement :	186
VI.2.4.2- Calcul des armatures transversales :	186

Chapitre VII : Etude des voiles

VII. Introduction :	193
VII.1-Le système de contreventement :	193
VII.2-principe de calcul :	194
VII.3-La méthode de calcul :	194
VII.3.1- Armatures verticales :	195
VII.3.2- Armatures horizontales :	196
VII.3.3-Armatures transversales :	196
VII. 4- ferrailage des voiles :	197
VII.4.1-Exemple de calcul :	197
VII.5-Vérification :	199
VII.5.1- Vérification à l'ELS :	199
VII.6.1-armatures transversales :	201

Chapitre VIII : Etude de L'infrastructure

VIII. Introduction :	204
VIII.1-Définition :	205
VIII.2-Calcul du radier :	205
VIII.2.1-Pré dimensionnement du radier :	205
VIII.2.2-Calcul de l'épaisseur du radier :	206
VIII.2.3-Détermination de la hauteur de la poutre de libage :	206
VIII.2.4-Vérification des contraintes du sol :	207
VIII.2.5 -La longueur élastique :	207
VIII.3-Evaluation des charges pour le calcul du radier :	208
VIII.3.1 Poids unitaire du radier :	208
VIII.4- Ferrailage du radier :	208
VIII.4.1 Ferrailage des dalles :	208
VIII.4.2-Exemple de calcul :	209
VIII.4.3-Vérification de l'espacement :	211
VIII.5-Ferrailage des poutres de libages :	211

VIII.6-Contrainte de cisaillement :	215
VIII.7-Armatures transversales :	216

Liste des tableau

Chapitre I : Présentation du projet

Tableau I.1 : Les déformations limites du pivot	18
---	----

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1: Charges et surcharge du plancher terrasse	25
Tableau II.2 : Charges et surcharge du plancher des étages courants	26
Tableau II. 3 : Charges et surcharge du mur extérieure.....	27
Tableau II. 4 : Dégression des charges d'exploitation	30
Tableau II. 4 : Choix des sections des poteaux	34
Tableau II. 6 : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles	36

Chapitre III : Etude des planchers

Tableaux III.1 : Combinaison des charges	41
TableauIII.2 Récapitulatif Des Résultats Obtenus :	54
TableauIII.3 Récapitulatif Des Résultats Obtenus	74

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau IV.1 : Charges et surcharge de la volée de l'escalier.	105
Tableau IV.2 : charges et surcharge du palier de l'escalier.	106
Tableau IV.3 charges et surcharge du balcon	120
Tableau IV.4: Ferrailage de la dalle pleine balcon.....	123
Tableau IV.5: Poids mort de l'ascenseur	129
Tableau IV.6 : Ci-dessus : $L_x=1,80$ m ; $L_y=2,20$ m	134
<i>Tableau Ci-dessus : $L_x=1,80$ m; $L_y=2,20$m.....</i>	135
Tableau IV.7 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3, 4	140

Chapitre V : étude sismique

Tableau V. 1 : Facteur de qualité	156
Tableau V. 2 : Poids de la structure.....	157
Tableau V.3 : Valeurs de la force sismique totale.....	158
Tableau V.4 : Nombre de modes à considérer selon le RPA99/V2003	159

Tableau V.5 : les déplacements latéraux inter-étage.....	162
Tableau V.6 : vérifications des déplacements latéraux inter-étage.....	163
Tableau V.7 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x)	164
Tableau V.8 l'excentricité accidentelle	165

Chapitre VI : Etude des portiques

Tableau VI.1: Moments max des Poutres principales (30x40) :.....	170
Tableau VI.2: Moments max des Poutres secondaires (30x35) cm ² :	171
Tableau VI.3 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales	178
Tableau VI.4 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires	178
Tableau VI.5 : les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003).....	181
Tableau.VI.6 : Récapitulation du ferrailage des poteaux 1 ^{er} genre	189
Tableau VI.7: les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre	190

Liste des figures

Chapitre I : présentation du projet

Figure I.1 Plan RDC	2
Figure I.2 Plan étage courants.....	2
Figure I.3 : Plancher à corps creux.....	4
Figure I.4 : Plancher à dalle pleine.....	4
Figure I.5: mur extérieur.....	5
Figure I.6 : de escalier	6
Figure I.7 : d'acrotère	7
Figure I.8 : balcon	7
Figure I.9 : Diagramme Parabole – Rectangle	11
Figure I.10 : Diagramme rectangulaire.....	12
Figure I.11 : Diagramme de déformation – contraintes.....	15
Figure I.12 : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots -.....	18

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Schéma d'un plancher en corps creux	23
Figure II.2 : schéma de la poutrelle avec les dimensions	24
Figure II.3 : Plancher terrasse inaccessible.....	26
Figure II.4: La section le plus sollicité du poteau	30
Figure II.5 : Coupe de voile en élévation	35

Chapitre III : Etude des planchers

Figure III.1 : Schéma d'un plancher à corps creux	39
Figure III.2 : Schéma explicatifs	43
Figure III.3: Diagramme des moments fléchissant	53
Figure III.4: Diagramme d'effort tranchant	53
Figure III.5 : section en T.....	55
Figure III.6 : Condition de non fragilité (section en T)	57
Figure III.7 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.....	61
Figure III.8 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants et RDC.....	70
Figure III.9 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.....	80
Figure III.10 : Dessin de ferrailage des poutrelles de terrasse.....	89

Figure III.11 : ferrailage de la dalle de compression.....	90
--	----

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Figure IV.1: Schéma statique et dimensions de l'acrotère.....	94
Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère.....	100
Figure IV.3 schema représente Un seul type d'escalier.....	102
Figure IV.4 : Schéma statique d'une volée + paliers.....	107
Figure IV.4 : Schéma statique d'une volée + paliers.....	110
Figure IV.5 : Schéma de ferrailge.....	113
Figure IV.6 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	119
Figure IV.7: schéma représente type de balcon.....	119
Figure IV.8: Ferrailage du balcon.....	127
Figure : IV. 9 : Vue en plan de l'ascenseur.....	128
Figure. IV.10 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	133
Figure. IV. 11 : Dessin montrant la concentration des charges.....	134
Figure. IV. 13 : Moments de la dalle.....	136
Figure IV. 14 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	145
Figure IV.15 Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur.....	146

Chapitre V : étude sismique

Figure V.1 : Spectre de réponse.....	152
Figure V.2 : Disposition des voiles de contreventement.....	153
Figure V.3 : Les modes initiales de vibration.....	161

Chapitre VI : Etude des portiques

Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.....	179
Figure VI.2 : Zone nodale.....	188
Figure VI.3 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux.....	191

Chapitre VII : Etude des voiles

Figure VII.1. Schéma du voile + poteaux.....	197
Figure VII.2 : Disposition des armatures longitudinales dans les voiles.....	202
Figure VII.3 : Disposition des armatures transversales dans les voiles.....	202

Chapitre VIII : Etude de L'infrastructure

Figure VIII.1: Schéma du Radier.....	205
Figure VIII.2: Schéma du panneau le plus défavorable.....	209
Figure VIII.3: Répartition des charges sur les poutres selon.....	211

Les lignes de rupture.....	211
Figure VIII. 4: Répartition des charges sur les poutres selon	213
Les lignes de rupture.....	213
Figures VIII.5 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire	217
Figure VIII.6 : Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)	217
Figure VIII.7 : Ferrailage de la poutre de libage (sens Transversale)	217

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service
E.L.U	Etat Limite Ultime
Cte	Valeur Constance
A_s	Section D'aciers
A_s'	Section D'aciers Comprimés
A_{max} , A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	Axe Neutre
A_s	Armatures Supérieures
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales
B_r	Section Réduite
B_0	Section Homogène Totale
E_s	Module D'élasticité
f_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	Action Permanente
I_0	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
M_a	Moment Sur Appui.
M_{ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S
M_u	Moment Fléchissant A L'E.L.U
M_{ox}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y

N_{ser}	Effort Normal De Service
N_u	Effort Normal Ultime
p_{ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U
A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau
B	Largeur D'une Table De Compression
B_0	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T
b_1	Largeur d'une aile de tension en T
D	hauteur utile d'une section
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j jour
f_{t28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j
H	Hauteur totale d'une section
h_0	Hauteur d'une table de compression
I	rayon de giration
I_a	Portée d'ancrage
I_f	hauteur de flambement
I_i	Portée de travée
I_x	Longueur de recouvrement

I_s	Longueur de scellement
l_0	Longueur fictive
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
ϵ_{cb}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
ϵ_{si}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / y_s)
Λ	Élancement géométrique
M	Coefficient de frottement acier /béton
V	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte limite des aciers tendus à L'EUS
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle
\emptyset	Diamètre d'une barre
\emptyset_l	Diamètre d'une barre longitudinale
\emptyset_t	Diamètre d'une barre transversale
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
ψ_s	Coefficient de scellement

الملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق أرضي وستة طوابق بولاية تبارت المصنفة في منطقة ذات نشاط زلزالي ضعيف بحيث تمت دراسة على شكل التالي

الجزء الأول

شرح مفصلا وكاملا للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، و الأبعاد الأولية للبناية و المواد المستعملة

كل عنصر المكونة لها. في البناية و حمولة.

الجزء الثاني

دراسة الأجزاء الثانوية من البناية كالمدرج و البلاطات المفرغة و المملوءة و المصعد الكهربائي و حساب الأبعاد المتعلقة بالأعمدة و العارضات و الجدران الخراسانية.

الجزء الثالث

الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج

ETABS

الذي يزودنا بالنتائج التي النهائية تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية مع تطبيق قوانين الجزائرية المقاومة للزلازل

RPA 99

الذي تم تحديثه سنة 2003 بعد زلزال بومرداس.

الجزء الرابع

يقتصر على دراسة الأعمدة و العارضات و الأساسات و الجدران الخراسانية و البني التحتية باستخدام

1991 BAEL المحدث سنة 1999

1999 RPA والمحدث 2003

Résumé

Ce projet est une étude détaillée d'un immeuble composé d'un rez-de-chaussée et de six étages dans l'état de Taiart, qui est classé en zone à faible activité sismique.

La première partie

Une explication détaillée et complète du projet, incluant la définition du projet et du bâtiment, les dimensions initiales du bâtiment et les matériaux utilisés

Chaque composant a le sien. Dans le bâtiment et la charge

Dans la deuxième partie

Etude des parties secondaires du bâtiment telles que les pistes, les dalles creuses et remplies, et l'ascenseur électrique

Calcul des dimensions des poteaux, traverses et voiles

La troisième partie

L'étude dynamique du bâtiment à l'aide du programme

ETABS

Ce qui nous fournit les résultats finaux qui permettent d'armer les différents composants du bâtiment avec l'application des lois sismiques algériennes

RPA 99

Il a été mis à jour en 2003 après le séisme de Boumerdes

La quatrième partie

Elle se limite à l'étude des poteaux, poutres, fondations, voiles et infrastructures utilisant

Modifier 1999BAEL 1991

Modifier RPA 1999 et
2003

Summary

This project is a detailed study of a building consisting of a ground floor and six floors in the state of Tabart, which is classified as a zone of low seismic activity.

The first part

A detailed and complete explanation of the project, including the definition of the project and the building, the initial dimensions of the building and the materials used

Each component has its own. In the building and the load

In the second part

Study of the secondary parts of the building such as the tracks, the hollow and filled slabs, and the electric elevator

Calculation of the dimensions of columns, sleepers and concrete walls

The third part

The dynamic study of the building using the program

ETABS

This provides us with the final results which allow us to arm the various components of the building with the application of Algerian seismic laws.

RPA 99

It was updated in 2003 after the Boumerdes earthquake

The fourth part

It is limited to the study of columns, beams, foundations, concrete walls and infrastructures.

Using

Update 1999BAEL 1991

RPA 1999 and

2003 update

I.1. Introduction générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

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

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Chapitre I :

Présentation du Projet

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+6 à usage multiple (habitation et commercial). Cet ouvrage sera implanté à la wilaya de TIARET, qui est selon le (RPA 99, modifié en 2003) une zone de faible sismicité (Zone I).

I.1.1. Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment aux dimensions suivantes :

- ✓ La hauteur totale du bâtiment : 21,72 m
- ✓ La hauteur de RDC : 3,36 m
- ✓ La hauteur des étages : 3,06
- ✓ La hauteur de l'acrotère :
- ✓ La longueur en plan : 28,60 m
- ✓ La largeur en plan : 18,50
- ✓ Surface totale du bâtiment : 529,1m²

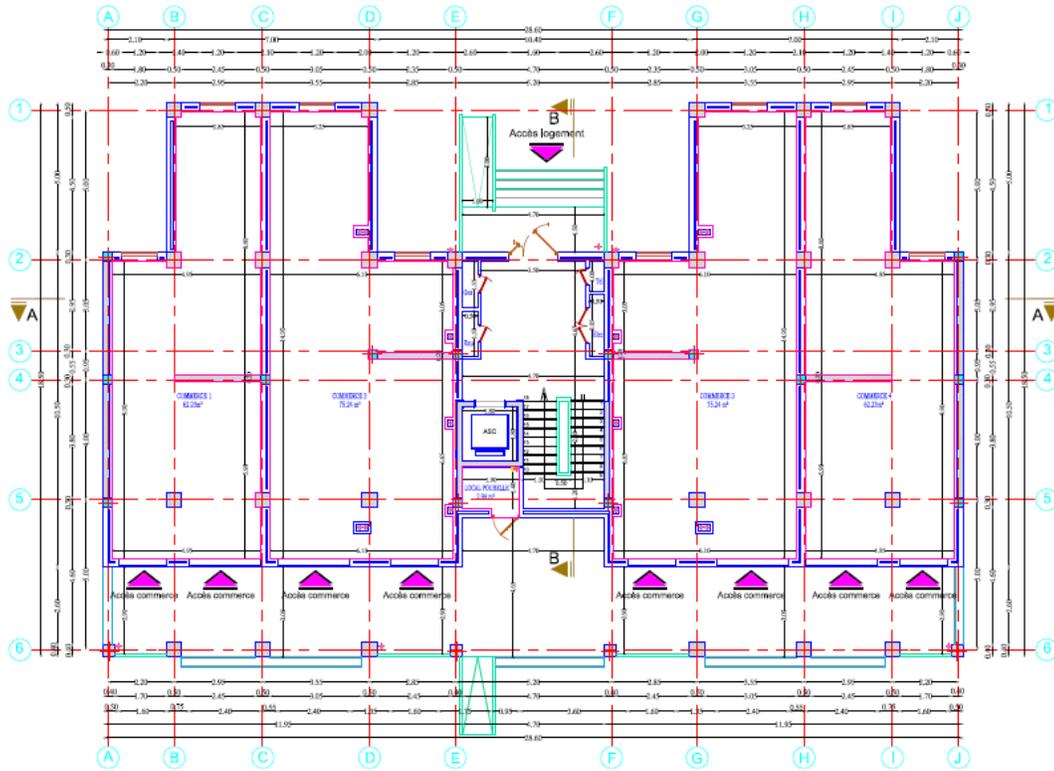


Figure I.1 Plan RDC

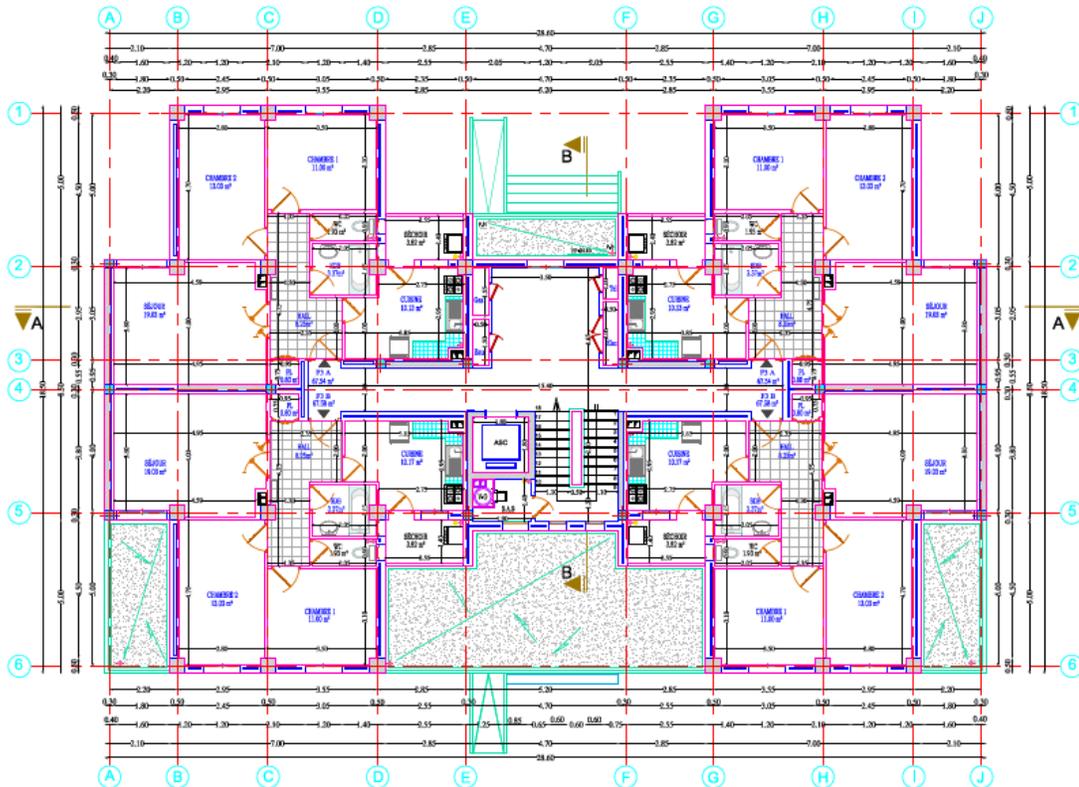


Figure I.2 Plan étage courants

I.1.4. Caractéristiques du sol

L'ossature de l'ouvrage :

Le bâtiment a une ossature mixte (portiques-voiles) :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poutres, poteaux) destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

• Les planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour plusieurs raisons

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

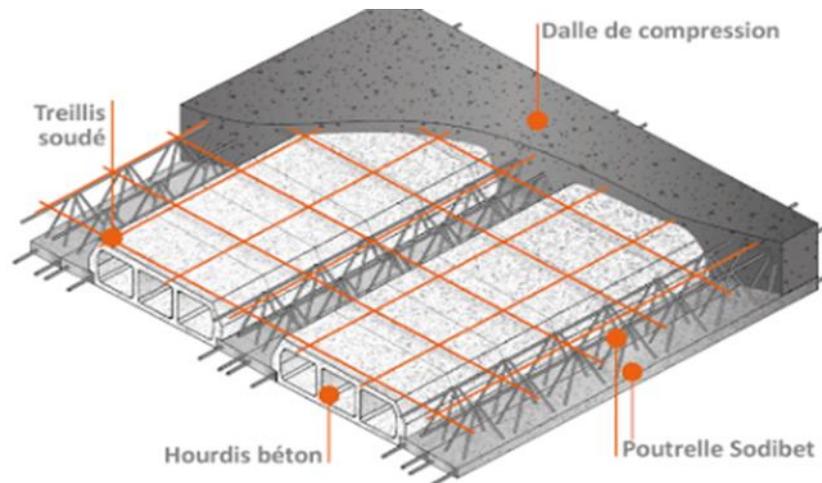


Figure I.3 : Plancher à corps creux.

- Planchers dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres. Son épaisseur est en général = au 25ème de la portée.

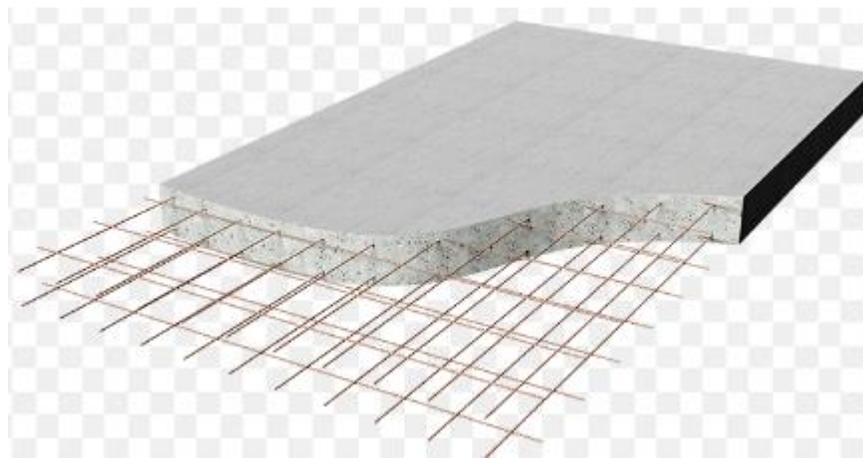


Figure I.4 : Plancher à dalle pleine.

- **La maçonnerie :**

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

- Mur extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

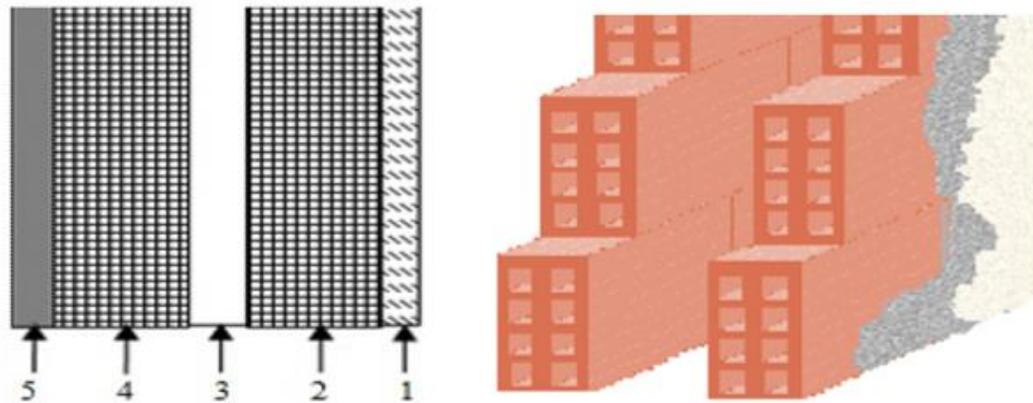


Figure I.5: mur extérieur.

- Mur intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm

- **Les escaliers**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage réalisé en béton armé coulé sur place.

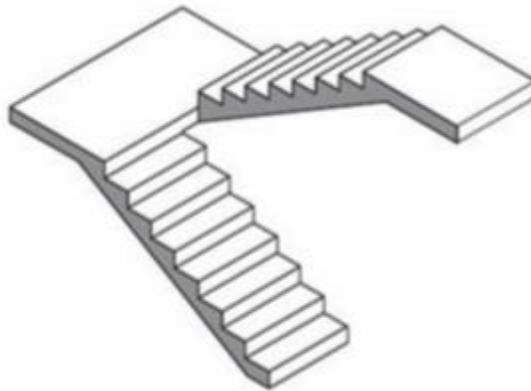


Figure I.6 : de escalier

- **La terrasse :**

Dans notre projet la terrasse est inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

- **Revêtement :**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Revêtement à carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **L'acrotère :**

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

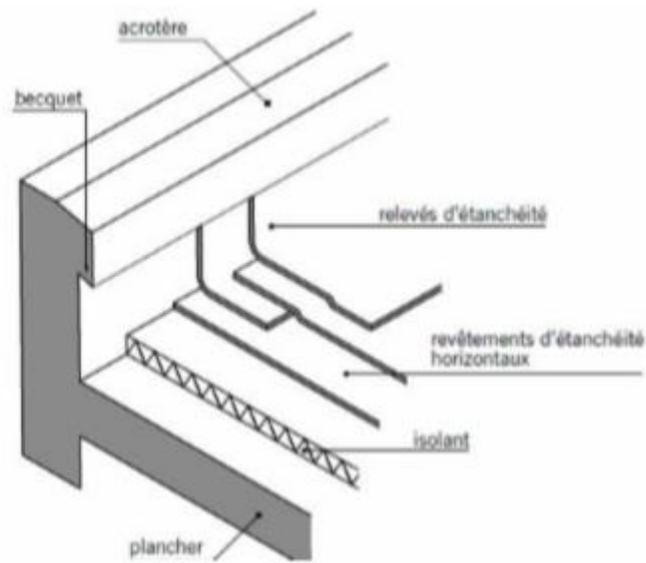


Figure I.7 : d'acrotère

- **Les balcons :**

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

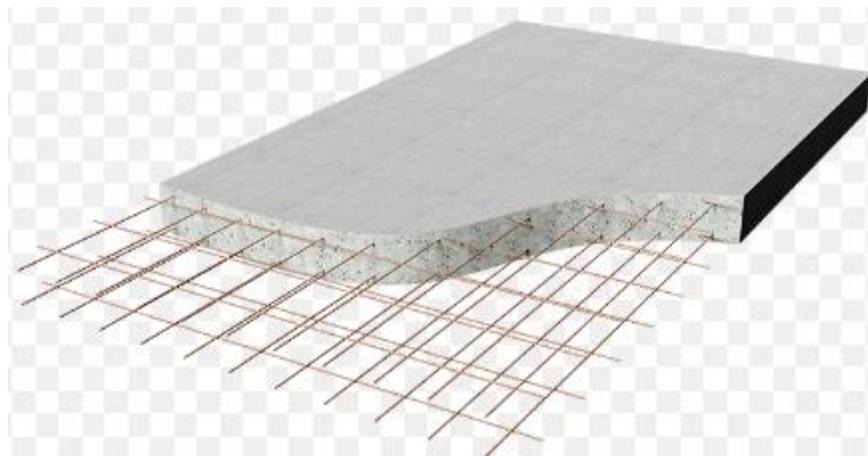


Figure I.8 : balcon

• Les fondations :

Situées à la base de la structure, les fondations assurent la transmission des charges et des surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépendra de la nature du sol d'implantation et de l'importance du bâtiment

I.1.4. Caractéristiques du sol :

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol tirée de la portance : 1bars
- ✓ La nature du sol : site rocheux (S1)

I.1.5. Caractéristique mécanique des matériaux et règlements de calcul :

Notre bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de ferrailages.

I.2-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.2.1-Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en

introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

I.2.1.1 Résistances mécaniques du béton :

❖ Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25MPa ($f_{c28} = 25\text{MPa}$).

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

❖ La résistance à la traction :

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

$$\begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} & \text{si } f_{c28} < 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = \frac{0.275 \cdot j}{3} f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Donc pour : $f_{cj} = 25\text{Mpa}$; $f_{tj} = 2.1\text{Mpa}$

Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

➤ Etat limite ultime :

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

➤ Etat limite de service :

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

I.2.1.2 Déformation et contraintes de calcul :

- **Etat limite de résistance :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

- **Diagramme parabole – rectangle :**

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

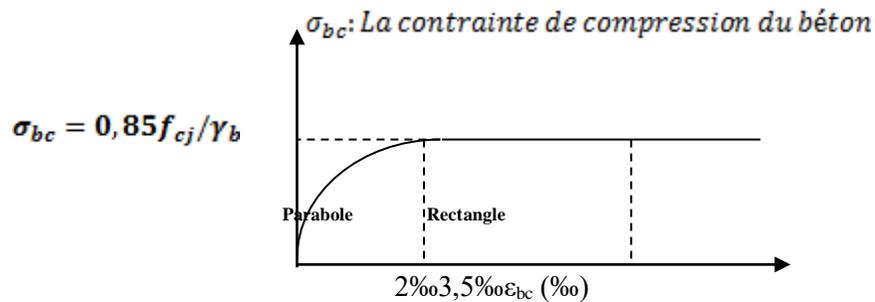


Figure I.9 : Diagramme Parabole – Rectangle

La contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\epsilon \times \gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa}; \text{ Pour le cas générale}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa}; \text{ Pour le cas des combinaisons accidentelles}$$

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité avec :

$$\gamma_b = 1,50 ; \text{ Cas générale ;}$$

$\gamma_b = 1,15 ; \text{ Cas des combinaisons accidentelles.}$

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

- **Etat limite de service :**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

- **Diagramme rectangulaire :**

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion

Simple

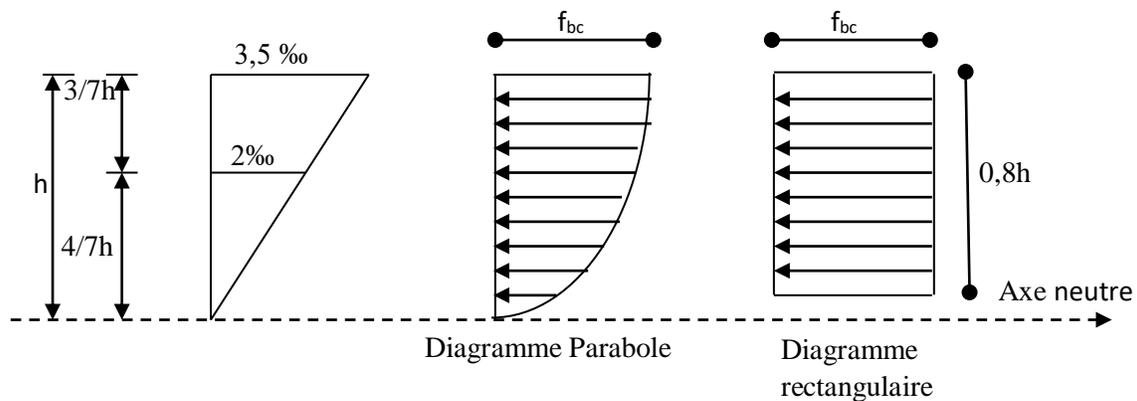


Figure I.10 : Diagramme rectangulaire

I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\begin{cases} \tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable ;} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{cases}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

b_0 : largeur de la pièce

d : hauteur utile

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa})$$

$\tau_u = 3,34 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

$\tau_u = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$; Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :**❖ Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

❖ Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.2.1.5- Module de déformation transversale :**• Coefficient de poisson :**

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) $\rightarrow G = 16082,1$

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) $\rightarrow G = 13401,75$

I.2.2-Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;

- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (\varnothing). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : 78,5 kN/m³ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000 MPa

I.2.2.1-Diagramme déformation - contrainte :

Pour notre étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235).

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

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

- $\gamma_s = 1,15$; Cas générale, on a $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$;
- $\gamma_s = 1,00$; Cas des combinaison accidentelles, on a $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

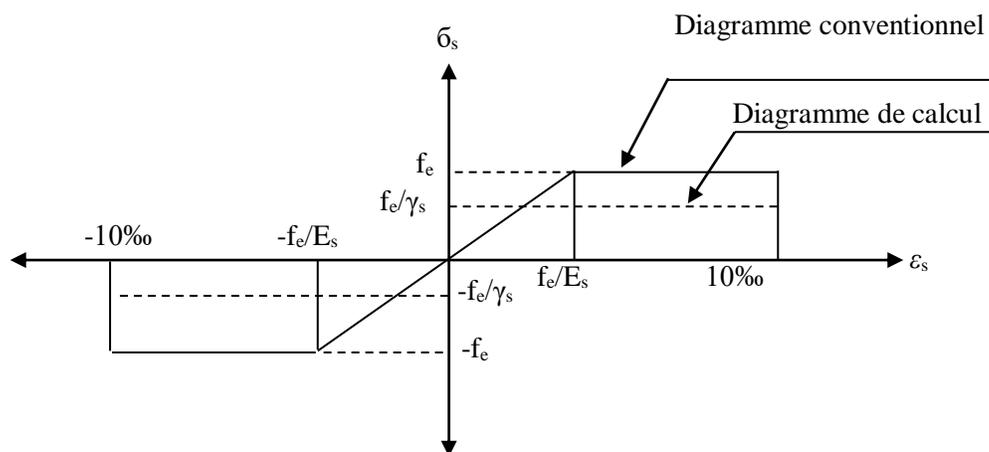


Figure I.11 : Diagramme de déformation – contraintes.

I.2.2.2-Contraintes limites de traction des armatures :

$\sigma_{st} \leq f_e$ (Pas de limitation) ; Fissuration peu préjudiciable.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &\leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \sigma_{st} &\leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \\ \sigma_{st} &= 201,63 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &\leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \sigma_{st} &\leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \\ \sigma_{st} &= 165 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} ; \text{ Fissuration très préjudiciable.}$$

η : Coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{aligned} \eta &= 1 ; \text{ Pour rond lisse ;} \\ \eta &= 1,6 ; \text{ Pour hautes adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta &= 1,3 ; \text{ Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{aligned} \right.$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I.3-Hypothèse de calcul :

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

I.3.1-E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.3.1.1-Hypothèses de calcul :

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

I.3.1.2 Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

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.

Tableau I.1 : Les déformations limites du pivot

Pivot	Domaine	Déformation du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l’acier $10^0/00$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/00$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/00$

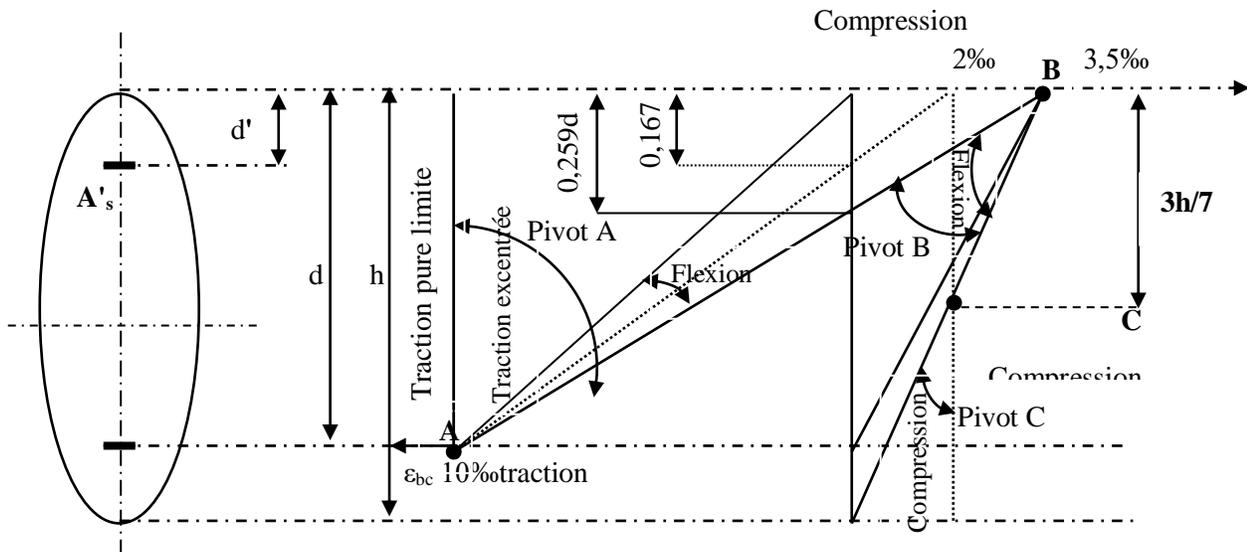


Figure I.12 : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots -

I.3.2-E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

I.3.2.1-Hypothèses 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 ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s ; \text{ Avec :}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{ Coefficient d'équivalence.}$$

I.3.2.2-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etats limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G+1.5Q$$

- **Etat limite de service**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

G+Q

- **RPA**

Les règles parasismique algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivant :

➤ Pour les poutres :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm Q \end{cases}$$

Avec :

$\begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{de séisme} \end{cases}$

Pour les poteaux :

$$\begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Chapitre II: Pré- dimensionnement des éléments

II. Introduction :

Pour justifier la résistance, stabilité et la durabilité de notre structure due a les différentes sollicitations :

➤ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

➤ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

il faut d'abord évaluer les sections des éléments résistants sachant que :(poutres, poteaux, planchers, voiles) .

Cette évaluation est le pré dimensionnement ou un dimensionnement préliminaires qui doivent satisfaire les règles de BAEL béton armé aux états limites, RPA 99 version 2003 règlement parasismiques algérien.

II.1-Pré-dimensionnement des planchers :

II.1.1- Détermination de l'épaisseur des planchers :

Un plancher, dans le domaine du bâtiment, est un ouvrage plan formant une plate-forme horizontale au rez-de-chaussée ou une séparation entre les niveaux d'une habitation. Il a pour fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment.

L'épaisseur de cet élément dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. On a deux types des

planchers : Plancher en corps creux et plancher en dalle pleine en béton armé.

❖ Planchers à corps creux :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

$$h_t \geq \min\left(\frac{L_x \max, L_y \max}{22,5}\right), h_t \geq \frac{L}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{450}{22,5}$$

Avec : $L_x \max, L_y \max$: distance maximale entre nus d'appuis selon le sens de la disposition des poutrelles.

$$L_x \max = 4.70\text{m} \quad \text{et} \quad L_y \max = 4.50 \text{ m.} \quad \Longrightarrow \quad h_t \geq 20 \text{ cm}$$

Donc on prend $h_t = 20 \text{ cm}$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher (16+4) cm.

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

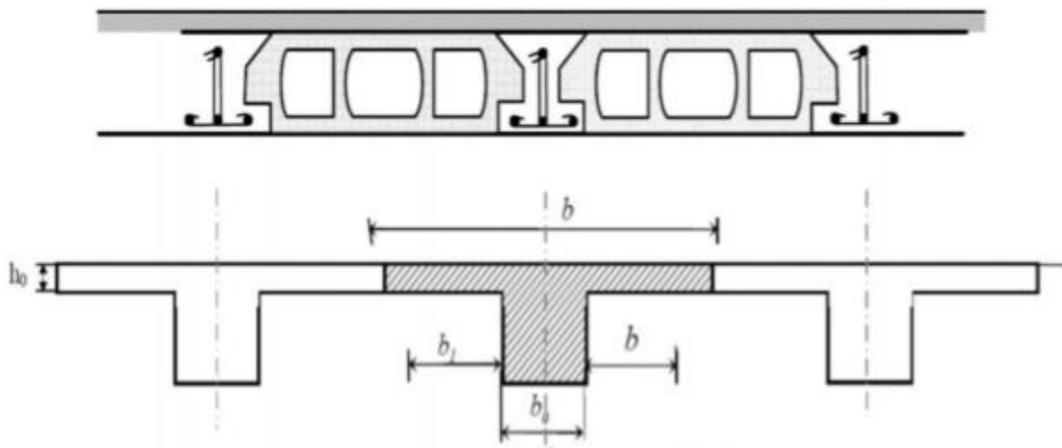


Figure II.1 : Schéma d'un plancher en corps creux

II.1.2- Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles travaillent, comme une section en T. Elles sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche. Le plancher en corps creux est considéré comme un élément qui travaille à la flexion simple suivant une seule direction.

Donc Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

h_t : Hauteur de la nervure.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure.

$L_0 = 2b_1$ (distance entre nus des nervures).

$b = 2b_1 + b_0$ (largeur de table de compression).

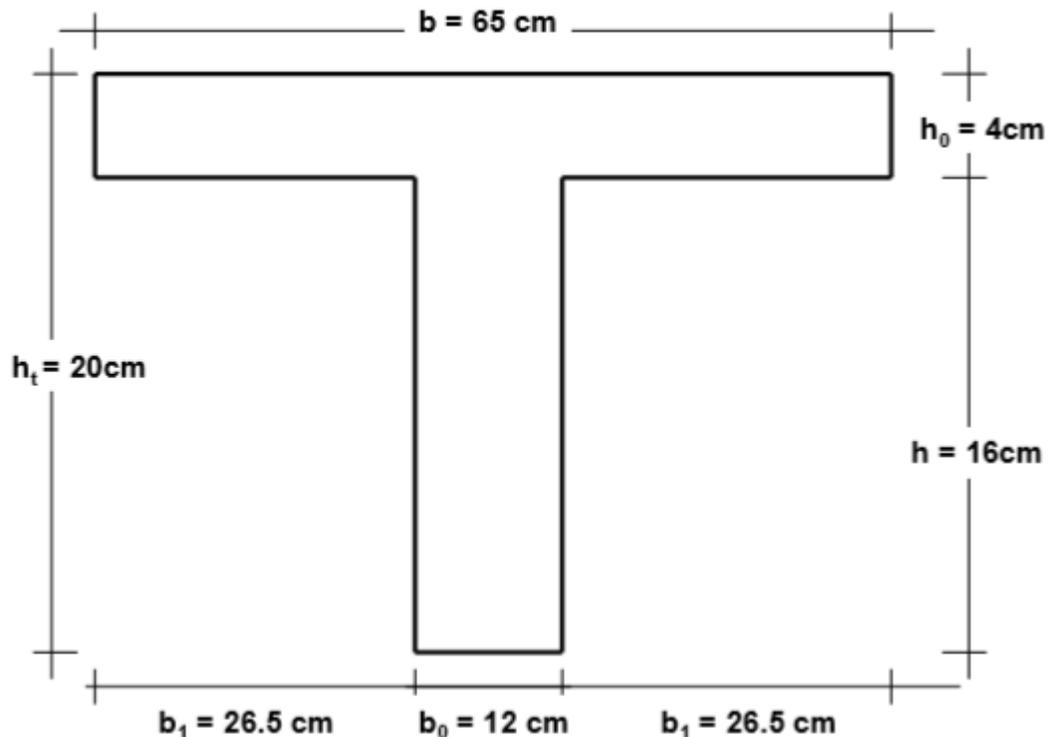


Figure II.2 : schéma de la poutrelle avec les dimensions

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} \begin{cases} h = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases}, \quad b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = \min \begin{cases} \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{495}{10} = 49,5 \text{ cm} \text{ et} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b = 2 \times (26.5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$

II.1.2- Evaluation des charges et des surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

a) Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1: Charges et surcharge du plancher terrasse

<i>Désignation</i>	<i>e (m)</i>	<i>G (Kn/m²)</i>
<i>Protection en gravillons</i>	0,04	0,80
<i>Etanchéité multicouche</i>	0,02	0,12
<i>Forme de pente en béton léger</i>	0,1	2,20
<i>Isolation thermique en liège</i>	0,04	0,16
<i>Plancher à corps creux</i>	16+4	2,80
<i>Enduit en plâtre</i>	0,02	0,20
<i>G</i>	6,28	
<i>Q</i>	1,00	

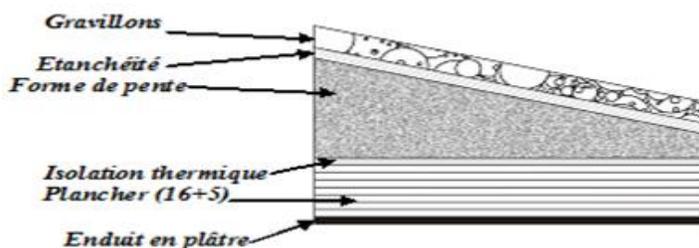


Figure II.3 : Plancher terrasse inaccessible

b) Plancher étages courants :

Tableau II.2 : Charges et surcharge du plancher des étages courants

<i>Désignation</i>	<i>e (m)</i>	<i>G (Kn/m²)</i>
<i>Revêtement en carrelage</i>	0,02	0,40
<i>Mortier de pose</i>	0,02	0,40
<i>Sable fin pour mortier</i>	0,02	0,36
<i>Plancher à corps creux</i>	16+4	2,80
<i>Enduit en plâtre</i>	0,02	0,20
<i>Cloison en briques creuses</i>	0,1	0,90
<i>G</i>	5,06	
<i>Q plancher étage courant (habitation)</i>	1,50	
<i>Q plancher R.D.C (locaux privés)</i>	2,00	

c) Mur extérieur (double cloison) :

Tableau II. 3 : Charges et surcharge du mur extérieure

<i>Désignation</i>	<i>e (m)</i>	<i>G (KN/m²)</i>
<i>Brique creuses</i>	<i>0,15</i>	<i>1,3</i>
<i>Brique creuses</i>	<i>0,10</i>	<i>0,90</i>
<i>mortier de ciment extérieur</i>	<i>0,02</i>	<i>0,36</i>
<i>Enduit intérieur en plâtre</i>	<i>0,02</i>	<i>0,2</i>
<i>G</i>	<i>2,76</i>	

Remarque :

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70% G)

$$G = 0.7 \times 2.76 = 1.93 \text{ KN/m}^2$$

II.2-Pré dimensionnement des poutres :

Nous avons deux types de poutres :

On trouvera deux types de poutres : $\begin{cases} \text{Poutre principale : } L = 520 \text{ cm} \\ \text{Poutre secondaire : } L = 500 \text{ cm} \end{cases}$

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{ht}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} ht : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

Et selon le **R.P.A 99(version 2003)** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

II.2.1-Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} = 520 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 34,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 52 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification des conditions de l'RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend **(30 X 40) cm²** comme section des poutres principales

II.2.2-Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} = 500 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 33,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm} \\ h_t = 35 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification des conditions de l'RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend **(30 X 35) cm²** comme section des poutres secondaires

II.3-Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas

Le calcul est basé sur la descente des charges et la loi de dégression des charges d'exploitations.

II.3.1- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers $1, 2, \dots, n$ qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse Q_0

Sous *étage 1* $Q_0 + Q_1$

Sous *étage 2* $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous *étage 3* $Q_0 + 0,90 (Q_1 + \dots + Q_3)$

Sous *étage 4* $Q_0 + 0,85 (Q_1 + \dots + Q_4)$

Sous *étage n* $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + \dots + Q_n)$ pour $n \geq 5$

Tableau II. 4 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$Nq_0=1,00$	1
05	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
04	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
03	$Nq_3=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
02	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
01	$Nq_5=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
R.D.C	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75

II.3.2-La surface afférente du poteau :

Le poteau le plus sollicité dans nos structures se trouve dans le centre :

$$s = \left(\frac{5,00}{2} + \frac{4,00}{2} \right) \times \left(\frac{2,95}{2} + \frac{3,55}{2} \right)$$

$$S = 14,62 \text{ m}^2$$

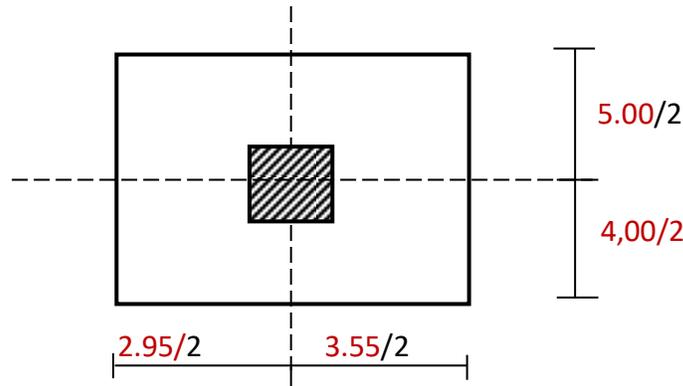


Figure II.4: La section le plus sollicité du poteau

II.3.3-Les efforts de compression due aux charges permanentes

NG :

$$G_{p,principale} = \left(\frac{2,95}{2} + \frac{3,55}{2} \right) 0,3 \times 0,4 \times 25 = 9,75 \text{ KN}$$

$$G_{p,secondaire} = \left(\frac{5,00}{2} + \frac{4,00}{2} \right) \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = 11,82 \text{ KN}$$

$$G_{terrasse} = (6,28) \times 14,62 = 91,84 \text{ KN}$$

$$G_{etage\ courant} = (5,06) \times 6 \times 14,62 = 443,86 \text{ KN}$$

$$G_{total} = (9,75 + 11,82) \times 7 + 91,84 + 443,86 = 686,69 \text{ KN}$$

$$Q = 7,75 \times 14,62 = 113,30 \text{ KN}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

$$NG = 1,1 \times 686,69 = 755,35 \text{ KN}$$

$$NQ = 1,1 \times 113,30 = 124,63 \text{ KN}$$

$$Nu = (1,35 \times 755,35) + (1,5 \times 124,63) = 1206,66 \text{ KN}$$

II.3.4-Détermination de la section du poteau (a. b) :

a) Détermination de "a" :

a.1) Vérification de flambement :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \quad B = a \times b ; \quad I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B : Section des poteaux

λ : L'élanement du poteau

I : Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

On a : $L_0 = 3.36 \text{ m}$; $L_f = 0.7 \times 3,06 = 2.35 \text{ m} = 235 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{235}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{235}{0.289 \times 50} = 16.26 \text{ cm}$$

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

$$\lambda = 0.7L_0/i \Rightarrow \frac{235}{13} = 18.08 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b \theta} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

$$F_e = 400 \text{ MPa};$$

$$\gamma_b = 1,5;$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$B_r = (a - 2) (b - 2) \text{ cm}^2$$

B_r : Section réduite

$$B_r = (50 - 2) \times (b - 2) = 48 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

A_s = Section d'armature longitudinale

$$A_s = 0\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone (I)}$$

$$A_s = 0,36 [48(b - 2)] = 0,336(b - 2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{85} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{18,08}{85} \right)^2} = 0,84$$

$$N_U \leq 0,84 \left[\frac{48(b - 2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \times 10} + \frac{0,336(b - 2) \cdot 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 15,99 \text{ cm}$$

On prend : **b = 45 cm**

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\begin{cases} \min(a ; b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \min(a ; b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{336}{20} = 16.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} \Rightarrow 0.25 < 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

II.3.5-Choix de la sections des poteaux (Rive, Angle, centrale) :

Tableau II. 4 : Choix des sections des poteaux

Niveau	(a x b) cm ²
6	(35 x 35)
5	(40 x 40)
4	(40 x 40)
3	(40 x 40)
2	(45 x 45)
1	(45 x 45)
RDC	(45 x 45)

II.4.1-Pré-dimensionnement :

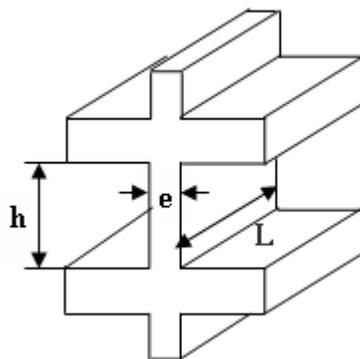
$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22} ; 15\right) \text{ cm} \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage



On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

FigureII.5 : Coupe de voile en élévation

II.4.2-Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

Tableau II. 6 : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm ²)
R.D.C.	45X 45	30X 40	30 X 35	20
01	45 X 45	30 X 40	30 X 35	20
02	45 X 45	30 X 40	30 X 35	20
03	40 X 40	30 X 40	30 X 35	20
04	40 X 40	30 X 40	30 X 35	20
05	40 X 40	30 X 40	30 X 35	20
06	30 X 30	30 X 40	30 X 35	20
Terrasse	/	30 X 40	30 X 35	/

Chapitre III:

Etude des planchers

III Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement deux fonctions :

La résistance : ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a un seul type de planchers :

Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

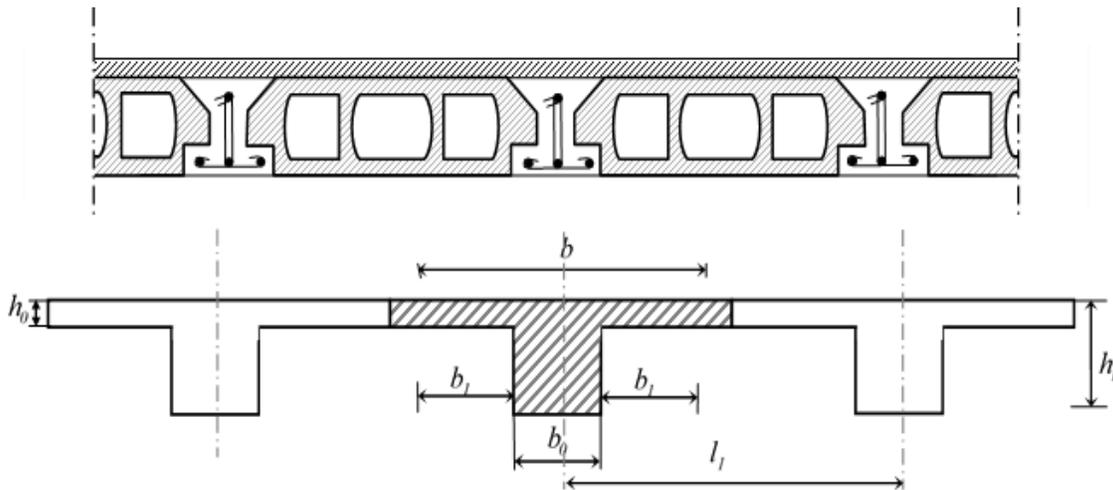


Figure III.1 : Schéma d'un plancher à corps creux

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

III.1- Calcul du plancher à corps creux :

III.1.1- Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher : $h_t = 20 \text{ cm}$
- Epaisseur de la nervure : $h_0 = 4 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).

III.1.1.1- Calcul de la largeur de poutrelle (b) :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante :

$$b = 2b_1 + b_0 \quad (1)$$

On a : $L = 5,32 \text{ m}$; $l_1 = 0,65 \text{ m}$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \left(b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right)$$

$$= \min(b_1 \leq 26,5 \text{ cm} ; b_1 \leq 53,2 \text{ cm} ; 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm})$$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ et d'après (1) on a : $b = 65 \text{ cm}$

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

Tableaux III.1 : Combinaison des charges

Unité	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)
Plancher étage courant	5,06	1,50	5,90	4,26

III.1.1.2-Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

III.1.1.2.1-Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

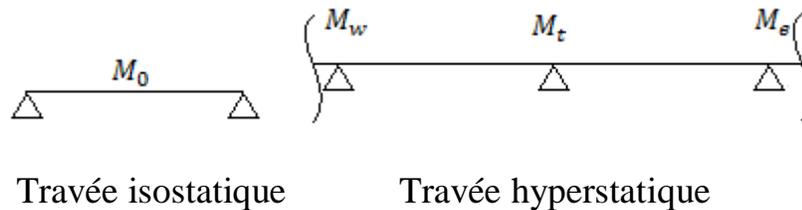
- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

a) Principe de calcul des moments :

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.



Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

Les valeurs M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée de rive :

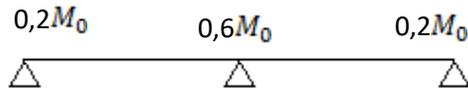
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

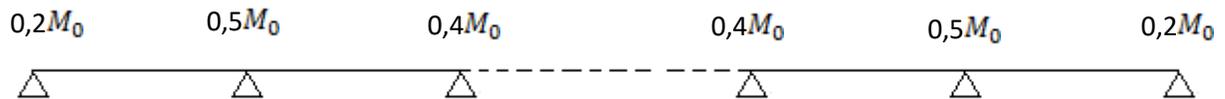
1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



❖ **Principe de calcul de l'effort tranchant :**

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

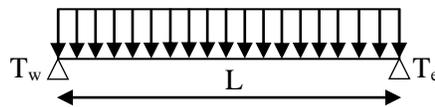
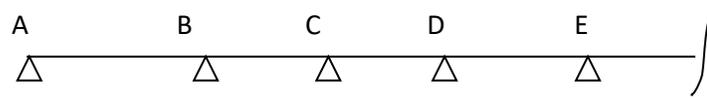


Figure III.2 : Schéma explicatifs

❖ **La méthode forfaitaire modifiée :**

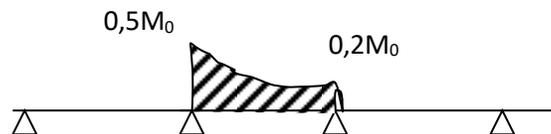
Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5M_0$ (M_0 correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité $0,4M_0$ (M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée (CD)).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC)



Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$

M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

- cas d'une travée de rive :

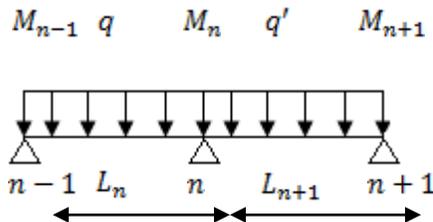


Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0$ (BC) s'il y a que deux travées ou $0,5 M_0$ (BC) s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

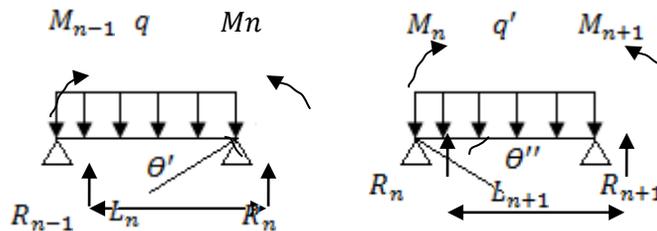
Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0$ (BC) si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0$ (AB) s'il n'y a que deux travées.

III.1.1.2.2-Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.



En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.



Avec :

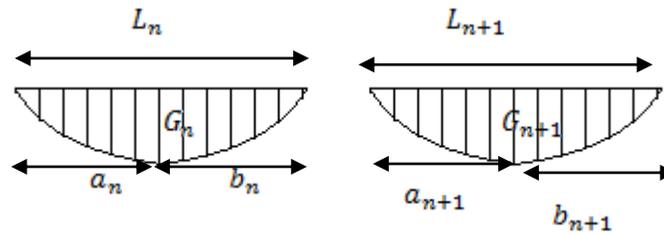
$M_{n-1}, M_n \text{ et } M_{n+1}$: Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a :

$$\theta' = \theta''.$$

Les moments de flexion pour chacune des travées $L_n \text{ et } L_{n+1}$ sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique,

$M_{n-1}, M_n \text{ et } M_{n+1}$ sont provisoirement omis.



G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\begin{aligned} \theta' &= \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' \\ &= \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta' = \theta'' &\Rightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ &= -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \end{aligned}$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

III.2.1-Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :

II.2.1.1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1. La surcharge d'exploitation :

Plancher étage courant : $G = 5,06 \text{ kN/m}^2$; $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,12 \text{ kN/m}^2$; Condition vérifiée.

2. Poutres à inerties transversales constantes ; Condition vérifiée.

$$3. \frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25] ; \frac{3,05}{4,95} = 0,61 ; \text{Condition non vérifiée.}$$

4. Fissuration non préjudiciable :

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur le plancher d'étage courant.

II.2.1.2-Les types des poutrelles :

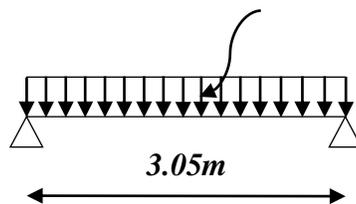
Avant de définir les types des poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher d'étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ kN/m} \\ Q = 1,50 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/m} \end{array} \right. \quad \text{Donc :} \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 5,90 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = 4,26 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

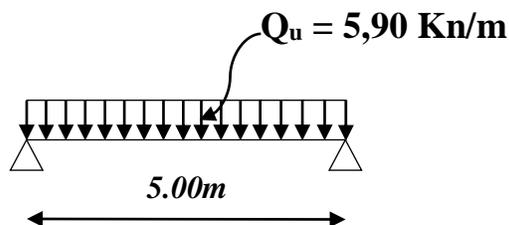
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,50}{1,50 + 5,06} = 0,23$$

Notre construction comporte 8 types des poutrelles :

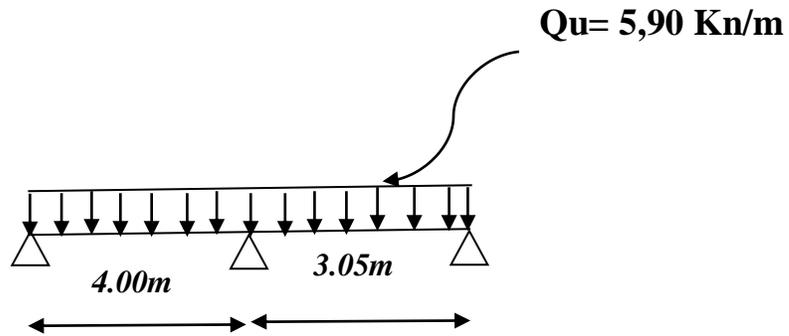
Type 01 :



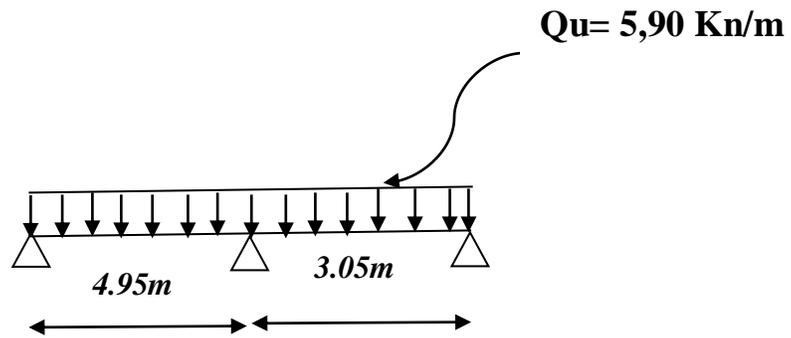
Type 02 :



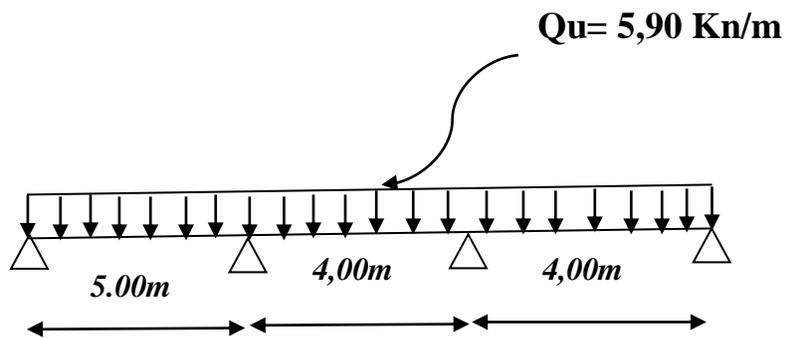
Type 03



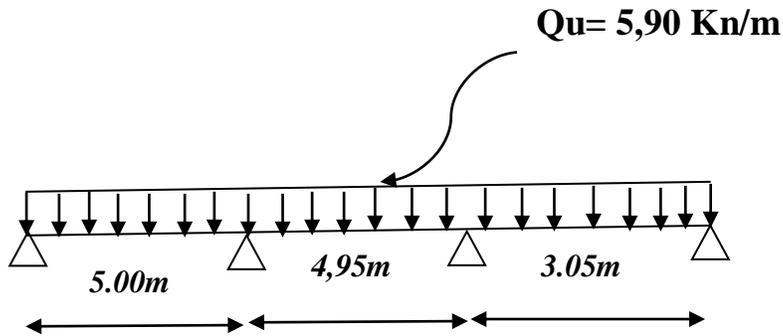
Type 04



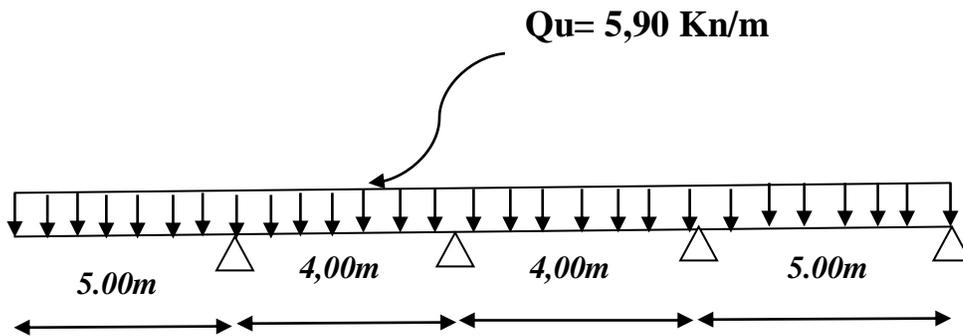
Type 05



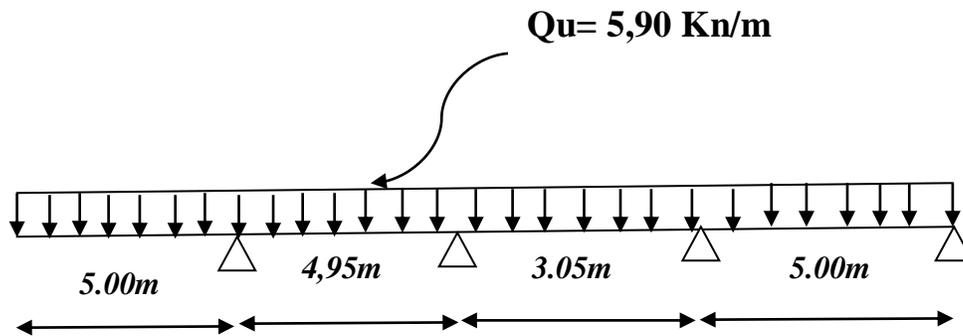
Type 06 :



Type 07 :



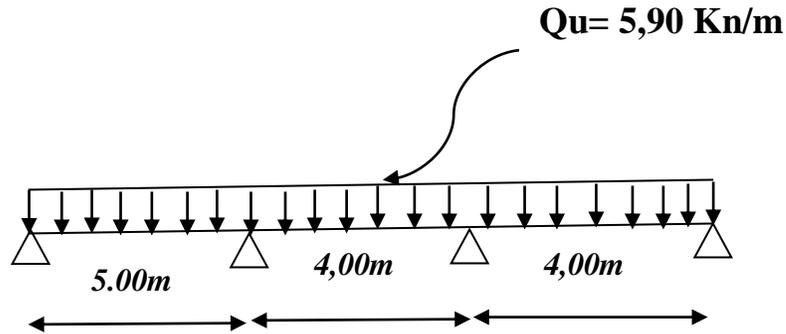
Type 08:



III.2.2-Calcul des sollicitations

III.2.2.1- Exemple de Calcul (Plancher Etage Courant) :

Type 04 :



-Les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées

- **Moment Isostatique:**

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \begin{cases} M_{0AB} = \frac{5,90 \times 5^2}{8} = 18,43 \text{ kN.m} \\ M_{0BC} = \frac{5,90 \times 4^2}{8} = 11,80 \text{ kN.m} \\ M_{0CD} = \frac{5,90 \times 4^2}{8} = 11,80 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moment sur appuis:**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,2 \times 18,44 = 3,68 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 0,5 \times 18,44 = 9,21 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 0,5 \times 11,80 = 5,90 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,2M_{0BC} = 0,2 \times 11,80 = 2,36 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée :**

Travée (AB)

$$M_t \geq \max \begin{cases} (1,07 \times 18,44) - \frac{3,68+9,22}{2} = 13,27 \text{ KN.m} \\ \left(\frac{1,27}{2}\right) \times 18,44 = 11,70 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{On prend}$$

$$M_t = 13,27 \text{ KN.m}$$

Travée (BC)

$$M_t \geq \max \begin{cases} (1,07 \times 11,80) - \frac{9,22+5,90}{2} = 5,07 \text{ KN.m} \\ \left(\frac{1,07}{2}\right) \times 11,80 = 6,31 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{On prend } M_t = 6,31 \text{ KN.m}$$

Travée (CD)

$$M_t \geq \max \begin{cases} (1,07 \times 11,80) - \frac{5,90+2,36}{2} = 8,50 \text{ KN.m} \\ \left(\frac{1,27}{2}\right) \times 11,80 = 7,50 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{On prend } M_t = 8,50 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

Travée (AB)

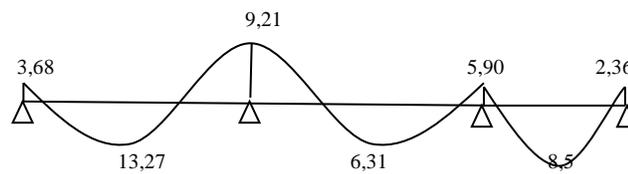
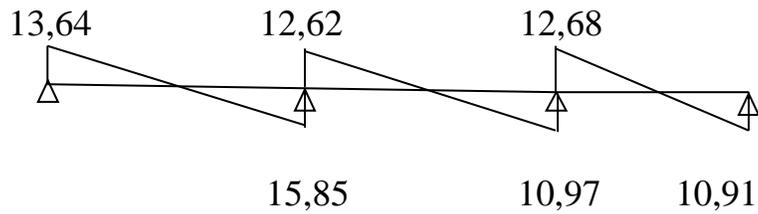
$$\begin{cases} T_w = \frac{3,68 - 9,22}{5} + \frac{5,90 \times 5}{2} = 13,64 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{9,22 - 3,68}{5} - \frac{5,90 \times 5}{2} = -15,85 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (BC)

$$\begin{cases} T_w = \frac{9,22 - 5,90}{4} + \frac{5,90 \times 4}{2} = 12,62 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{5,90 - 9,22}{4} - \frac{5,90 \times 4}{2} = -10,97 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (CD)

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,90 - 2,36}{4} + \frac{5,90 \times 4}{2} = 12,68 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{2,36 - 5,90}{4} - \frac{5,90 \times 4}{2} = -10,91 \text{ KN} \end{cases}$$

Diagramme des moments fléchissant et L'effort tranchant :**Figure III.3: Diagramme des moments fléchissant****Figure III.4: Diagramme d'effort tranchant**

III.2 Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus :

Type	Travée	L (m)	E.L.U (KN.m)						E.L.S (KN.m)			
			M ₀	M _T	M _W	M _E	T _W	T _E	M ₀	M _T	M _W	M _E
01	A-B	3,05	6,86	5,96	1,37	1,37	9,00	9,00	4,96	4,31	0,99	0,99
02	A-B	5	18,45	16,02	3,69	3,69	14,76	14,76	13,33	11,57	2,67	2,67
03	A-B	4	11,81	7,89	2,36	7,08	10,62	12,99	8,53	5,70	1,71	5,12
	B-C	3,05	6,86	4,35	7,08	1,37	10,87	7,13	4,96	3,15	5,12	0,99
04	A-B	4,95	10,08	12,09	3,62	10,85	13,15	16,07	13,06	8,73	2,61	7,84
	B-C	3,05	6,86	4,35	10,85	1,37	12,11	5,90	4,96	3,15	7,84	0,99
05	A-B	5	18,45	13,26	3,69	9,22	13,65	15,86	13,33	9,58	2,67	6,66
	B-C	4	11,81	6,31	9,22	5,90	12,64	10,98	8,53	4,56	6,66	4,26
	C-D	4	11,81	8,48	5,90	2,36	12,69	10,92	8,53	6,13	4,26	1,71
06	A-B	5	18,45	13,26	3,69	9,22	13,65	15,86	13,33	9,58	2,67	6,66
	B-C	4,95	18,08	10,19	9,22	9,04	14,65	14,57	13,06	7,36	6,66	6,53
	C-D	3,05	6,86	4,35	9,04	1,37	11,52	6,49	4,96	3,15	6,53	0,99
07	A-B	5	18,45	13,26	3,69	9,22	13,65	15,86	13,33	9,58	2,67	6,66
	B-C	4	11,81	6,31	9,22	4,72	12,93	10,68	8,53	4,56	6,66	3,41
	C-D	4	11,81	6,3	4,72	9,22	10,68	12,93	8,53	4,56	3,41	6,66
	D-E	5	18,45	13,26	9,22	3,69	15,86	13,65	13,33	9,58	6,66	2,67
08	A-B	5	18,45	13,26	3,69	9,22	13,65	15,86	13,33	9,58	2,67	6,66
	B-C	4,95	18,08	1,09	9,22	7,23	15,01	14,21	13,06	8,01	6,66	5,22
	C-D	3,05	6,86	3,67	7,23	9,22	8,35	9,65	4,96	2,65	5,22	6,66
	D-E	5	18,45	13,26	9,22	3,69	15,86	13,65	13,33	9,58	6,66	2,67

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E, L, U \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 16,02 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 3,69 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 10,85 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 16,07 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

$$E, L, S \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 11,57 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 2,67 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 7,84 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

III.2.3-Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

Donnée :

- Largeur de la poutrelle (table) : $b = 65$ cm.
- Largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0 = 12$ cm.
- La hauteur de la poutrelle (table) : $h_0 = 4$ cm.
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 20$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h_t = 18$ cm.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- Fissuration non préjudiciable (plancher RDC au 6^{ème} étage).
- Fissuration très préjudiciable (plancher terrasse).

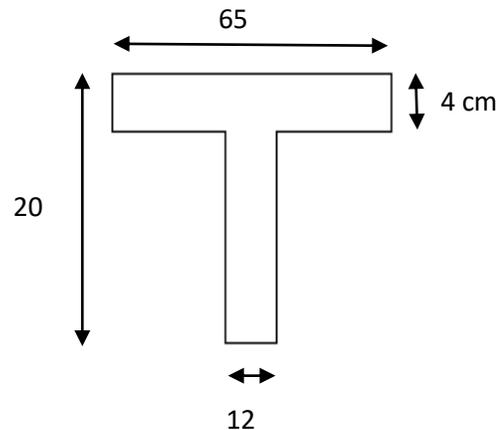


Figure III.5 : section en

III.2.3.1-Plancher étage courant (plancher RDC) :

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$E, L, U \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 16,02 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 3,69 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 10,85 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 16,07 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

III.2.3.2-Calcul Des Armatures Longitudinales à (I'E.L.U) :

❖ En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

- On calcule le moment équilibre par la table « M_T »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 25,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 13,87 \text{ Kn.m} < M_t = 25,80 \text{ Kn.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x h_t) = (65 x 20) cm² soumise à :

$$M_{t \max} = 16,02 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,02 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,053 \rightarrow \beta = 0,972 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,02 \times 10^3}{0,972 \times 18 \times 348} = 2,63 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left(b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

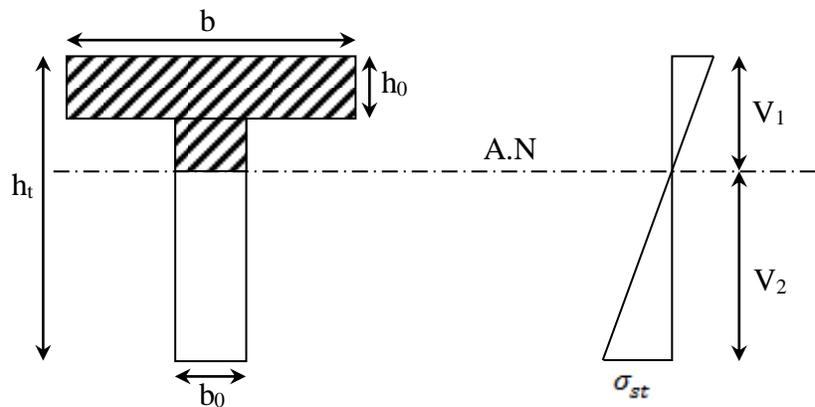


Figure III.6 : Condition de non fragilité (section en T)

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,25)^3 - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 2,63 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

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

❖ Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,85 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,196 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,196 \rightarrow \beta = 0,890$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,85 \times 10^3}{0,890 \times 18 \times 348} = 1,94 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,94 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

On prend : 1T12(filante) + 1T12(chapeau) ; $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

❖ Sur appui de rive :

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,69 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,066 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,066 \rightarrow \beta = 0,966$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,69 \times 10^3}{0,966 \times 18 \times 348} = 0,60 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 0,60 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée

On prend : $A_s = 0,80 \text{ cm}^2$

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ; $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

III.2.3.3 -Vérification à l'E.L. S :

Le moment dans le plancher courant est ($M_{ser}=11,57 \text{ KN.m}$)

- **Position de l'axe neutre :**

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$b=65\text{cm}$; $\eta=15$; $A'=0$; $A=3,39 \text{ cm}^2$; $d=18 \text{ cm}$; $b_0=12\text{cm}$.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta d A + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 262,85y - 1339,3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,62 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A' (y - d')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = 2136,75 - 4,21 + 9103,39$$

$$I = 11235,75 \text{ cm}^4$$

I. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11,57 \times 10^3}{11235,75} \times 4,62 = 4,75 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

II. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau}{b_0 \times d} = \frac{16,07 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,743 \text{ MPa}$$

III. Fissuration non préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,743 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV. Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L_{min}}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 5 \text{ mm}$

V. Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(16,20 ; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t = 16,20 \text{ cm}$$

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

VI. La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_s}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_s = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ par la méthode des triangles semblables.

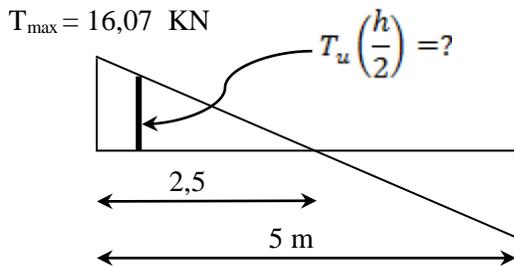


Figure III.7 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{X - \left(\frac{h}{2} \right)} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

Avec : $T_{\max} = 13,72 \text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{5}{2} + \frac{3,69 - 3,69}{5,90 \times 5} = 2,5 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{16,07 \times (5 - 0,10)}{5} = 15,74 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{15,74 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,180} = 0,728 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,728 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 6,39 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

VII. Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,364 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,40 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq 0,02 \text{ cm}$

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

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003)

❖ **Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_t ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$$

❖ **Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

VIII. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 16,02 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 10,85 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{10,85}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 66,97 \text{ KN}$$

$$F_u = 66,97 \text{ KN} > T_u = 16,07 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

IX. Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 16,07 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,019 \text{ m} = 1,90 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 50cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(46 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$a = 16,2 \text{ cm} > 1,60 \text{ cm} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

X. Entraînement des armatures :

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A.

T : L'effort tranchant max ; $T = 16,07 \text{ KN}$.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 3$.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{16,07 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,05 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

XI. Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_s}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35\text{cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5\text{cm}$$

III.2.3.4- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0,045 \geq 0,045 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0,045 < \frac{11,57}{15 \times 13,33} = 0,057 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_s} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,01 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} et la 3^{ème} III.2.3.3^e condition n'est pas vérifiée ; Donc on passe au calcul pratique de la flèche :

On va calculer :

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_i} \quad ; \quad F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_v}$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application.

Avec :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$If_i = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} \quad ; \quad If_v = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

I_0 : moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G.

If_i : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

If_v : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

➤ Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + \left[\frac{(h - h_0) \cdot b_0 \cdot (h - h_0)}{2}\right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) \cdot b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4) \times \left(\frac{4}{2} + 20 - 4\right) + \left[\frac{(20 - 4) \times 12 \times (20 - 4)}{2}\right] + 15 \times 3,39 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 3,39}$$

$$y_G = 12,56 \text{ cm}$$

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_g = \frac{b \cdot y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + \eta \cdot A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \times 12,56^3}{3} - \frac{(65 - 12) \times (12,56 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,56)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18 - 12,56)^2$$

$$I_g = 35001,24 \text{ cm}^4$$

➤ **Charges prises en comptes :**

- 1) Charge avant mise de revêtement : $J = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}$.
- 2) Charge après mise de revêtement : $G = 5,06 \times 0,65 = 3,289 \text{ KN/m}$.
- 3) Charge totale à l'E.L.S : $P = (G+Q) : P = (5,06+1,5) \times 0,65 = 4.264 \text{ KN/m}$.

➤ **Calcul des moments correspondants :**

$$M_j = \frac{0,85 \cdot J \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 1,82 \times (5)^2}{8} = 4,83 \text{ KN.m}$$

$$M_G = \frac{0,85 \cdot G \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 3,289 \times (5)^2}{8} = 8,73 \text{ KN.m}$$

$$M_P = \frac{0,85 \cdot P \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 4,264 \times (5)^2}{8} = 11,32 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{4,83 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 87,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{8,73 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 158,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{11,32 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 206,12 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des coefficients f ; λ_i ; λ_v :**

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot f} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,015} = 2,76$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 2,76 = 1,104$$

➤ **Calcul des coefficients (μ_i) :**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,015 \times 87,95) + 2,1} = 0,50 \\ \mu_G = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,015 \times 158,96) + 2,1} = 0,68 \\ \mu_P = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,015 \times 206,12) + 2,1} = 0,74 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments d'inertie après fissuration :**

$$If_i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} ; I_0 = I_G = 35001,24 \text{ cm}^4.$$

$$If_j = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 2,76 \times 0,50} = 16177,04 \text{ cm}^4.$$

$$If_G = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 2,76 \times 0,68} = 13383,39 \text{ cm}^4.$$

$$If_P = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 2,76 \times 0,74} = 12654,93 \text{ cm}^4.$$

$$If_v = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 1,104 \times 0,68} = 21991,73 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul des valeurs de la flèche correspondante :**

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}}$$

$$F_{ij} = \frac{4,83 \times (5)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 16177,04} = 0,23 \text{ cm}$$

$$F_{iG} = \frac{8,73 \times (5)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 13383,39} = 0,50 \text{ cm}$$

$$F_{iP} = \frac{11,32 \times (5)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 12654,93} = 0,69 \text{ cm}$$

$$F_{vg} = \frac{8,73 \times (5)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 21991,73} = 0,91 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{iP} - F_{iG}$$

$$F_{\text{total}} = 0,91 - 0,23 + 0,69 - 0,50$$

$$F_{\text{total}} = 0,87 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,89 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 1 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc, il n'y a pas de risque de la fleche

III.2.3.5-Dessin de ferrailage des poutrelles :

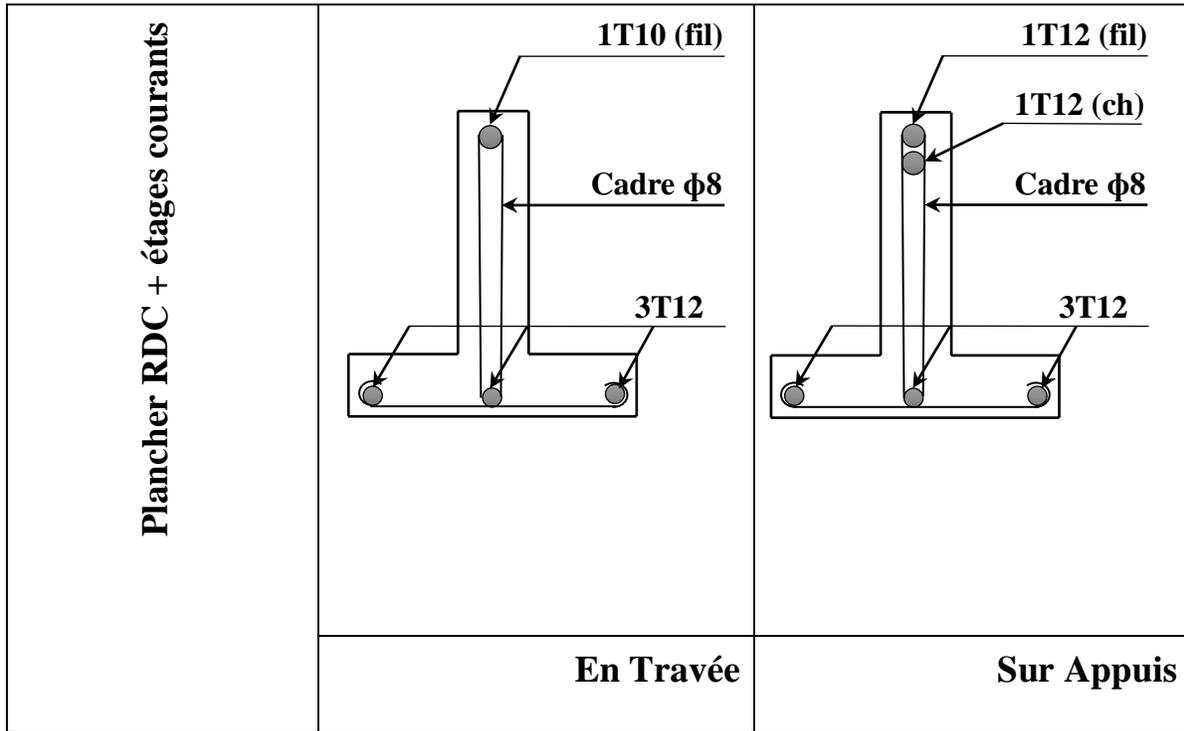
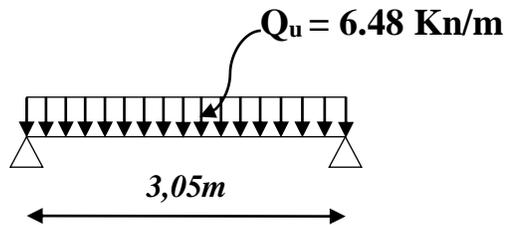


Figure III.8 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants et RDC

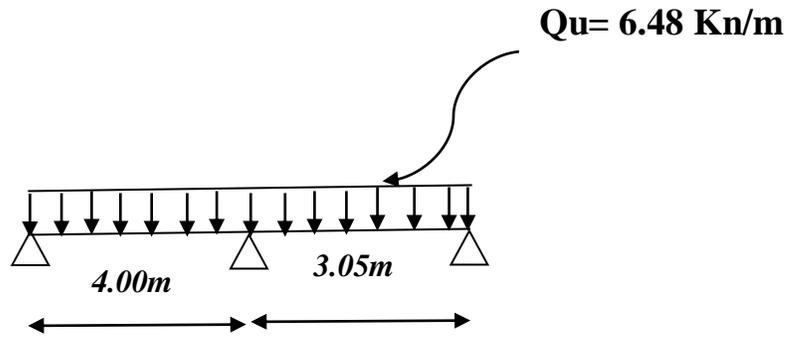
III.2.2- Calcul des poutrelles des planchers de terrasse

II.2.1.1-Les types des poutrelles :

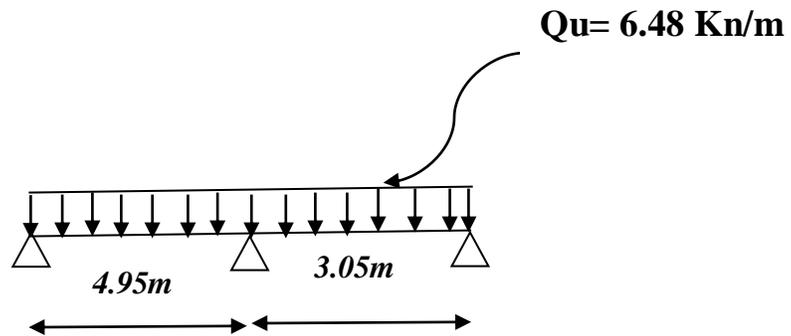
Type 01 :



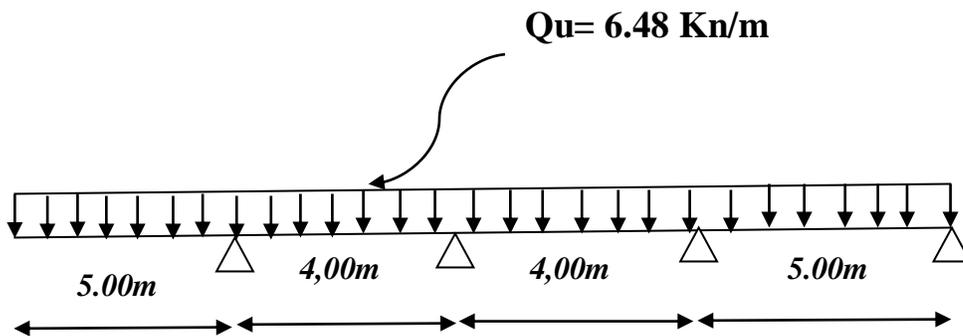
Type 02 :



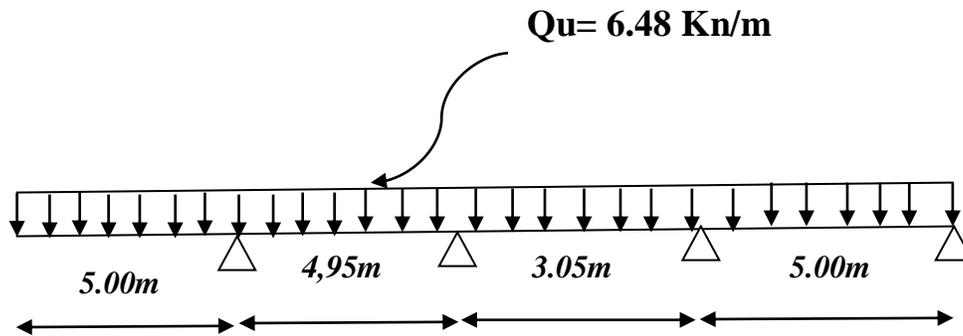
Type 03



Type 04 :

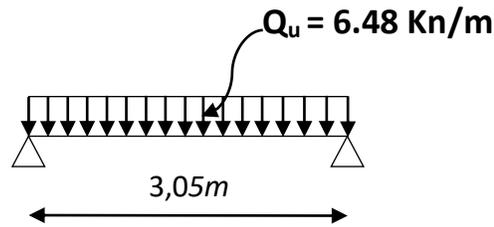


Type 05:

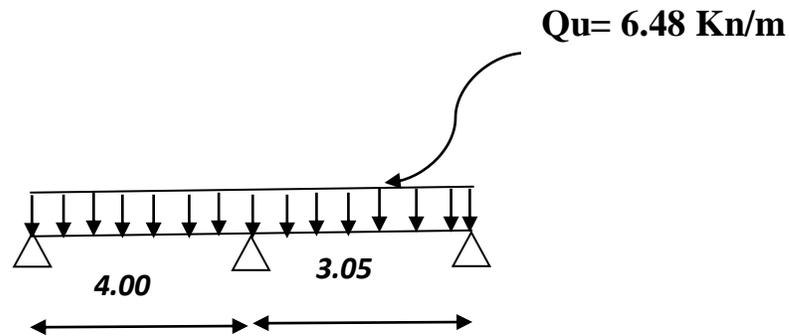


Ferraillage de la dalle de compression

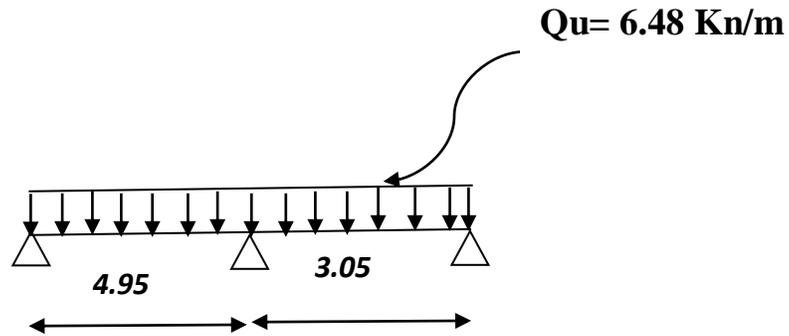
Type 01 :



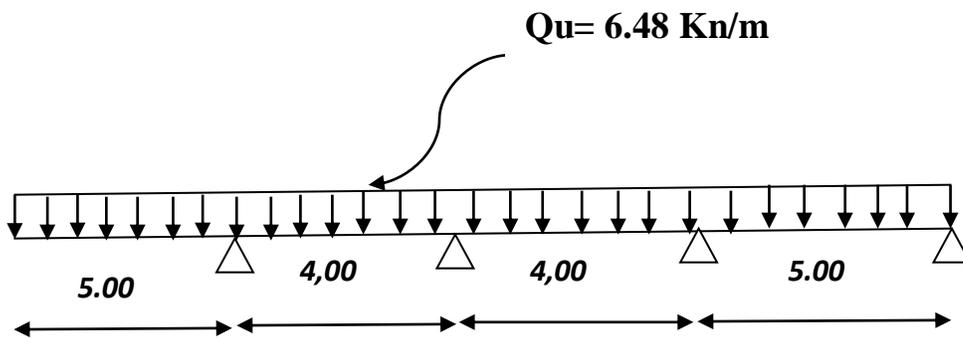
Type 02 :



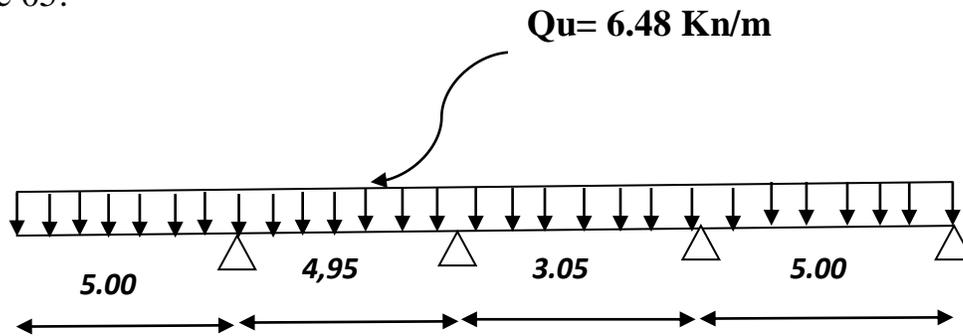
Type 03



Type 04 :



Type 05:



III.2.3 Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus

Type	Travée	L (m)	E.L.U (KN.m)						E.L.S (KN.m)			
			M ₀	M _T	M _W	M _E	T _W	T _E	M ₀	M _T	M _W	M _E
01	A-B	3,05	7,54	6,03	1,51	1,51	9,89	9,89	5,50	4,40	1,10	1,10
02	A-B	4	12,97	6,89	2,59	9,56	11,23	14,71	9,46	5,03	1,89	6,98
	B-C	3,05	7,54	2,01	9,56	1,51	12,53	7,25	5,50	1,46	6,98	1,10
03	A-B	4,95	19,86	11,05	3,97	13,65	14,10	18,01	14,49	8,06	2,90	9,96
	B-C	3,05	7,54	0,04	13,65	1,51	13,87	5,91	5,50	0,03	9,96	1,10
04	A-B	5	20,27	11,86	4,05	12,75	14,47	17,95	14,79	9,22	2,96	8,19
	B-C	4	12,97	0,48	12,75	14,15	12,62	13,32	9,46	2,45	8,19	5,84
	C-D	4	12,97	2,27	14,15	7,26	14,69	11,25	9,46	3,40	5,84	6,29
	D-E	5	20,27	14,61	7,26	4,05	16,86	15,57	14,79	10,16	6,29	2,96
05	A-B	5	20,27	11,02	4,05	14,44	14,14	18,29	14,79	8,89	2,96	8,84
	B-C	4,95	19,86	3,38	14,44	18,53	15,23	16,88	14,49	6,75	8,84	6,65
	C-D	3,05	7,54	6,87	18,53	10,30	12,59	7,19	5,50	2,23	6,65	8,82
	D-E	5	20,27	13,09	10,30	4,05	17,46	14,96	14,79	8,90	8,82	2,96

Les sollicitations maximales de calcul sont

$$E, L, U \begin{cases} M_{t \max} = 14,61 \text{ Kn.m} \\ M_{rives \max} = 4,50 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 18,53 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 18,29 \text{ Kn} \end{cases} \quad E, L, S \begin{cases} M_{t \max} = 10,16 \text{ Kn.m} \\ M_{rives \max} = 2,96 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 9,96 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

III.3.3.1-Calcul des Armatures longitudinales (à l'ELU) :

❖ En travée :

On doit calculer le moment d'équilibre de la table M_t , pour déterminer la position de l'axe neutre.

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 25,78 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 14,61 \text{ kN.m} < M_t = 25,78 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension ($b \times h_t$) = (65 x 20) cm² soumise à :

$$M_{t \max} = 14,41 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,61 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,048 < \mu_t = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,61 \times 10^3}{0,975 \times 18 \times 348} = 2,39 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,25)^3 - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s \text{ cal}} = 2,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

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

❖ Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,53 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,336 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,336 \rightarrow \beta = 0,786$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,53 \times 10^3}{0,786 \times 18 \times 348} = 3,76 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 3,76 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$;Condition vérifiée

On prend : 1T16 (filante) + 1T16 (chapeau) ; $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

❖ **Sur appui de rive :**

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,50 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,081 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,081 \rightarrow \beta = 0,957$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,50 \times 10^3}{0,957 \times 18 \times 348} = 0,75 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 0,75 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ; $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

III.3.3.2 -Vérification à l'E.L.S :

Le moment dans le plancher terrasse est ($M_{ser}=10,16 \text{ Kn.m}$)

- **Position de l'axe neutre :**

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$b=65\text{cm}$; $\eta=15$; $A'=0$; $A=3,39 \text{ cm}^2$; $d=18 \text{ cm}$; $b_0=12\text{cm}$.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 262,85y - 1339,3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,62\text{cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0)\frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = 2122,73 - 4 + 9117$$

$$I = 11235,7 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

I. Détermination des contraintes dans le béton comprimé

σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,16 \times 10^3}{11235,7} \times 4,61 = 4,16 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,16 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée

II. Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = 15 \times 10^3 \times \frac{10,16(18-4,61)}{11235,7} = 181,62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_s; 110\sqrt{n f_{tj}} \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = 181,62 < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau}{b_0 \times d} = \frac{18,28 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,84 \text{ MPa}$$

IV. Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V. Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L_{min}}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 5 \text{ mm}$

VI. Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(16,20 ; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t = 16,20 \text{ cm}$$

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

VII. La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_s}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

$k = 1$ (fissuration préjudiciable)

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_s = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ par la méthode des triangles semblables.

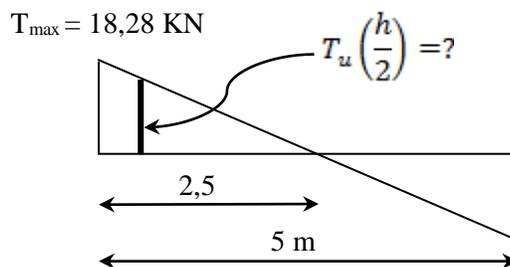


Figure III.9 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

Avec : $T_{max} = 18,28 \text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{5}{2} + \frac{2,96 - 2,96}{4,73 \times 5} = 2,50 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{18,28 \times (5 - 0,10)}{5} = 17,91 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{17,91 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,180} = 0,82 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,82 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 1,23 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

VIII. Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,34 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,40 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}$

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

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003)

❖ Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_t ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$$

❖ Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

IX. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 18,28 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 9,96 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{9,96}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 61,48 \text{ KN}$$

$$F_u = 61,48 \text{ KN} > T_u = 18,28 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

X. Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T2\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que:

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 18,28 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 45 cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(41 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$a = 16,2 \text{ cm} > 1,70 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

XI. Entraînement des armatures :

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A.

T : L'effort tranchant max ; T = 18,28KN.

n: Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{18,28 \times 10^3}{16,2 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 0,99 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,99 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

XII. Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_s}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35\text{cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5\text{cm}$$

III.3.3.3- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0,045 \geq 0,045 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0,045 > \frac{10,16}{15 \times 14,61} = 0,047 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_s} \Rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,01 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée ; Donc on passe au calcul pratique de la flèche :

On va calculer :

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_i} \quad ; \quad F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_v}$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application.

Avec :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,2MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,86MPa$$

$$If_i = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_i x \mu_i} \quad ; \quad If_v = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_v x \mu_g}$$

I_0 : moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G.

If_i : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

If_v : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

➤ **Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + \left[\frac{(h - h_0) \cdot b_0 \cdot (h - h_0)}{2}\right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) \cdot b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4) \times \left(\frac{4}{2} + 20 - 4\right) + \left[\frac{(20 - 4) \times 12 \times (20 - 4)}{2}\right] + 15 \times 3,39 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 3,39}$$

$$y_G = 12,56 \text{ cm}$$

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_g = \frac{b \cdot y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + \eta \cdot A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \times 12,56^3}{3} - \frac{(65 - 12) \times (12,56 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,56)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18 - 12,56)^2$$

$$I_g = 35001,24 \text{ cm}^4$$

➤ **Charges prises en comptes :**

- 4) Charge avant mise de revêtement : $\mathbf{J = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m.}}$
- 5) Charge après mise de revêtement : $\mathbf{G = 6,28 \times 0,65 = 4,082 \text{ KN/m.}}$
- 6) Charge totale à l'E.L.S : $\mathbf{P = (G+Q) : P = (6,28+1,00) \times 0,65 = 4,732 \text{ KN/m.}}$

➤ **Calcul des moments correspondants :**

$$M_j = \frac{0,85 \cdot J \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 1,82 \times (5)^2}{8} = 4,83 \text{ KN.m}$$

$$M_G = \frac{0,85 \cdot G \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 3,289 \times (5)^2}{8} = 8,73 \text{ KN.m}$$

$$M_P = \frac{0,85 \cdot P \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 4,264 \times (5)^2}{8} = 11,32 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{4,83 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 87,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{8,73 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 158,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{11,32 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 206,12 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des coefficients f ; λ_i ; λ_v :**

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot f} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,015} = 2,76$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 2,76 = 1,104$$

➤ **Calcul des coefficients (μ_i) :**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,015 \times 87,95) + 2,1} = 0,50$$

$$\mu_G = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,015 \times 158,96) + 2,1} = 0,68$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,015 \times 206,12) + 2,1} = 0,74$$

➤ **Calcul des moments d'inertie après fissuration :**

$$I_{f_i} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i}; I_0 = I_G = 35001,24 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_j} = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 2,76 \times 0,50} = 16177,04 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_G} = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 2,76 \times 0,68} = 13383,39 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_P} = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 2,76 \times 0,74} = 12654,93 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_v} = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 1,104 \times 0,68} = 21991,73 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul des valeurs de la flèche correspondante :**

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}}$$

$$F_{ij} = \frac{4,83 \times (5)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 16177,04} = 0,23 \text{ cm}$$

$$F_{iG} = \frac{8,73 \times (5)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 13383,39} = 0,50 \text{ cm}$$

$$F_{iP} = \frac{11,32 \times (5)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 12654,93} = 0,69 \text{ cm}$$

$$F_{vg} = \frac{8,73 \times (5)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 21991,73} = 0,91 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{iP} - F_{iG}$$

$$F_{\text{total}} = 0,91 - 0,23 + 0,69 - 0,50$$

$$F_{\text{total}} = 0,87 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$F_{total} = 0,87 \text{ cm} < F_{adm} = 1 \text{ cm}$ condition vérifiée.

III.3.3.4-Dessin de ferrailage des poutrelles :

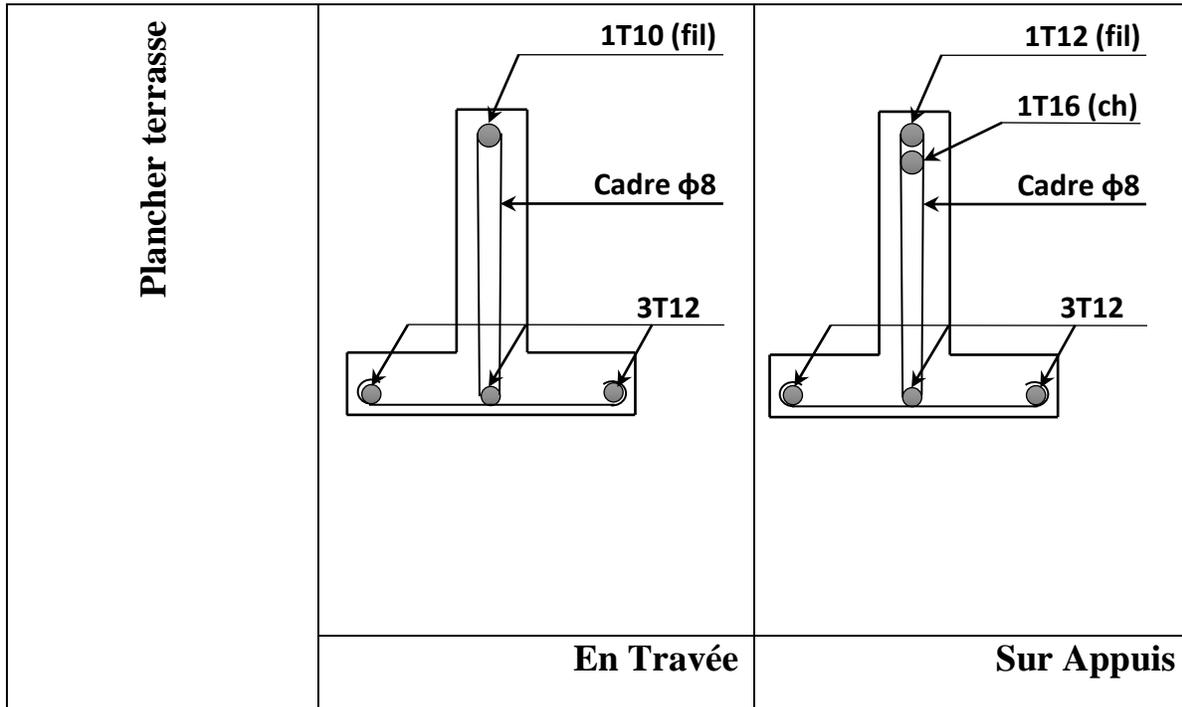


Figure III.10 : Dessin de ferrailage des poutrelles de terrasse

III.4-Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

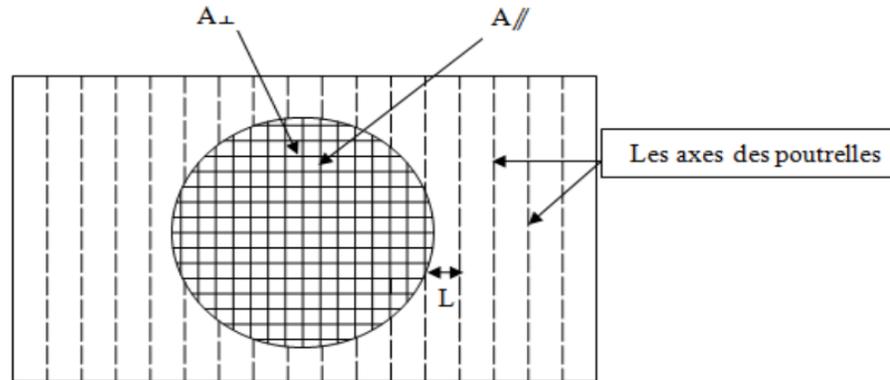


Figure III.11 : ferrailage de la dalle de compression

❖ Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

❖ Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 235 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 225 = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{\parallel} \geq 1,41/2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend $A_{\parallel} = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{m}$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 6$ avec un espacement de 15 cm

Chapitre IV : Etude **des éléments non structuraux**

IV.1-Acrotère :**IV.1.1-Introduction :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M, N) Soit une section de : (10 x100) cm²

IV.1.2-Dimensions :

- La hauteur $h = 60 \text{ cm}$
- L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

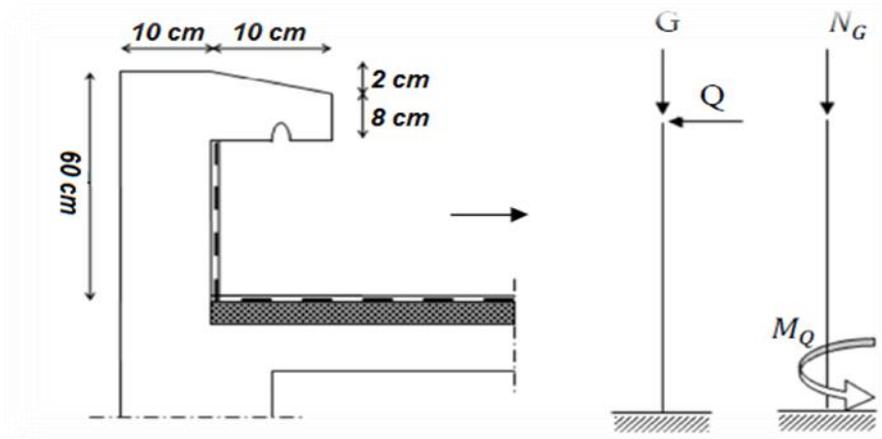


Figure IV.1: Schéma statique et dimensions de l'acrotère

IV.1.3-Calcul des sollicitations :

a) Poids propre :

$$S = \left[(0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ kN/ml}$$

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

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,725 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN/ml}$$

d) Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ kN.m}$$

e) Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

f) Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,33} = 0,386 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,386 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV.1.4-Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée

$$M_u = N_u \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,33 \left[0,386 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,33) - 0,97 = -0,80 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ kN.m}$$

$$24,80 \text{ kN.m} - 0,80 \text{ kN.m} < 24,80 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

IV.1.5-Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

IV.1.5.1-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1 \times (1 - (0,4\alpha_1))$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

Avec :

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,008 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

- A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple .

- A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,311 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,311 - \frac{2,33 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,244 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.1.5.2-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

- a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,73 \text{ kN/ml (W}_p)$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,73} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$\Rightarrow A_{s \min} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{su} ; A_s ; A_{\min}) \Rightarrow \max (0,311 ; 0,244 ; 1,01)$$

$$A_s = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4φ6** ; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte. ; $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow 4\phi 8$

IV.1.6-Vérification des contraintes (E.L.S.) :

❖ **Moment de service :**

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,725 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - (15)(2,01)(9 - y) = 0$$

$$50y^2 - 30,15y - 271,35 = 0 \quad , \quad y = 2,00\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,00^3}{3} + (15 \times 2,01 \times (9 - 2)^2)$$

$$I = 1744,02 \text{ cm}^4$$

a) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1744,02} \times 2 = 0,74\text{MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,74 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67\text{MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1744,02} \times (9 - 2) = 39,13 \text{ MPA}$$

$\sigma_{st} = 39,13\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa}$;Condition vérifiée

c) Contrainte de cisaillement :

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$;Condition vérifiée

d) Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante : $F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,73$ kN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,73 = 0,83 \text{ kN}$$

$F_p = 0,83 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$;Condition vérifié

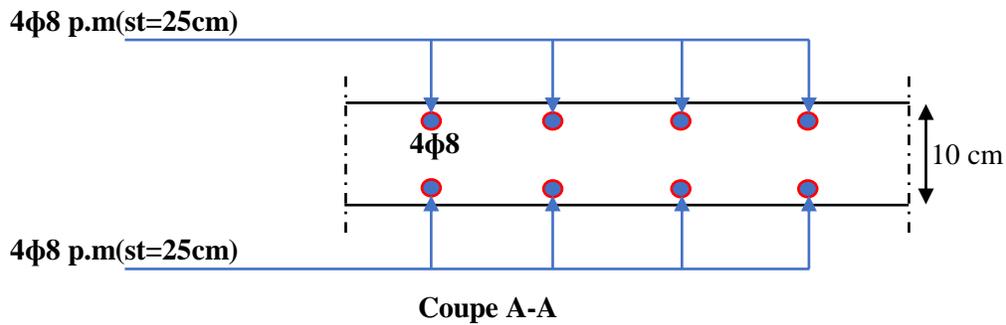
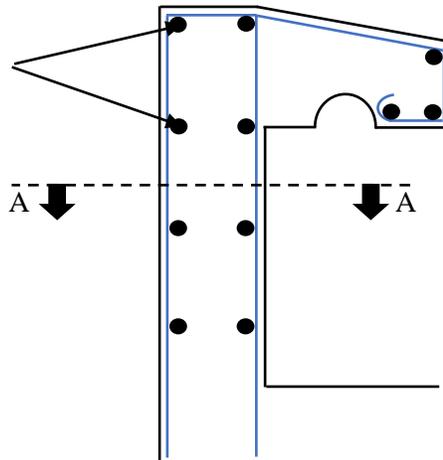


Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère

IV.2-Escaliers :**IV.2.1-Introduction :**

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Le terme a pour origine étymologique « *scala* », l'« échelle » en latin. Le métier correspondant est celui d'escaliéteur.

➤ Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle le contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

➤ **Un seul type d'escalier :**

Un escalier droit à palier intermédiaire est un escalier dont toutes les marches sont rectangulaires. Il comporte au minimum deux volées de marche, séparées par un palier intermédiaire. Le palier intermédiaire est une plateforme de superficie variable qui permet de relier les volées. Pour être considéré comme palier intermédiaire, celui-ci doit mesurer au minimum un pas de foulée plus un giron, c'est-à-dire la distance qui sépare le nez de deux marches consécutives

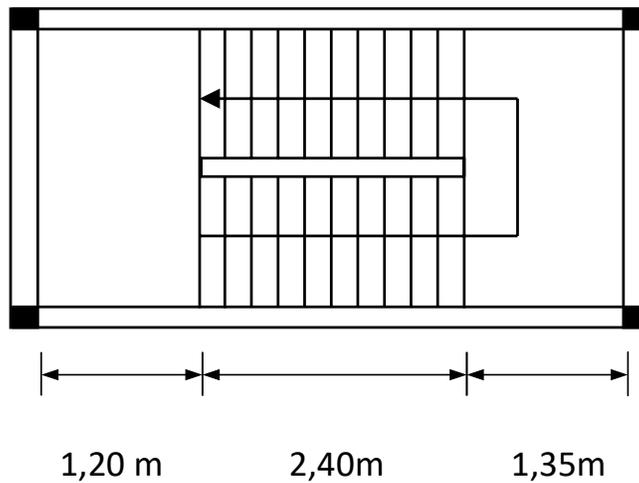


Figure IV.3schéma représente Un seul type d'escalier

IV.2.1.1. Dimensionnement des escaliers :▪ **Les marches :**

Pour les dimensions des marches "g" et des contremarches "h", on utilise la formule de Blondel : (pour une volée d'escalier)

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}(1)$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contremarche).

g : largeur de la marche (giron).

On prend $2h + g = 64 \text{ cm}$

H : hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs :

$$H = n \cdot h = \frac{H}{2}$$

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée : $L = (n - 1) g$

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = (n - 1) g \Rightarrow g = \frac{L}{n - 1}$$

D'après blondel on a :

$$(1) \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \frac{H}{n} = m$$

Et puis :

$$mn^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \dots \dots (2)$$

Avec : $m=64 \text{ cm}$.

$$H = \frac{306}{2} = 153\text{cm} \text{ et } L = 240 \text{ cm}$$

Donc l'équation (2) devient :

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

La solution de l'équation est :

$n=9$ contremarches.

Donc le nombre de marche est :

$$n-1 = 8 \text{ marches.}$$

Puis :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{181} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,557 \Rightarrow (\alpha = 29,54^\circ \text{ et } \cos \alpha = 0.87)$$

- **Epaisseur de la pailasse (ev) :**

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow \frac{240}{30 \cos 29,5} \leq ev \leq \frac{240}{20 \cos 29,5}$$

$$\Rightarrow 9,2 \leq ev \leq 13,80$$

On adopte : **ev=12 cm**

- **Epaisseur du palier (ep) :**

$$ep = \frac{ev}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos 29,54^\circ} = 13,8 \text{ cm}$$

On adopte : **ep=14 cm.**

- **Emmarchement (E) :**

$$E = 1.10 \text{ m}$$

- **Epaisseur du jour :**

L'épaisseur du jour est de 40cm.

IV.2.1.2. Descente de charges :

Évaluation des charges et surcharges :

- **Paillasse :**

Tableau IV.1 : Charges et surcharge de la volée de l'escalier.

Désignation de la charge	Valeur en kn/m^2	
	1 - Revêtement en carrelage horizontal (2cm)	0.2
2 - Mortier en ciment horizontal (2cm)	0.2	0.4
3 - Lait de sable (2cm)	0.18	0.36
4 - Revêtement en carrelage vertical (2cm) : $C_h \times h/g$		0.23
5 - Mortier en ciment vertical (2cm) : $M_h \times h/g$		0.23
6 - Poids propre de paillasse : $e \text{ paillasse} \times \gamma_b / \cos \alpha$		3.45
7 - Poids propre des marches : $\gamma_b \times h/2$		2.13
8 - Garde – corps métallique		0.1
9 - Enduite en ciment (2cm)	0.1	0.2
La charge permanente	$G = 7.14 \text{ kn/m}^2$	
La surcharge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$	

IV.2.1.3. Combinaison des charges pour une bande de 1 m de largeur :**IV.2.1.4.A L'E.L.U :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = [(1.35 \times 7.14) + (1.5 \times 2.5)] \times 1\text{ml}$$

$$q_u = 13.4 \text{ kn/ml.}$$

IV.2.1.5.A L'E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (7.14 + 2.5) \times 1\text{ml} = 9.64 \text{ kn/ml.}$$

- Palier :**Tableau IV.2 : charges et surcharge du palier de l'escalier.**

Désignation de la charge	Valeur en kn/m^2
1 - Revêtement en carrelage horizontal (2cm)	0.40
2 - Mortier en ciment horizontal (2cm)	0.40
3 - Lait de sable (2cm)	0.36
4 - Poids propre de palier : $e_{\text{palier}} \times \gamma_b$	3.5
5 - Enduite en ciment (2cm)	0.20
La charge permanente	$G = 4.86$
La surcharge d'exploitation	$Q = 2.5$

IV.2.1.6. Combinaison des charges pour une bande de 1 m de largeur :

IV.2.2.1.A L'E.L.U :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = [(1.35 \times 4.86) + (1.5 \times 2.5)] \times 1\text{ml}$$

$$q_u = 10.31 \text{ kn/ml.}$$

IV.2.2.2.A L'E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (4.86 + 2.5) \times 1\text{ml}$$

$$q_s = 7.36 \text{ kn/ml.}$$

IV.2.2.3. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U:

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13.4 - 10.31}{10.31} = 0.30 = 30\% > 10\%$$

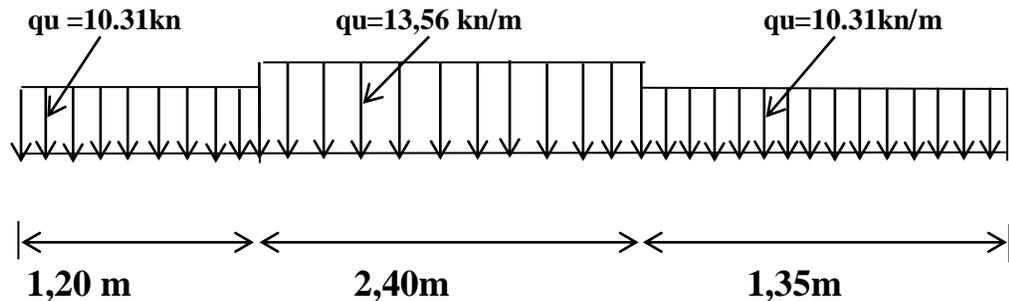


Figure IV.4 : Schéma statique d'une volée + paliers.

a. Détermination des réactions :

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow V_A + V_B = 53,83\text{Kn.}$$

$$\frac{\Sigma M}{A} = 0 \rightarrow -V_A \times 4,95 [10.31 \times 1,2 \times 4,35] + [(13,56 \times 2,55 \times 2,4)] + [(10.31 \times 1,35 \times 0,675)] = 0$$

$$\Rightarrow V_A = \frac{146,20}{4,95} = 29,53$$

$$\Rightarrow V_B = 29,53 \text{ Kn.}$$

b. Effort tranchant et moment fléchissant :

$$1,2 \leq x \leq 3,6$$

$$X = 2,475$$

$$\Rightarrow M_{\max}(x = 2,475) = 29,53 \times 2,475 - 10,31 \times 1,2 \left(2,475 - \frac{1,2}{2} \right) - 13,55 \left(\frac{2,475 - 1,2}{2} \right)^2$$

$$M_{\max} = 38,87 \text{ KN.m}$$

IV.2.2.4. Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 \rightarrow M_t = 0,85 \times 38,87 = 33,03 \text{ k}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a = 0,5 M_0 \rightarrow M_a = 0,5 \times 38,87 = 19,43 \text{ KN. m}$$

IV.2.2.5. Ferrailage de l'escalier :

a- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 38,87 \text{ kn. m} ; h = 14 \text{ cm} ; D = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m.}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{38,87 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,199 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A's = 0$$

On a $\beta = 0.877$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{33,03 \times 10^3}{0.866 \times 12,6 \times 348} = 8,69 \text{ cm/ml}$$

On adopte : **5T16** ($A_{pr} = 10,05 \text{ cm/m}$). $St = 17 \text{ cm}$.

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,51 \text{ cm/ml}$$

On adopte : **5T10** ($A_{pr} = 5,53 \text{ cm/m}$). $St = 20 \text{ cm}$.

b- sur appuis :

Le moment ultime :

$M_a = 19,43 \text{ kn.m}$; $h = 14 \text{ cm}$; $D = 0.9h = 12,6 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$.

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{19,43 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14.17} = 0,086 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$$

$$A'_s = 0$$

On a $\beta = 0.955$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19,43 \times 10^3}{0.955 \times 12,6 \times 348} = 4,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T14** ($A_{pr} = 7,70 \text{ cm/m}$). $St = 17 \text{ cm}$.

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm/ml}$$

On adopte : **5T10** ($A_{pr} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$). $St = 20 \text{ cm}$.

IV.2.2.6. Vérifications :

a- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12,6 \times 2.1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$A_s = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \times 10 = \frac{35,71 \times 10}{100 \times 15,3} = 0,33 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa.}$

$\tau_u = 0,33 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

c- Vérification au niveau des appuis :

$$A_{adm} = \frac{1,1}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(35,71 + \frac{19,43 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 7,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{min} = 1,52 < A_{adm} = 7,07$

IV.2.2.7. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

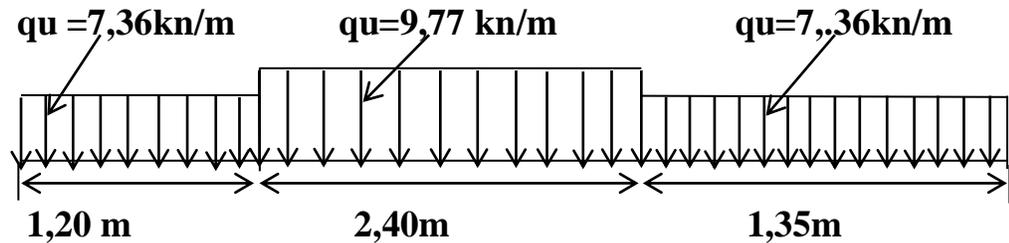


Figure IV.4 : Schéma statique d'une volée + paliers.

$V_A + V_B = 42,12$

$\Sigma M/B = 0$

$V_A = \frac{104,51}{4,95} = 21,19$, $V_B = 20,93$

$$X=2,475$$

$$M_{\max}(x2,475)=27,94$$

$$M_{\max} = 0,85 \times M_{\text{oser}} = 0,85 \times 27,94$$

$$M_{\max} = 0,5 \times M_{\text{oser}} = 0,5 \times 27,94$$

a- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 23,74 \text{ kn.m} ; h = 19 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m.}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{23,74 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,143 < \mu_l = 0,392$$

$$\Rightarrow A's = 0$$

$$\text{On a } \beta = 0,923$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,74 \times 10^3}{0,909 \times 10,8 \times 348} = 6,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4T14** ($A_{pr}=7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$). et $S_t=20 \text{ cm}$

IV.2.3.1. Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 115,5y - 1247,04 = 0 \rightarrow y = 3,97 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

IV.2.3.2. Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,97^2}{3} + (15 \times 7,70)(10,8 - 3,97)^2 = 7473,64 \text{ cm}^4$$

IV.2.3.3. Détermination de contrainte dans le béton comprimé

σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{13,97 \times 10^5}{7473,64} \times 3,97 = 0,0016 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 12,61 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b- sur appuis :

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13,97 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,0062 < \mu_l = 0,392$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

On a $\beta = 0,968$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,97 \times 10^3}{0,959 \times 12,6 \times 348} = 3,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T10** ($A_{pr} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$).

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.2.3.4. Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 84,75 - 1067,85 = 0 \rightarrow y = 3,85 \text{ cm.}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

IV.2.3.5. Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,85^3}{3} + (15 \times 5,65)(12,8 - 3,35)^2$$

$$I = 8390,89 \text{ cm}^4$$

IV.2.3.6. Détermination de σ_{bc} dans le béton comprimé

σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{13,97 \times 10^3}{8390,89} \times 3,85 = 6,40 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6,4 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IV.3.3.7 Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \rightarrow 0.05 > 0.033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} > \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.0071 > 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

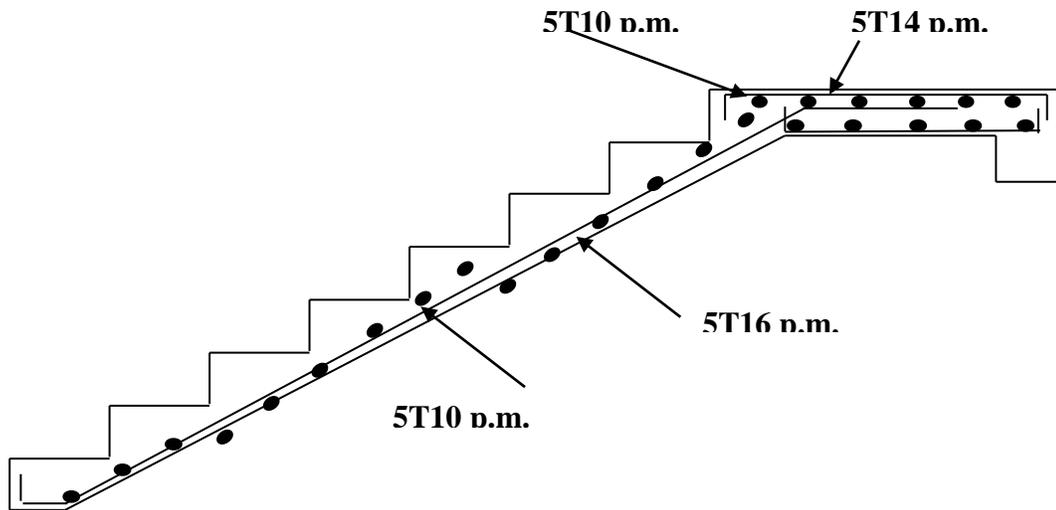


Figure IV.5 : Schéma de ferraille

IV.2.4. Dimensionnement de la poutre palière :

Selon le B.A.E.L 91/1999 [2], le critère de rigidité est

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \rightarrow 22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27\text{cm}$

$0,4d \leq b \leq 0,8d \rightarrow 10,85 \leq b \leq 21,6$

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

IV.2.4.1. Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 [3]:

$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition Vérifiée .

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition Vérifiée .

$\frac{h}{b} = 1 < 4 \Rightarrow$ Condition Vérifiée

IV.2.4.2. Charges supportées par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ kN/m}$

Réaction du palier : $R_b = 35,31 \text{ KN/m}$

$qu = (1,35 \times 2,25) + 35,31 = 38,35 \text{ kN/m}$

$q_{ser} = 2,25 + 25,31 = 27,56 \text{ KN/m}$

IV.2.4.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_o = \frac{qu l^2}{8} = \frac{32,337 \times 3,3^2}{8} = 44,01 \text{ KN.m}$$

$M_t = 0,85 \times M_o = 0,85 \times 44,01 = 37,405 \text{ kn.m}$

$M_a = 0,5 \times M_o = 0,5 \times 44,01 = 22,005 \text{ KN.m}$

IV.2.4.4. Calcule du ferrailage a l'E.L.U**En travée****Le moment réduit μ**

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{37,40 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow A's = 0$$

On a $\beta = 0.936$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{37,40 \times 10^3}{0.996 \times 27 \times 348} = 4,25 \text{ m}^2/\text{ml}$$

On prend comme choix **3T12 fil + 3T12chap avec****Aadm=6,79cm²****Sur appuis:****Le moment ultime**

Ma=22,005 KN.m

Le moment réduit μ

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{22,005 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,070 < \mu_1$$

$$\Rightarrow A's = 0$$

On a $\beta = 0.964$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{22,005 \times 10^3}{0.964 \times 27 \times 348} = 3,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend comme choix **3T12 fil + 3T12 chap avec**

A_{adm}=6,79cm²

La vérification

IV.2.4.5. Condition non ferrailage

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_t}{F_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,98 \text{cm}^2$$

A_{st}=6,79cm²/ml → A_{min}=0,98cm²/mlcondition vérifiée

Justification vis-à-vis de l’effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{32,35 \times 3,3}{2} = 53,35 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{53,35 \times 10}{30 \times 27} = 0,66 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \min(0,13 f_t, 28,5 \text{MPa}) = \min(0,13 \times 25; 5 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}$$

τ_u = 0,66MPa < τ_u = 3,25MPacondition vérifiée

IV.2.4.6. Vérification aux niveaux des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(53,35 + \frac{22,005 \times 10^2}{0,9 \times 27} \right) = 4,13 \text{cm}^2/\text{ml}$$

A_{adm}=6,79 > A_{min}=4,13.....condition verifie

IV.2.4.6. Les vérification des conditions à l’ E.L.S

$$M_{ser} = \frac{Q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{31,55 \times 3,3^2}{8} = 42,947 \text{KN.m}$$

M_{tser}=0,85xMoser=36,50KN.m

M_{aser}=0,50xMose=21,47KN.m

En travée

M_t=36,50KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{36,50 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,117 < \mu_1$$

→ A's = 0

On a β = 0.994

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{36,50 \times 10^3}{0,994 \times 27 \times 348} = 3,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend comme choix **3T12 fil + 3T12chap avec**

A_{adm}=6,79cm²

IV.2.4.7. Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 9,16}{3} + (15 \times 6,79)(27 - 10,56)^2$$
$$= 35213,119 \text{ cm}^4$$

IV.2.5. Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 15 y^2 + 101,85 y - 2749,95 = 0 \rightarrow y = 10,56 \text{ cm.}$$

IV.2.5.1. Détermination de contrainte dans le béton comprimé

σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{36,50 \times 10^3}{35213,119} \times 10,56 = 10,94 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 10,94 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IV.2.5.2. Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30}$$

$$\frac{30}{330} = 0,09 > 0,033 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{AS}{b.d} > \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.0083 > 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IL n'est pas nécessaire de calcule de la flèche

IV.2.5.3. Ferrailage des armatures transversals

IV.2.5.4. Détermination des diamètres armatures transversals

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l \right\} = \min \{ 8 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement :

$$St \leq \{ 0,9d ; 35 \text{ cm} \} = \min \{ 24,3 \text{ cm} ; 35 \text{ cm} \}$$

D'apres le RPA99/2003

Zone nodale : $St \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\emptyset_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $St \leq 15\emptyset_l \Rightarrow St = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } St = 15 \text{ cm}$

Calcul de flèche

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{330} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,090 > 0,0625 \rightarrow \text{condition verifie}$$

$$\frac{Mtser}{10.Moser} = \frac{36,50}{10 \times 42,947} = 0,085$$

$$\frac{6,79}{30 \times 27} = 0,0083 \geq \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{condition verifie}$$

Il n'est pas nécessaire de calcul de la flèche

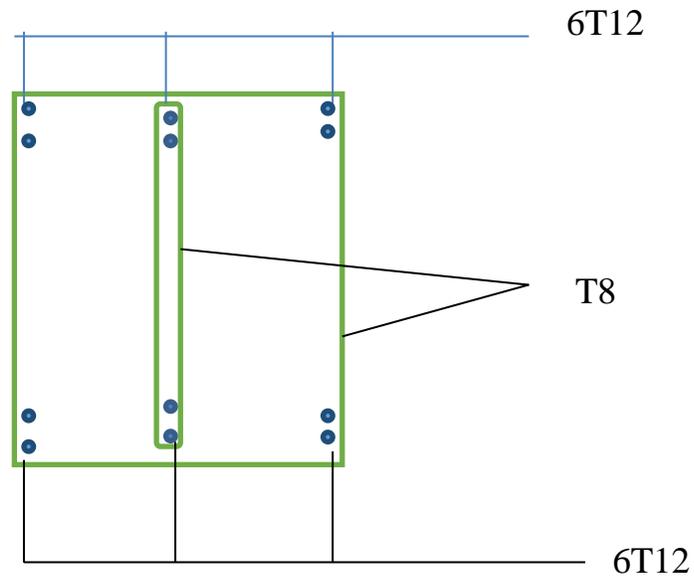


Figure IV.6 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

IV.3. Etude du balcon :

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation. Il est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres. Les balcons sont calculés comme des consoles sous l'effet des sollicitations (G et Q) Dans notre étude on a deux types de balcons :

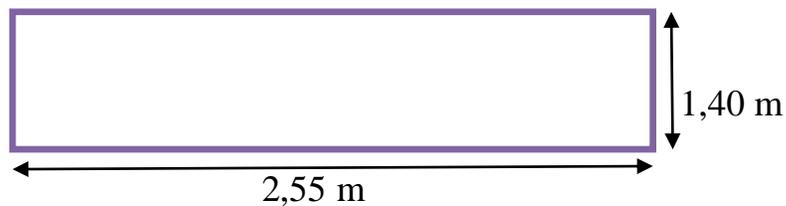


Figure IV.7: schéma représente type de balcon

IV.3.1. Balcon type**Tableau IV.3 charges et surcharge du balcon**

désignation	Epaisseur	Densité	poids
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	17	0,34
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit de ciment	0,02	0,18	0,36

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

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 1,40 \text{ m}$$

$$L_y = 2,55 \text{ m}$$

$$\alpha = L_x/L_y = 1,4/2,55 = 0,55 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur les deux sens}$$

IV.3.1.1. Evaluation des charges

$$qu = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 12,34 \text{ KN/m}^2$$

$$qu \times 1 \text{ m} = 12,34 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 8,75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} \times 1 \text{ m} = 8,75 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0,0894$$

$$\mu_y = 0,2500$$

IV.3.2.1. Calcul des moments :

- **Moment max :**

$$M_{0x} = \mu_x \times (p_u \times l_x^2) = 0,0894 \times 12,34 \times 1,40^2 = 2,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0,2500 \times 2,16 = 0,54 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 2,16 = 1,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 0,54 = 0,46 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a = -0,3 \times M_{0x} = -0,3 \times 2,16 = -0,648 \text{ KN.m}$$

IV.3.2.2. Ferrailage de la dalle pleine :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml. Avec une épaisseur $e=15 \text{ cm}$

- **Sens X-X :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348$$

$$M_{tx} = 1,84 \text{ KN.m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} \rightarrow \frac{1,84 \times 10^3}{0,9965 \times 13,5 \times 348} = 0,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu_x = \frac{M_{tx}}{B \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,84 \times 10^8}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,007$$

0,007 N'existe pas dans le tableau on adopté

$$\beta = 0,9965$$

- **Sens Ly**

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} \rightarrow \frac{0,46 \times 10^8}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,098 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu_y = \frac{M_{ty}}{B \times d \times \sigma_{bc}} \rightarrow \frac{0,46 \times 10^8}{100 \times 13,5 \times 14,17} = 0,024$$

$$\beta = 0,998$$

- **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{B \times d^2 \times \sigma_{bc}} \rightarrow \frac{0,648 \times 10^8}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,002$$

$$\beta = 0,999$$

$$A_{ty} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} \rightarrow \frac{0,648 \times 10^8}{0,999 \times 13,5 \times 348} = 0,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau IV.4: Ferrailage de la dalle pleine balcon

Sens		Mt (KN.m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)	St(cm)
Travée	X-X	1,84	0,40	4T10 (3,14)	20
	Y-Y	0,098	0,46	4T10 (3,14)	20
Appuis	X-X	0,648	0,13	4T10 (3,14)	20
	Y-Y				

Espacement des armatures :

Sens x – x : $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$,on prend $st = 20\text{cm}$

Sens y – y : $st_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 33\text{cm}$,on prend $st = 20\text{cm}$

IV.3.3.1. Vérification de diamètre des barres

$$\phi \leq \frac{e}{10} \rightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$$

L'ELU :

La condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \alpha > 0,4$$

Sens Ly :

$$A_{miny} = 6xh_0 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sens Lx :

$$A_{xmin} = A_{miny} \frac{3-\alpha}{2} = \frac{3-0,55}{2} = 1,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1,47 \text{ cm}^2/\text{m} < 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition vérifié

$$T_u = \frac{Q_{uxLY}}{2} + \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} \frac{12,36 \times 2,55}{2} + \frac{1}{1+\frac{0,55}{2}} = 16,54$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{B \times d} = \frac{16,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,12$$

$$\tau_{ad} = \frac{0,07}{\tau_u} F_{c28} \rightarrow \frac{0,07}{0,12} \times 2,1 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$0,12 < 1,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

E.L.S

$$\alpha = 0,55$$

$$\mu_x = 0,00936$$

$$\mu_y = 0,4150$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l \times 2 = 0,0936 \times 8,7 \times (1,40)^2 = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,4150 \times 1,16 = 0,664 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 1,16 = 1,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 0,664 = 0,561 \text{ KN.m}$$

IV.3.3.3 Etat limite de compression de béton :

- **Sens x-x :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 - 15 \times 3,14 \times (13,5 - y) =$$

$$50y^2 - 635,85 + 47,1y \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 \Rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

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

$$\frac{100 \times}{3} 3,13^3 + 15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2 = 6087,12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,36 \times 10^{-2}}{6087,12 \times 10^{-8}} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{\text{lim}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sens-y-y :**

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$y = 3,13 \text{ cm}$$

$$I = 6087,12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,66 \times 10^{-2}}{6087,12 \times 10^{-8}} \times 3,13 \times 10^{-2} = 0,33$$

$$0,33 < 15 \text{ MPa}$$

IV.3.4. Vérification de contrainte de l'acier :

- Fissuration nuisible :

$$\sigma_s = \min\left[\frac{2}{3} X f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}})\right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \text{ XMser}}{1} \times (d - y) = 15 \times \frac{\times 1,36 \times 10^{-3}}{6087,12 \times 10^{-8}} \times (13,5 - 3,13) \times 10^{-2} = 34,75 \text{ MPa}$$

$$34,75 < 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV.3.4.1 État limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Sens x-x :

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{0x}} \rightarrow \frac{0,15}{1,4} = 0,1 > \frac{1,84}{10 \times 2,16} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 2,33 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens-y-y :

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_{ty}}{10 \times M_{0y}} \rightarrow \frac{0,15}{2,55} = 0,05 > \frac{0,46}{10 \times 0,54} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 2,33 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

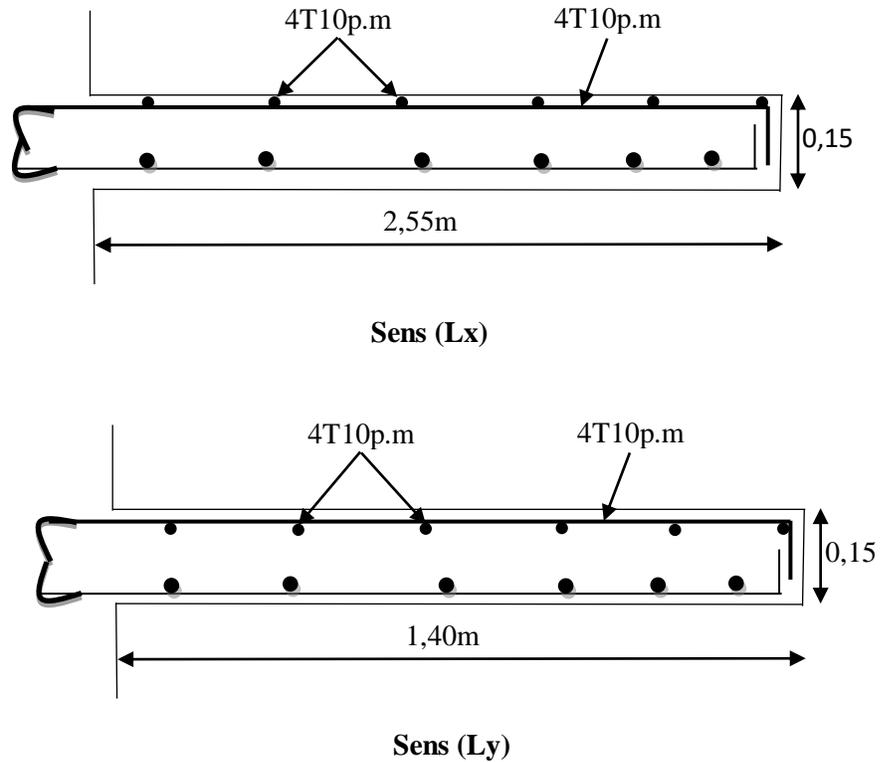


Figure IV.8: Ferrailage du balcon

IV-4. L'ascenseur :

IV-4.1. Introduction :

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges

IV-42. Etude de l'ascenseur :

On a opté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes :

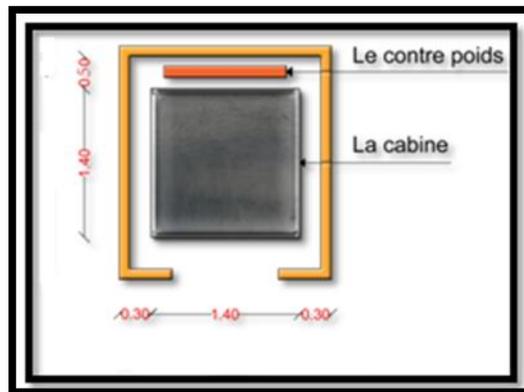


Figure : IV. 9 : Vue en plan de l'ascenseur

- Une largeur de la cabine : 1,4 m
- Une longueur de la cabine : 1,4 m

- Une hauteur de cabine de : 2,0 m
- Une largeur libre de passage de : 0,8m
- Une hauteur libre de passage de : 1,8m
- Une hauteur de course de : 34,20 m
- Une surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $H = 16 \text{ cm}$

Ayant ainsi les caractéristiques suivantes:

- Cabine et contre poids aux extrémités d'un câble en acier porté dans les gorges d'une poulie lié à un levier électrique.
- P_m « poids mort » : Le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : surcharges dans la cabine
- P_p : Le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$
- Une charge nominale de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de $1,96 \text{ m}^2$. D'après la norme (NFP82-201), dimensionnés selon le (NFP82-22).

Tableau IV.5: Poids mort de l'ascenseur

Poids de la cabines= $(2 \times 1.40 + 1.4) \times 2.20 = 9.24 \text{ m}^2$	$M1 = 11.5 \times 9.24 \times 1.4 = 148,76 \text{ kg}$
Poids de plancher $s = 1,80 \times 2,00 = 3,6 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 3.6 = 396 \text{ kg}$
Poids de toit	$M3 = 20 \times 3,6 = 72 \text{ kg}$
Poids de l'arcade	$M4 = 60 + (80 \times 1.4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids de poulies de mouflage	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine	$M8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1088,76 \text{ kg}$

Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1088,76 + \frac{675}{2} = 1426,26 \text{ kg}$

b) Calcul de la charge de rupture :

Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. On prend Pour notre cas $C_s=12$.à titre créance.

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins

de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons , Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 550 \text{ mm}$

$$\Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M \text{ ————— (1)}$$

Avec :

C_s : coefficient de sécurité du câble.

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe.

$$M = Q + P_m + M_g \text{ ————— (2)}$$

dont : M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\Rightarrow M = Q + P$

on aura donc : $C_r = C_s \times M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 1088,76) = 21165,12 \text{ kg}$

Celle-ci est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage « 0,85 » :

$$\Rightarrow C_r = 21165,12 / 0,85 = 24900,14 \text{ kg.}$$

La charge de rupture pour « n » câble est donc : $C_r = C_r(1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec

m : type de mouflage (2brins, 3brins,.....)

n : nombre des câble

pour un câble de d=12,22mm et m=2 on à : Cr(1 câble)=8152kg

$n = Cr / (Cr(1 \text{ cable}) \times m) = 24900,14 / 8152 \times 2 = 1,53$ soit n=2 câbles.

Vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câble; Le nombre de câble doit être un nombre pair .

c) Le poids des câbles (Mg):

$Mg = m \times n \times l$

m : la masse linéaire du câble : m = 0,515 kg

L :Longueur du câble L =34,20 m

n : nombre des câbles n =2

$Mg = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 34,20 = 35,22$ kg

(2) $\Rightarrow M = Q + P_m + Mg = 675 + 1088,76 + 35,22 = 1798,98$ kg

Vérifications de Cr :

$Cr = C_s \times M \Rightarrow C_s = \frac{Cr}{M} \Rightarrow \frac{24900,14}{1798,98} = 13,84 > 12$vérifiée.

Calcul de la charger permanente total G :

$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + Mg$

Le poids de (treuil+le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200$ kg

La charge permanente totale : $G = 1088,76 + 1426,26 + 1200 + 35,22 = 3750,24$ kg

Les surcharges : $Q = 675$ kg

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6057,32$ kg.

IV-4.3. Vérification de dalle au poinçonnement :

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement .

La charge totale ultime : $q_u = 6057.32 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui , alors:

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6057.32}{4} = 1514,33 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

$$q_0 \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = (10 + 16) = 26 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = (10 + 16) = 26 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(26 + 26) = 104 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 104 \times 16 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 12480 > q_0 = 1514,33 \text{ kg}$$

Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

IV-4.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

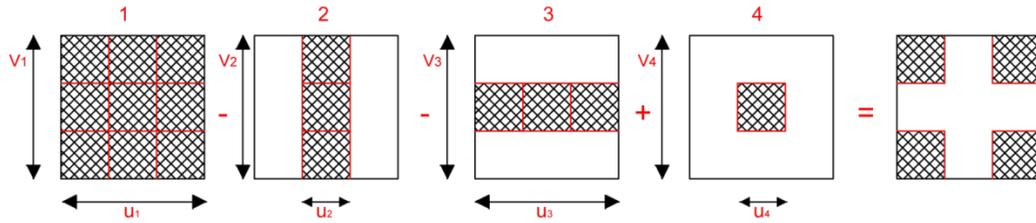


Figure. IV.10 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

IV-4.5. Distances des rectangles :

– Rectangle 1

$$\begin{cases} u = 128cm \\ v = 148cm \end{cases}$$

– Rectangle 2

$$\begin{cases} u = 76cm \\ v = 148cm \end{cases}$$

– Rectangle 3

$$\begin{cases} u = 128cm \\ v = 96cm \end{cases}$$

– Rectangle 4

$$\begin{cases} u = 76cm \\ v = 96cm \end{cases}$$

IV-4.6 Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson.

À L'E L U ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P'.S$$

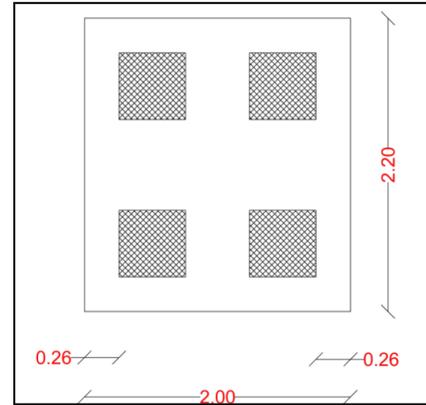


Figure. IV. 11 : Dessin montrant la concentration des charges

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26) cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u.v} = \frac{1514,33}{0,26 \times 0,26} = 22401,33 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3 ,4 sont résumés dans le

Tableau IV.6 : Ci-dessus : Lx=1,80 m ; Ly=2,20m

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,71	0,74	0 ,109	0,066	1,89	22401,33	42338,51	4614,90	2794,34
2	0,42	0 ,74	0,151	0,076	1,12	22401,33	25089,48	3788,51	1906,80
3	0,71	0 ,48	0,126	0,086	1,22	22401,33	27329,62	3443,53	2350,34
4	0,42	0 ,48	0,181	0,102	0,73	22401,33	16352,97	2959,88	1668,00

Tableau Ci-dessus : Lx=1,80 m; Ly=2,20m

IV.5.6 Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 342,74 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 205,2 \text{ kg.m}$$

IV.4.7. Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle):

a) Chargement

$$Lx = 1,8 \text{ m}$$

$$Ly = 2,00 \text{ m}$$

$$h_0 = 16 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}$

- Charges d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}$

Charge ultime : $qu = 1,35G + 1,5Q = 690 \text{ kg/m}$

b) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{2,00} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 101,94 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 79,86 \text{ kg.m} \end{cases}$$

c) Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 342,74 + 101,94 = 444,68 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 205,2 + 79,86 = 285,06 \text{ kg.m}$$

IV.5.8. Moments retenus :

a- En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 333,51 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 213,79 \text{ kg.m}$$

b- Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 222,34 \text{ kg.m}$$

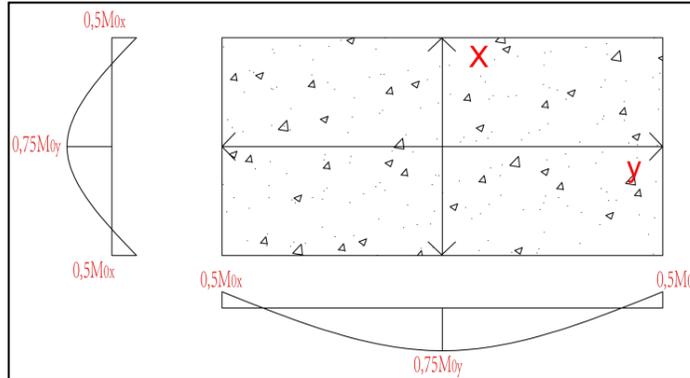


Figure. IV. 13 : Moments de la dalle

IV-4.9. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 100 \text{ cm}$
- Hauteur de la section : $h = 16 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $\delta_s = 348 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

a) En travée :

Sens I_x :

Le moment ultime : $M_{tx} = 3335,10 \text{ N.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{3335,1}{100.14,4^2.14,17} = 0,011 < \mu_1 = 0,9945 \rightarrow \dot{A} = 0$

$\mu = 0,011 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9945$

La section d'acier (As_x) :

$$As_x = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{3335,10}{0,9945.14,4.348} = 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens Ly :

Le moment ultime : $M_{ty} = 2137,90 \text{ N.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{ty}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{2137,90}{100.14,4^2.14,17} = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{A} = 0$

$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9965$

La section d'acier (As_x):

$$As_y = \frac{M_{ty}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{2137,90}{0,9965.14,4.348} = 0,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appui :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_{0x} = 2223,40 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{2223,40}{100.(14,4^2).14,17} = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{A} = 0$$

$\mu = 0,116 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9965$

La section d'acier (As_x):

$$Aa = \frac{M_{ax}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{2223,40}{0,9965.14,4.348} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.4.10. Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 16 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante :

Sens ly:

$$A_{y_{min}} = 8 \cdot h_0 = 8 \cdot 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/ml$$

$$\begin{cases} At_y = 0,70/ml < A_{y_{min}} = 1,2 \rightarrow At_y = A_{y_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/ml \\ Aa_y = 0,44/ml < A_{y_{min}} = 1,2 \rightarrow Aa_y = A_{y_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

Sens lx:

$$A_{x_{min}} = A_{y_{min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,91}{2} \right) = 1,20 \text{ cm}^2/ml$$

$$\begin{cases} At_x = 0,43 \text{ cm}^2/ml < A_{x_{min}} = 1,20 \rightarrow At_x = A_{x_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/ml \\ Aa_x = 0,44 \text{ cm}^2/ml < A_{x_{min}} = 1,20 \rightarrow Aa_x = A_{x_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

IV.4.11.Choix des aciers:

Le diamètre : $h_0 = 16 \text{ cm} = 160 \text{ mm}$

On à : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 16 \text{ mm}$.

a)En travée:

Sens Lx:

$$\begin{cases} At_x = 0,70 \text{ cm}^2/ml \\ St_x \leq \min (2h_0, 25 \text{ cm}) \\ St_x \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/ml \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens Ly:

$$\begin{cases} At_y = 0,43 \text{ cm}^2/ml \\ St_y \leq \min (4h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_y \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/ml \\ St_y = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

b)Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} Aa = 0,44 \text{ cm}^2/ml \\ St \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/ml \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

IV.4.12. Nécessité de disposer des armatures transversales

On note toutefois les critères suivants :

1. La dalle est bétonnée sans reprise
2. $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{V_{utot}}{b.d}$; et $\bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5Mpa)$

$V_{utot} = \{V_x + V_v ; SensL_x$

$V_{utot} = \{V_y + V_u ; SensL_y$

On calcule Vx et Vy:(efforts tranchants dus aux charges réparties):

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_y}{3} \end{cases}$$

$V_x = 6562,5 \times \frac{1,8}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,8}{2}} = 4073,27 N = 4,07 KN$

$V_y = 6562,5 \times \frac{1,80}{3} = 3937,5 N = 3,93 KN$

$V_x > V_y$

On calcule Vv et Vu (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1514,33}{2 \times 25 + 25} = 19,41 KN$

$(V_u = \frac{q_0}{3.u} \leq V)_u \Leftrightarrow \frac{1514,33}{3.26} = 19,41 KN$

$(u = v = 26cm) \Rightarrow V_u = V_v = 19,41 KN$

• **L'effort total Vtot :**

– Sens lx : $V_{tot} = V_x + V_v = 4,07 + 19,41 = 22,17 KN$

– Sens ly : $V_{tot} = V_y + V_u = 3,93 + 19,41 = 23,34 KN$

Donc : $V_{tot} = \max(V_{totx} ; V_{toty}) = 23,34 KN$

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \cdot d} = \frac{23,34 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,162 \text{ Mpa}$$

$$h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u = \frac{10 \times 0,16}{3} \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 1,73$$

donc : $\tau < \bar{\tau}_u$ ————— condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV-4.13. Les vérifications à L'E.L.S :

. Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

Charge localisée :

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \text{ Avec } v = 0,2(E.L.S)$$

$$P'_{ser} = q'_{ser} \cdot S' = \frac{P_{aser}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \cdot v}; P_{aser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4} = 1106,31 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } q_{ser} = \frac{1106,31}{0,25^2} = 16365,53 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 16365,53 \times S'$$

Tableau IV.7 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

1,2,3, 4

Rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S'(m ²)	P' _{ser} =q _{ser} ·S'	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0,41	0,55	0,109	0,066	1,89	30390,85	3312,60	2005,57
2	0,18	0,55	0,151	0,076	1,12	9108,40	1375,36	692,23
3	0,41	0,32	0,126	0,086	1,22	19965,94	2515,70	1717,07
4	0,18	0,32	0,181	0,102	0,73	5313,24	961,70	541,95

Moment dû aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 383,24 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 138,44 \text{ kg.m}$$

Moment dû aux charges réparties (Poids propre) Chargement

$$L_x = 1,80 \text{ et } L_y = 2,00 \text{ et}$$

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2 ;$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ kg/m}^2$$

5.13.4. Moment dû aux charges réparties (E.L.S):

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,90 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,90 ; \text{ E.L.S} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

Donc

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0456 \times 475 \times 2,2^2 = 84,95 \text{ kg/m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 1,00 \times 101,39 = 66,55 \text{ kg/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact du rectangle:

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 383,24 + 84,95 = 468,19 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 138,44 + 66,55 = 205,00 \text{ kg.m}$$

a). Les moments retenus :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 468,19 = 364,64 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 205,00 = 153,75 \text{ kg.m}$$

sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 234,09 \text{ kg.m}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

En travée :

$$M_{tx} = 3646,4 \text{ N.m} \quad ; A_t = 3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; A \hat{=} 0$$

a) Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s(y - d) = 0$$

$$\text{On a } \hat{A}_s = 0 \quad ; \text{ et } n = 15$$

D'où

$$50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,34 \text{ cm}$$

b) Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 3,34^3 / 3 + 15 \times 3,93(13,5 - 3,34)^2$$

$$I = 7327,14 \text{ cm}^4$$

c) La contrainte dans le béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser} / I).y$$

$$\delta_{bc} = \frac{3646,4}{7327,14} \times 3,34 = 1,66 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton σ_{bc} :

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$\delta_{bc} = 1,66 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{—————} \text{ condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, ca nous convient.

Sur appuis :

$$M_{app} = 2340,90 \text{ N.m}; A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad , \dot{A} = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,34 \text{ cm}$$

a) Moment d'inertie (I) :

$$I = 7327,14 \text{ cm}^4$$

b) La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{app}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2340,90}{7327,14} \cdot 3,34 \right) = 1,06 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 1,06 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Suivant L_y :

En travée :

$$M_{t_y} = 1537,5 \text{ N.m}; A_t = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; \dot{A} = 0$$

a) Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + n\dot{A}_s(y - d) = 0$$

$$\text{On à } \dot{A}_s = 0 \quad ; \text{ et } n = 15$$

$$\text{Donc : } y = 3,34 \text{ cm}$$

b) Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 3,34^3 / 3 + 15 \times 3,14(13,5 - 3,34)^2$$

$$I = 7327,13 \text{ cm}^4$$

c) La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{1537,5}{7327,14} \cdot 3,34 \right) = 0,70 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\sigma_{bc} = 0,70 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ ————— } \textit{véréfié}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables

Disposition du ferrailage :

Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

On a : $f_s 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$,

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm},$$

Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(32 \text{ cm} ; 36 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(32 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

IV.14.4- Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{180}{10} = 18 \text{ cm}$$

Armatures finales :

a) Suivant L_x : $A_t=3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 5T10 /ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_a=3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 5T10 /ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Suivant L_y : $A_t=3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 5T10 /ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_a=3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 5T10 /ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

IV- 5.15. Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$,

On adopte une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$,

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 4T10 / ml soit :

$$A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L'espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

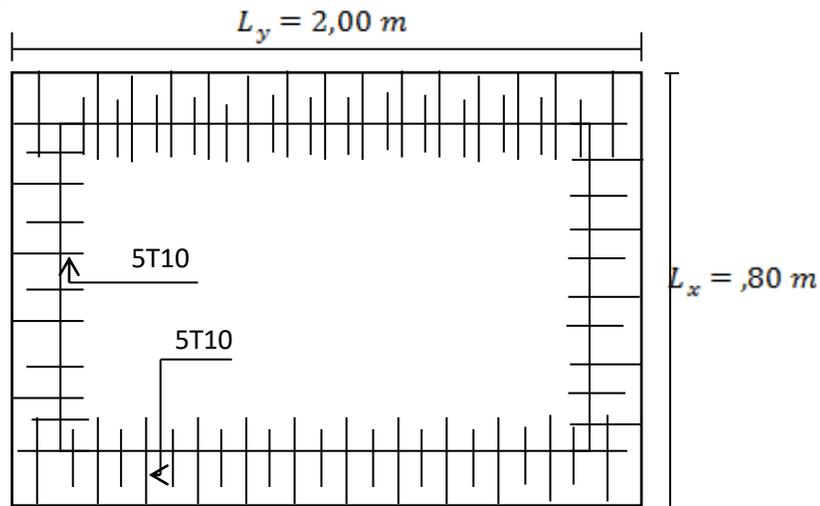


Figure IV. 14 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur,

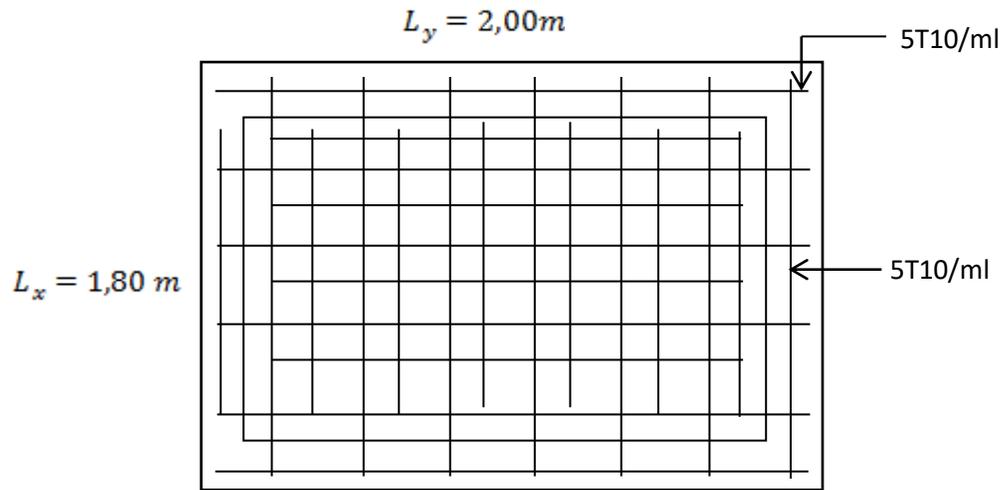


Figure IV.15 Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

Chapitre V: Etude sismique

V.1-Généralités sur les séismes :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2-Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.3-Calcul sismique :

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

V.3.1-Analyse statique équivalente :

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.2-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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout le maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.3-Méthode du calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS 9.7.4 » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction ; Time Historie Fonction...) Pour notre cas, on a choisi « Réponse Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

V.3.4-Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec :} \quad \delta_k = R \delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

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

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » :

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

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $1/(1 - \theta_k)$;
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % :

$\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$ avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation Massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

V.4-Méthode d'analyse modale spectrale :

V.4.1-Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

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.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.4.2-Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

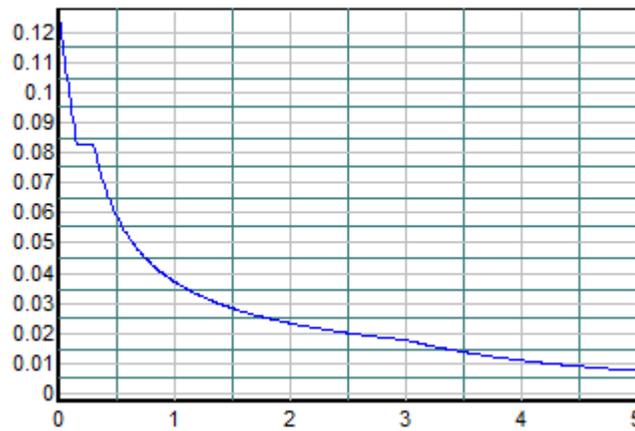


Figure V.1 : Spectre de réponse

V.4.3-disposition des voiles de contreventement :

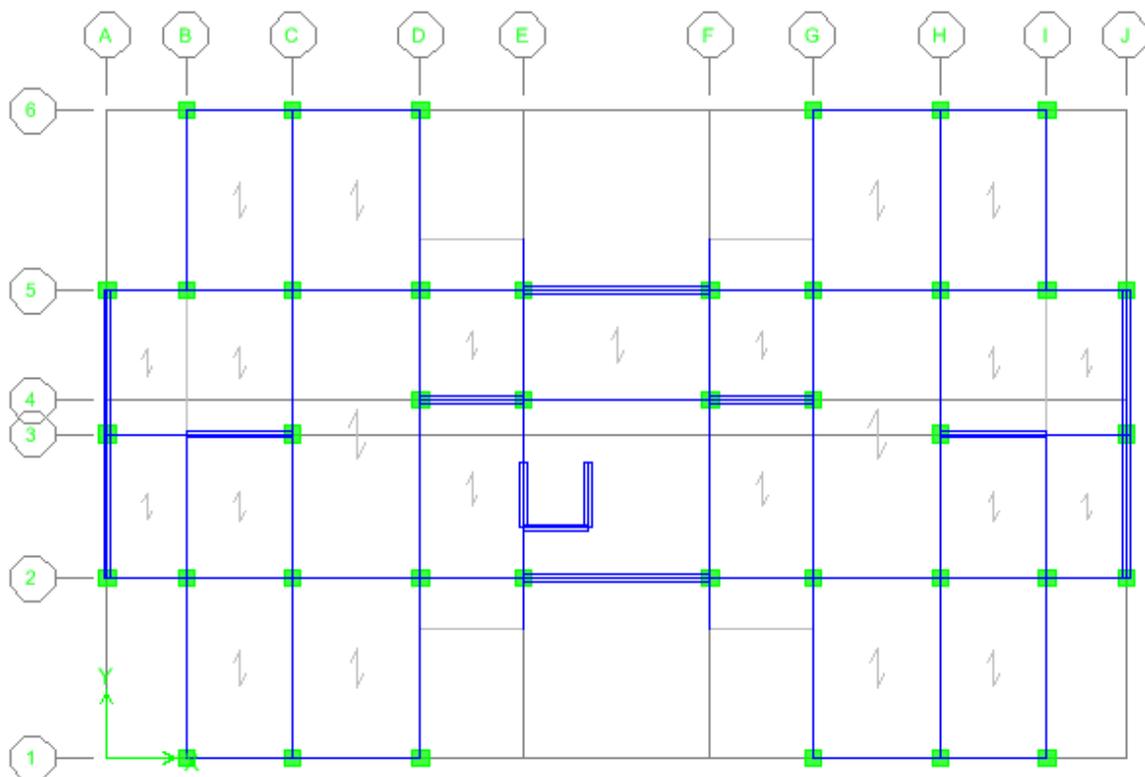


Figure V.2 : Disposition des voiles de contreventement

V.4.4-Calcul de la force sismique totale :

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

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

Avec :

- **A** : Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (Ia) avec un groupe d'usage 2

Donc **A = 0,08**

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{0,1\eta} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau(4.2)du RPA 2003.

$$\xi = 7 \%$$

Donc

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.88$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

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

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 21.42M$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.075$$

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0.075 \times 21.42^{3/4} = 0,74 \text{sec}$$

$$T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L}}$$

$$\begin{cases} C_t = \frac{0,09 \times 21.42}{\sqrt{28.60}} = 0,36 \text{ s} \\ T_y = \frac{0,09 \times 21.42}{\sqrt{18.50}} = 0,45 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Sens x : } T_x = \min (T_x; T) \Rightarrow T_x = 0,36$$

$$\text{Sens y : } T_y = \min (T_y; T) \Rightarrow T_y = 0,45$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :(Tableau 4.7)

On a un sol meuble \Leftrightarrow site 3 donc :

$$T_1 = 0,15 \text{ sec et } T_2 = 0,30 \text{ sec}$$

On a:

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.30 \leq 0,75 \leq 3 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,94 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,67 \end{cases}$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Tableau V. 1 : Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q = 1 + (0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,0 + 0,00 + 0,10) = 1,20$$

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

R = 4

V.4.5-Le poids total de la structure :**Tableau V. 2 : Poids de la structure**

Niveau	W(KN)
6	6360.33
5	5624.34
4	5495.50
3	5383.93
2	5383.93
1	5299.79
RDC	4741.75
TOTAL	38289.59

V.5-Vérification des forces sismiques : $(V_{dy} > 80\% V_{st})$:**V.5.1 -Le calcul de la force sismique totale :**

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} = \frac{0,08 \times 1,94 \times 1,20 \times 38289,59}{4} = 1782,76 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = \frac{0,08 \times 1,67 \times 1,20 \times 38289,59}{4} = 1534,64 \text{KN}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS

9.7.4 :

*

Tableau V.3 : Valeurs de la force sismique totale

	V_{dx} (KN)	V_{dy} (KN)
Forces sismiques	2588.2	2638.8

$V_{dx} = 2588.2 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 1426.21 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

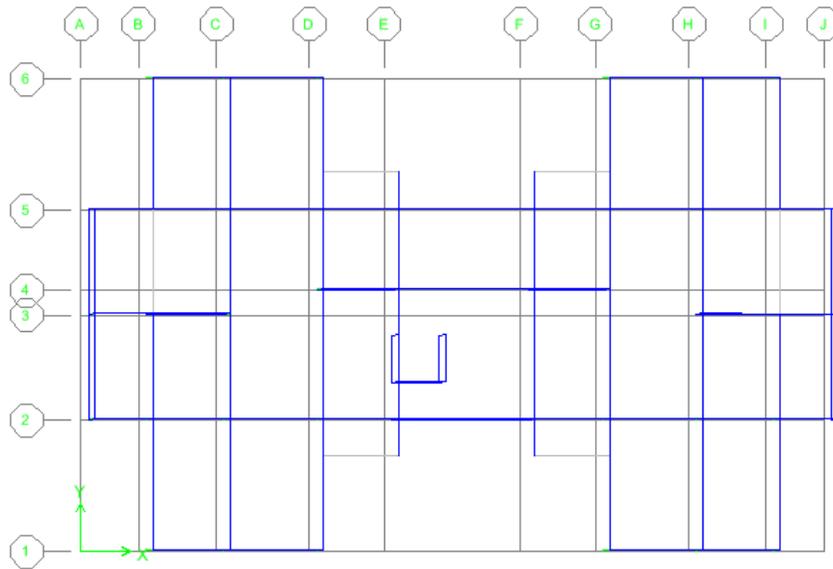
$V_{dy} = 2638.8 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 1227.71 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

V.5.2- Nombre des modes a considérée :**Tableau V.4 : Nombre de modes à considérer selon le RPA99/V2003**

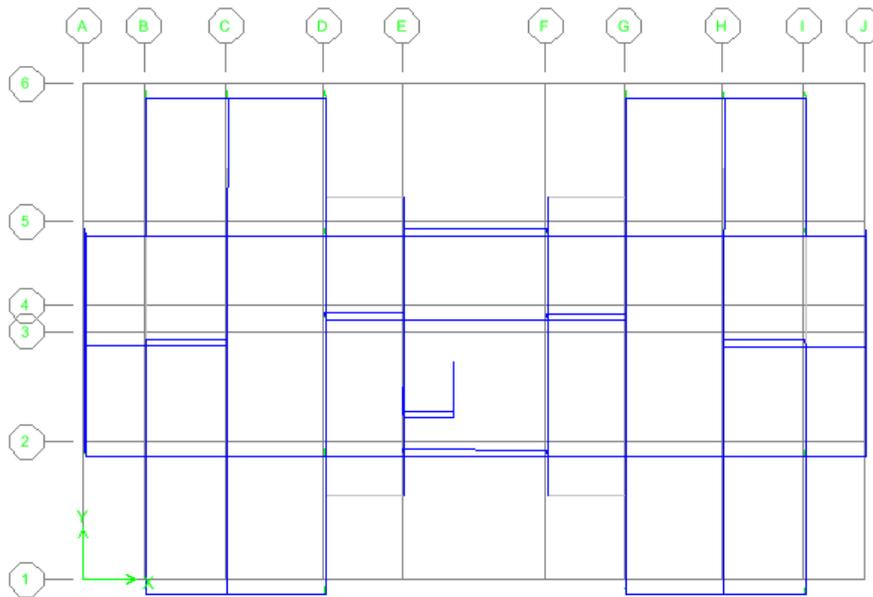
Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1,00	0.440086	67.0719	1.0109	67.0719	1.0109
2,00	0.385624	1.0558	67.6257	68.1277	68.6366
3,00	0.279248	0.0018	0.0179	68.1295	68.6545
4,00	0.105169	19.7785	0.0607	87.9079	68.7152
5,00	0.094072	0.0392	21.4797	87.9472	90.1949
6,00	0.068389	0.0029	0.0007	87.9501	90.1956
7,00	0.047628	7.2663	0.0092	95.2164	90.2049
8,00	0.045394	0.0082	6.17	95.2246	96.3749

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

➤ **Mode 01 :**



➤ **Mode 02 :**



➤ Mode 03 :

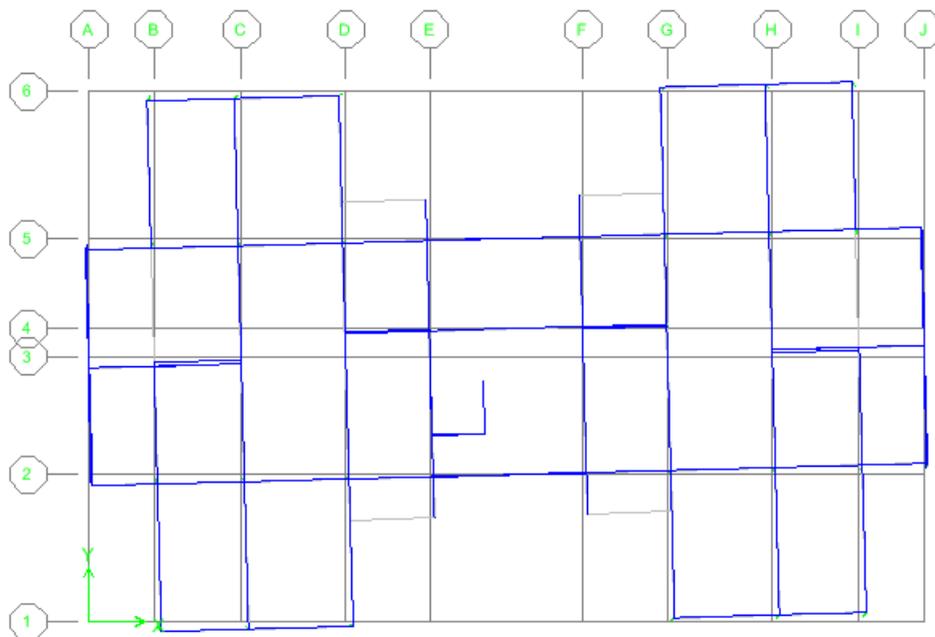


Figure V.3 : Les modes initiales de vibration

V.5.3-Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l’analyse dynamique :

$$T_{dyn} = 0,44 \text{ s}$$

$$T_{dyn} = 0,44 < 1,3 T_x = 1.3 \times 0,36 = 0,468 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$T_{dyn} = 0,44 < 1,3 T_y = 1.3 \times 0,45 = 0,585 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.5.4-Vérification des facteurs de participation massique :

a) Sens longitudinal :

$$\Sigma \alpha_x = 95.2246\% > 90 \% \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sens transversal :

$\Sigma\alpha_y = 96.3749\% > 90\%$ Condition vérifiée.

V.5.5-Les déplacements latéraux inter- étage :**Tableau V.5 : les déplacements latéraux inter-étage**

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
6	0.0065	0.005
5	0.0053	0.0041
4	0.0042	0.0032
3	0.0031	0.0024
2	0.002	0.0015
1	0.001	0.0008
RDC	0.0003	0.0003

Selon le RPA99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e, \text{ et } h_e: \text{ la hauteur de l'étage.}$$

$$\Delta_{ex}^k = R\Delta_{sx}^k \text{ et } \Delta_{ey}^k = R\Delta_{sy}^k$$

$$\Delta_{sx}^k = \delta_{sx}^k - \delta_{sx}^{k-1} \text{ et } \Delta_{sy}^k = \delta_{sy}^k - \delta_{sy}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

Δ_{ey}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y ; δ_{sy}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 4

Tableau V.6 : vérifications des déplacements latéraux inter-étage

NIVEAU	Hauteur	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	
6	3,06	0.0012	0.0009	1E-04	0	0,0306	Vérifiée
5	3,06	0.0011	0.0009	0	1E-04	0,0306	Vérifiée
4	3,06	0.0011	0.0008	0	-1E-04	0,0306	Vérifiée
3	3,06	0.0011	0.0009	1E-04	0.0002	0,0306	Vérifiée
2	3,06	0.001	0.0007	0.0003	0.0002	0,0306	Vérifiée
1	3,06	0.0007	0.0005	0.0004	0.0002	0,0306	Vérifiée
RDC	3,06	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0,0306	Vérifiée

V.5.6-Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Selon le RPA 99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Tableau V.7 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens x)

NIVEAU	W _I (t)	V _x	Δ _x (m)	Δ _y (m)	V _y	h _i (m)	θ _x	θ _y
6	6360.33	73.49	1E-04	0	74.06	3,06	0.02648334	0
5	5624.34	130.39	0	1E-04	131.85	3,06	0	0.00139402
4	5495.50	173.47	0	-1E-04	174.32	3,06	0	-0.00103024
3	5383.93	206.94	1E-04	0.0002	207.33	3,06	5.2034E-07	0.00169725
2	5383.93	231.79	0.0003	0.0002	233.05	3,06	1.3937E-06	0.00150994
1	5299.79	249.28	0.0004	0.0002	252.31	3,06	1.7008E-06	0.00137288
RDC	4741.75	258.82	0.0003	0.0003	263.87	3,06	1.6489E-06	0.00176177

$\theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversales et Longitudinal.

V.6-Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité

- L'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle, 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.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

Tableau V.8 l'excentricité accidentelle

Plancher	W étage(t)	Centre de Masse		Centre de Gravité		Centre de Torsion		Excentricité	
		x_g	y_g	X_G	Y_G	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
6	6360.33	14.101	8.481	14.271	8.731	13.947	8.966	0.324	- 0.235
5	5624.34	14.101	9.023	14.271	9.273	14.021	8.959	0.25	0.314
4	5495.50	14.1	9.021	14.27	9.271	14.017	8.954	0.253	0.317
3	5383.93	14.099	9.02	14.269	9.27	13.998	8.948	0.271	0.322
2	5383.93	14.099	9.02	14.269	9.27	13.978	8.942	0.291	0.328
1	5299.79	14.091	9.006	14.261	9.256	13.96	8.936	0.301	0.32
RDC	4741.75	14.105	8.989	14.275	9.239	13.947	8.932	0.328	0.307

Chapitre VI: Etude des portiques

VI. Introduction :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du cas le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

➤ Poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare 0,8G \pm E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{cases}$$

➤ Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en flexion composée.

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare G + Q \pm 1,2 E \text{ (système auto-stable)} \\ \blacksquare G + Q \pm E \text{ (système contreventé par des voiles)} \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

VI.1-Ferraillage des poutres :

VI.1.1-Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitation du 2^{eme} genre : $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{array} \right. \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurité

(γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa}$.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa}$

Pour une situation courante : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa}$.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa}$

VI.1.2-les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{\min}=0,5\%$ (bxh)
- Section d'armature maximale : $A_{\max1}=4\%$ (bxh) (Zone courante)
 $A_{\max2}=6\%$ (bxh) (Zone de recouvrement)
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40Φ en zone I
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

VI.1.2.1- Sens longitudinal : « poutre principale (30x40) cm^2 » :

❖ Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t = 36\text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400\text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25\text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable

Les résultats seront résumés sous forme des tableaux :

Tableau VI.1: Moments max des Poutres principales (30x40) :

Niveau	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul KN.m	T max KN
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	65.69	78.92	0.832	78.92	85.13
	Travées	49.29	53.41	0.923	53.41	
R.D.C et étage courant	Appui	59.76	84.82	0.705	84.82	94.31
	Travées	38.37	66.18	0.580	66.18	

VI.1.2.2- Sens transversale : « poutre secondaire (30x35) cm^2 » :

❖ Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{5,25\text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{42\text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\%(bxh) = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63\text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

Tableau VI.2: Moments max des Poutres secondaires (30x35) cm² :

Niveau	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul KN.m	T max KN
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	29.12	47.44	0.614	47.44	49.85
	Travées	19.49	31.66	0.616	31.66	
R.D.C et étage courant	Appui	52.14	54.45	0.958	54.45	66.67
	Travées	19.53	36.21	0.539	36.21	

VI.1.3-Exemple de calcul :**VI.1.3.1-Poutre principales (30x40) cm²:**

➤ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 66.18 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 38.37 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,58 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{66.18 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,120 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,935$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{66.18 \times 10^3}{0,935 \times 36 \times 348} = 5,64 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T14+3T12 et $A_s = 8,01\text{cm}^2$

➤ **En appui :**

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 84.82 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 59.76 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 0,705 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

• **Le moment réduit μ :**

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{84.82 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,153 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,915$

• **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{84.82 \times 10^3}{0,915 \times 36 \times 348} = 6.77 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T14+3T12 et $A_s = 8.01\text{cm}^2$

VI.1.3.2-Vérification :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} > A_{min}$ Condition vérifiée

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{94,31 \times 10}{30 \times 36} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

c) Calcul des armatures transversales :**c.1) Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right\} = \min\{11,43 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 12 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

c.2) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{32,4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003:

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_1\right\} = \min\{10; 30 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

c.3) la section minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

K=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,87 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,039 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

c-4) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,615 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,615 \times 30}{235} = 0,078 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,09 S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 1,35 \text{ cm}^2 \\ 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

d) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 94,31 \text{ KN}$$

$$M_{\text{app}} = 84,82 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{\text{app}}}{Z} = \frac{84,82}{0,9 \times 36 \times 10^{-2}} = 261,79 \text{ kn} > 133,76 \text{ kn}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

e) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la biellette.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 94,31 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,047 \text{ m} = 4,7 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 32,4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}$$

$$a = 26 \text{ cm} > 4,7 \text{ cm} \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée

f) Entraînement des armatures :

f-1) Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 94.31kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 6 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{94.31 \times 10^3}{32,4 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 1,10 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 1,10 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

f-2) Ancrage des armatures tendues :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_s}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

f-3) Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 26,8\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 1,15 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 25,6\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,74 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 24,4\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 6,88\text{cm}$$

- **La longueur de recouvrement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ

en zone I.

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm}$$

$$\Phi = 1,6\text{cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

- ❖ **Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{\text{ser}} = 38.10 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.15\text{cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 47.25y - 1701 = 0$$

$$\rightarrow y = 9.21\text{cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 9.21}{3} + (15 \times 4.88 \times (36 - 9.21)^2) = 52628.04\text{cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{38.10 \times 10^3}{52628.04} \times 9.21 = 6.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.66 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

VI.1.4-Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poutres :**Tableau VI.3 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales**

Niveau	Position	Moment de calcul (KN.m)	As(calculé)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	78.92	6.83	6,00	3T14+3T12	8.01
	Travées	53.41	4.49		3T14+3T12	8,01
R.D.C et E.C	Appui	84.82	6.77	6,00	3T14+3T12	8.01
	Travées	66.18	5.64		3T14+3T12.	8,01

Tableau VI.4 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires

Niveau	Position	Moment de calcul (KN.m)	As(calculé)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	47.44	4.60	5,25	3T12+3T12	6.78
	Travées	31.66	3.00		3T12+3T12	6.78
R.D.C et E.C	Appui	54.45	5.34	5,25	3T12+3T12	6.78
	Travées	36.21	3.45		3T12+3T12	6.78

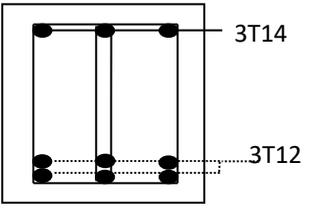
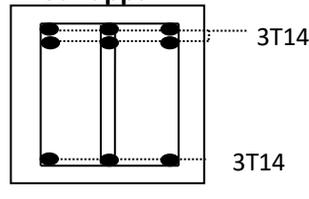
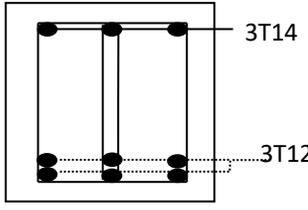
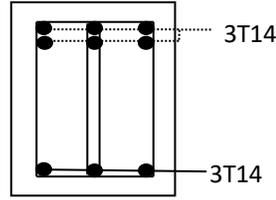
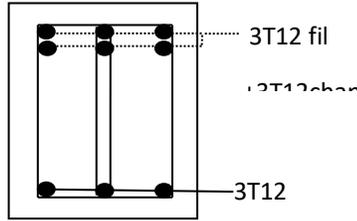
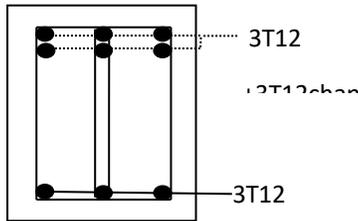
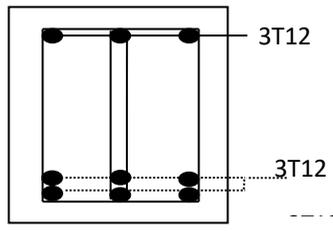
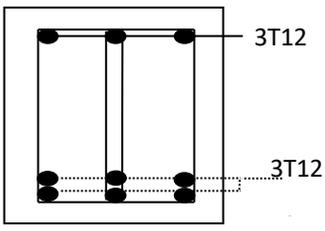
Poutres principales (30x40) cm ²	
R.D.C et E.C	Terrasse
<p>En travée</p>  <p>3T14</p> <p>3T12</p> <p>Sur appui</p>  <p>3T14</p> <p>3T14</p>	<p>En travée</p>  <p>3T14</p> <p>3T12</p> <p>Sur appui</p>  <p>3T14</p> <p>3T14</p>
Poutres secondaires(30x35) cm ²	
R.D.C et E.C	Terrasse
<p>Sur appui</p>  <p>3T12 fil</p> <p>3T12 chaînes</p> <p>3T12</p>	<p>Sur appui</p>  <p>3T12</p> <p>3T12 chaînes</p> <p>3T12</p>
Poutre de rive	
<p>En travée</p>  <p>3T12</p> <p>3T12</p>	<p>En travée</p>  <p>3T12</p> <p>3T12</p>

Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires

VI.2-Ferraillage des poteaux :

VI.2.1-Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal

Et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

$$\text{- 1^{er}Genre : } 1,35G+1,5Q \Rightarrow [N_{\max} ; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$$

$$[N_{\min} ; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$$

$$[M_{\max} ; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

$$\text{- 2^{eme}Genre : } 0,8G \pm E \Rightarrow [N_{\max} ; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4$$

$$G+Q \pm 1,2E [N_{\min} ; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5$$

$$[M_{\max} ; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour situation accidentelle : } \gamma_s = 1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 400\text{Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \Rightarrow \sigma_b = 18,48\text{Mpa}$$

$$\text{Pour les autres cas : } \gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \sigma_s = 348\text{Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad \Rightarrow \sigma_b = 14,17\text{Mpa}$$

VI.2.2-Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone Ia)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone Ia)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone Ia).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

Tableau VI.5 : les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Famille de poteaux	$A_{min}=0,7\%b.ht$	$A_{max1}=4\%b.ht$	$A_{max2}=6\%b.ht$
(35x35) cm ²	8,575cm ²	49cm ²	73,5 cm ²
(40x40) cm ²	11,2cm ²	64cm ²	96 cm ²
(45x45) cm ²	14,175cm ²	81cm ²	121,5 cm ²

VI.2.3-Exemple de calcul :**VI.2.3.1-Poteau de rive (RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage)**Section (45x45) cm²**1.a-Sens longitudinale :**

Données :

- Largeur du poteau $b = 45$ cm. h_t
- hauteur de la section $h_t = 45$ cm.
- Enrobage $c = 2,5$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 42,5$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

VI.2.3.2-Combinaison du 1^{ère} genre :

$$N_{\max} = 1382 \quad M_{\text{coresp}} = 5.91$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 5.91/1382 = 0,0042\text{m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1382 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,004 \right)$$

a) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1382 < 2324.23 \dots \dots C.V \\ M_u = 281.92 < 572.80 \dots \dots C.V \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1=A'_1=0$).

$$N_{\min} = 44.5 \quad M_{\text{coresp}} = 10.65$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 10.65/44.5 = 0,239 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 44.5 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,239 \right)$$

b) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 44.5 < 2324,23 \dots \dots C.V \\ M_u = 19.53 < 29.50 \dots \dots C.V \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

$$M_{\max} = 33.19 \quad N_{\text{coresp}} = 765.4$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 33.19/765.4 = 0,043 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 765.4 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,043 \right)$$

c) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 765.4 < 2324,23 \dots \dots C.V \\ M_u = 185.99 < 278.07 \dots \dots C.V \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

VI.2.3.3-Combinaisons du 2eme genre :

$$N_{\max} = 1192.8 \quad M_{\text{coresp}} = 15.96$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 15.96/1192.8 = 0,013 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1192.8 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,013 \right)$$

a) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1192.8 < 2324,23 \dots\dots C.V \\ M_u = 254.06 < 392.25 \dots\dots C.V \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

$$N_{\min} = 844.6 \quad M_{\text{coresp}} = 31.8$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 31.8/844.6 = 0,037 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 844.6 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,037 \right) = 200.17$$

b) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 844.6 < 2324,23 \dots\dots C.V \\ M_u = 200.17 < 301.45 \dots\dots C.V \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5=A'_5=0$).

$$M_{\max} = 61.60 \quad N_{\text{coresp}} = 747.4$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 61.60/747.4 = 0,082 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_c}{2} + e \right) = 747.4 \times \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,082 \right)$$

c) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 747.4 < 2324,23 \dots\dots C.V \\ M_u = 210.76 < 272.61 \dots\dots C.V \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6=A'_6=0$).

Section adoptée :

$$A_{\min} = 0,007 \times 45 \times 45 = 14,145 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1; A_2; A_3; A_4; A_5; A_6; A_{\min}) = \max(0; 0; 0; 0; 0; 0; 14,145)$$

$$= \mathbf{14,14 \text{ cm}^2}$$

VI.2.4-Les vérifications :**VI.2.4.1-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

« Le poteau le plus sollicité (45x45) cm² »

$$T_{\max} = 41.2 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = 41.2 \times \frac{100}{45 \times 42,5} = 2,15 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau} = \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = 2,15 < \tau_u = 3,25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

VI.2.4.2- Calcul des armatures transversales :**a) Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20/3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

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

- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- St : Espacement des armatures transversales.

b) Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $St \leq \min(10 \varnothing L; 15 \text{cm}) = 15 \text{cm}$ Soit $St = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $St \leq 15 \varnothing L = 18 \text{ cm}$ Soit $St = 15 \text{ cm}$.

c) Calcul de l'élanement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4,76 < 5 \rightarrow \rho_0 = 3,75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_f \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 41,2}{45 \times 235} = 0,21 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / St \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,55 \% \rightarrow \lambda_g = 4,76 < 5$$

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \times 10 \times 45 = 2,475 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \times 15 \times 45 = 3,71 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 9\emptyset 8 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \text{ Ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 45 / 235 = 1,57 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

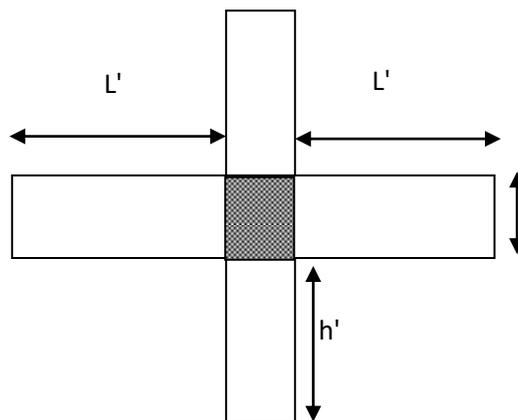


Figure VI.2 : Zone nodale

$$\begin{cases} h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right) = \text{max}\left(\frac{306}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

Tableau.VI.6 : Récapitulation du ferrailage des poteaux 1^{er} genre

Etages	Efforts	Valeur en KN ; KN.m	As(calculer) (cm ²)	As(min) (cm ²)	Choix	As(cm ²)
06 ^{eme} étage (35x35) cm ²	N _{max}	211.4	0.00	8,575	8T14	12 ,32
	M _{corr}	18.96				
	N _{min}	10.90	0.86			
	M _{corr}	11.42				
	M _{max}	34.35	0.5			
	N _{corr}	189.4				
05 ^{eme} étage a 03 ^{eme} étage (40x40) cm ²	N _{max}	771	0	11,2	4T16 + 4T14	14,20
	M _{corr}	16.71				
	N _{min}	434	0			
	M _{corr}	10.82				
	M _{max}	39.55	0			
	N _{corr}	345.3				
02 ^{eme} étage a RDC (45x45) cm ²	N _{max}	1382	0	14,175	8T16	16.10
	M _{corr}	5.91				
	N _{min}	44.5	0			
	M _{corr}	10.65				
	M _{max}	33.19	0			
	N _{corr}	765.4				

Tableau VI.7: les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

Etages	Efforts	Valeur en KN ;KN.m	As(calculer) (cm ²)	As(min) (cm ²)	Choix	As(cm ²)
06 eme étage (35x35) cm ²	N _{max}	163.9	2.92	8,575	8T14	12.32
	M _{corr}	54.38				
	N _{min}	6.50	5.01			
	M _{corr}	24.8				
	M _{max}	54.38	2,92			
	N _{corr}	163.9				
05 eme étage a 03 eme étage (40x40) cm ²	N _{max}	594.2	0	11,2	4T16 + 4T14	14,2
	M _{corr}	53.39				
	N _{min}	243.4	0			
	M _{corr}	3.6				
	M _{max}	66.96	1.33			
	N _{corr}	303.6				
02 eme étage a RDC (45x45) cm ²	N _{max}	1199.8	0	14,175	8T16	16.10
	M _{corr}	15.96				
	N _{min}	844.6	0			
	M _{corr}	31.8				
	M _{max}	61.6	0			
	N _{corr}	747.4				

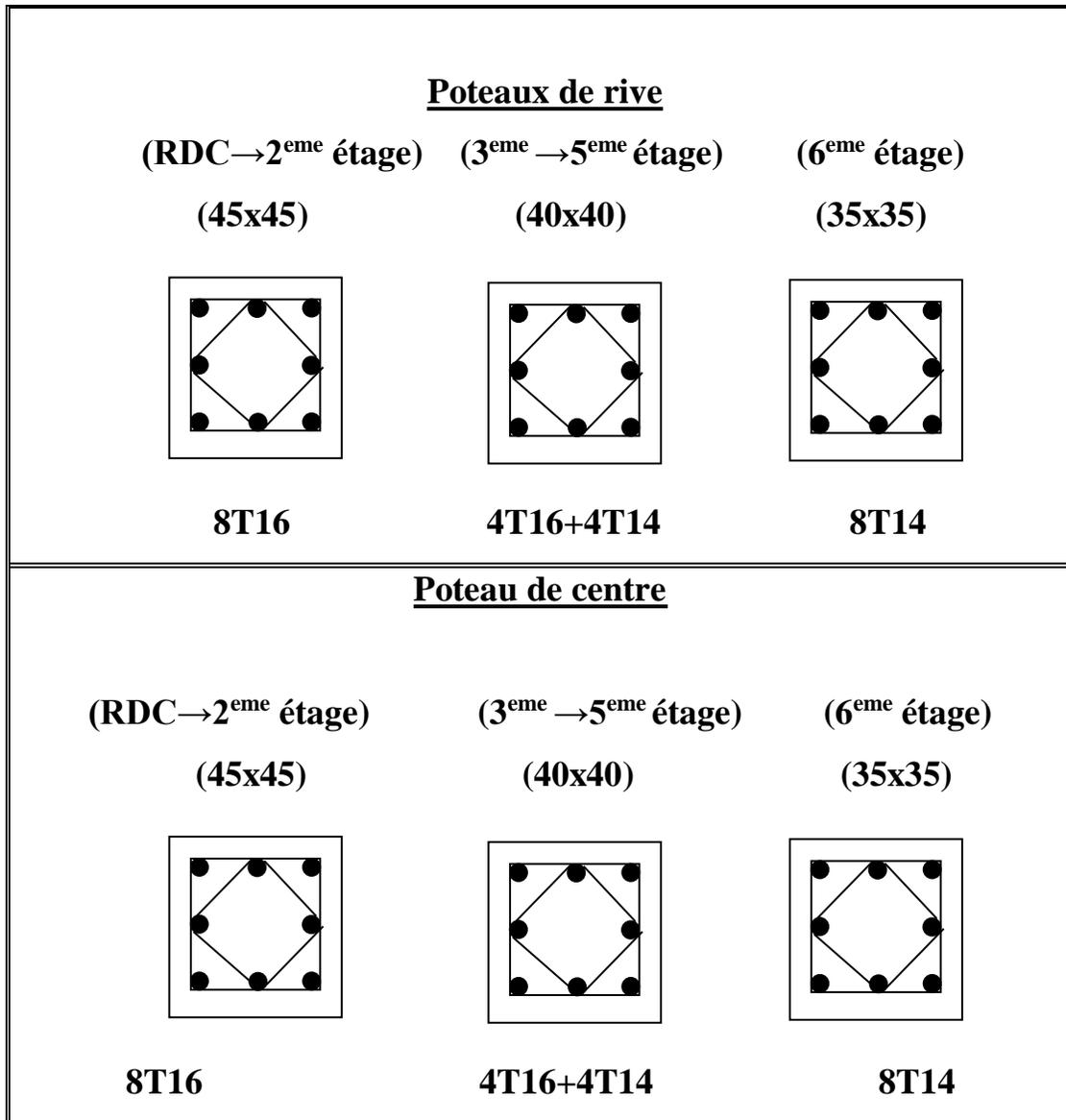


Figure VI.3 : Dessin de ferrillages des sections des poteaux

Chapitre VII : Etude des voiles

VII. Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments, quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

VII.1-Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique) ; ce système de contreventement est conseillé en zone sismique, car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent, une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).

- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.2-principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) **G + Q ± E** (vérification du béton)
- 2) **0,8G + E** (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

VII.3-La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_c}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec : N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

a) 1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

b) 2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

c) 3^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.3.1- Armatures verticales :

Elles sont disposées on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.3.2- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10 %.

VII.3.3-Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm . Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII. 4- ferrailage des voiles :**VII.4.1-Exemple de calcul :**

$$A = 0.95\text{m}^2$$

$$I = 1.78 \text{ m}^4$$

$$V = 2.375\text{m}$$

$$N = 3012.9\text{KN}$$

$$M = 1227.31 \text{ KN.m}$$

$$T = 512.43 \text{ KN}$$

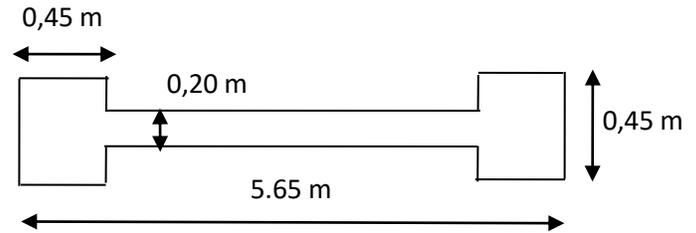


Figure VII.1. Schéma du voile + poteaux

a) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{3012.9 \times 10^{-3}}{0,95} + \frac{1227.31 \times 2.375 \times 10^{-3}}{1.78} = 480.9 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{2267,66 \times 10^{-3}}{0,54} - \frac{1942,98 \times 1,35 \times 10^{-3}}{0,33} = -155.2 \end{cases}$$

On a : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times l$$

$$x = \frac{155.2}{480.9 + 155.2} \times 4.75$$

$$x = 1.15 \text{ m}$$

c) Force de traction :

$$F = |\sigma_2| \times \frac{a}{2} \times x = 155.2 \times \frac{0,20}{2} \times 1.15 = 178.4 \text{ T}$$

d) Armatures longitudinales :

$$A_x = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{178.4}{400} \times 10^{-2} = 44.6 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_l = \frac{44.6 \times 100}{306} = 14.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

e) Armatures de couture :

Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule

$$:A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_s}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_s} = 1,1 \frac{1,4V}{f_s} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 512.43 \times 10}{400} = 19.72 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_{vj} = \frac{19.72 \times 100}{285} = 6.91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

f) Armatures totales :

Donc la section d'armature qu'on doit tenu en compte

$$A_v = A_l + A_{vj} = 14.57 + 6.91 = 21.48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

VII.5-Vérification :**VII.5.1- Vérification à l'ELS :****a) Condition de non fragilité :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{min} = 0,20\% \times a \times L_T = 0,0020\% \times 20 \times 306 = 12.24 \text{ cm}^2$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{min} = \frac{12.24 \times 100}{306} = 4,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Le diamètre :

$$D \leq (1/10) a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopt: D= 12 mm

c) L'espacement :

Selon le BAEL 91, on a :

$$S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99/03 :

$$S_t \leq \min\{1,5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min\{S_{tBAEL} ; S_{tRPA}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est **2(4 T 14) = 12.32 cm²/ml**

d) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **Selon le RPA :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{V_u}{b \times d}$, $V_u = 1,4T$

Avec :

V_u : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,4 \times 512,43 \times 10}{20 \times 0,9 \times 475} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée

- **Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{512,43 \times 10}{25 \times 0,9 \times 475} = 0,47 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

e) Calcul des armatures horizontales :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - (0,3k \times f_{tj})}{0,8f_c(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$k = 1 + \frac{3 \times (N_u/B)}{f_{c28}}$ En flexion composée où $N > 0$ (compression), B : section du béton

$$k = 1 + \frac{3 \times (3012,9 \times 10^3 / 20 \times 270 \times 10^2)}{25} = 1,67$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,85 - (0,3 \times 1,67 \times 2,1)) \times 20}{0,8 \times 435 \times (\sin 90 + \cos 90)} = 0,21 \text{ cm}$$

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025 f_{c28}$

$$\tau_b = 0,99 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow A_h = 0,0025(b \times S) = 5,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5T12/ml** de hauteur ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **20cm**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{5,65}{20} = 0,28 \text{ cm} \geq 0,028 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.6-Disposition des armatures :**VII.6.1-armatures transversales :**

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins ; on prend donc 4φ 6 par m².

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

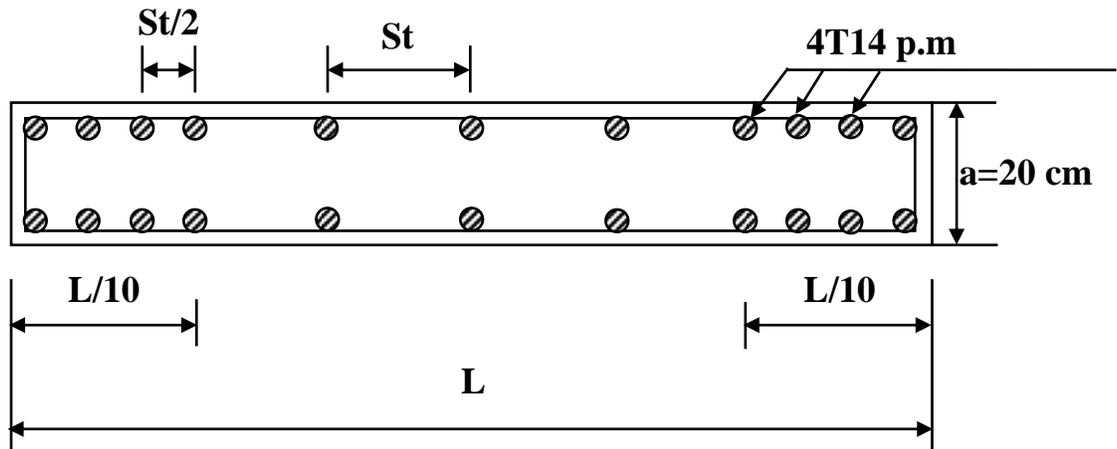


Figure VII.2 : Disposition des armatures longitudinales dans les voiles

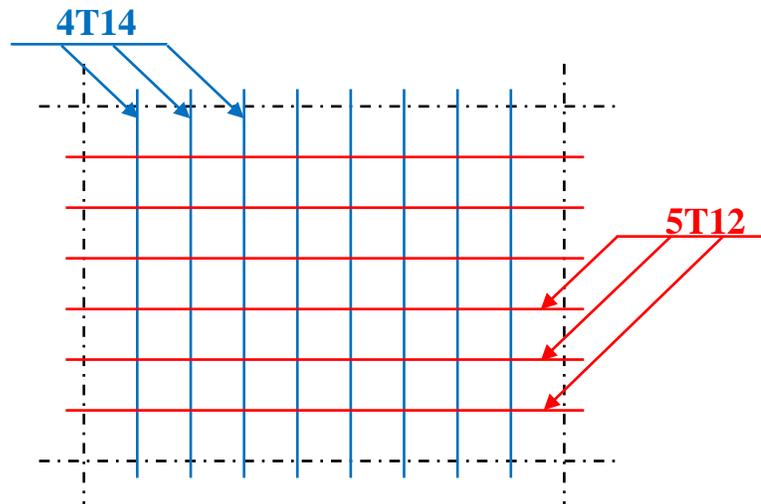


Figure VII.3 : Disposition des armatures transversales dans les voiles

Chapitre VIII :

Etude de

l'infrastructure

VIII. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,00 bar à un ancrage de 1.50 m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L. S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U. $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol

- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Éviter les tassements différentiels.

VIII.1-Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol.

VIII.2-Calcul du radier :

- un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

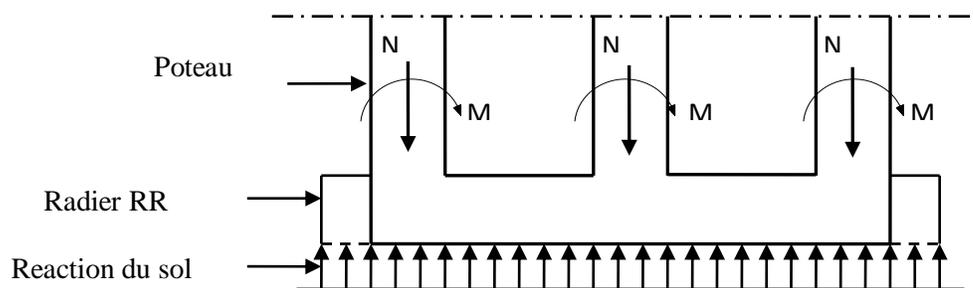


Figure VIII.1: Schéma du Radier

VIII.2.1-Pré dimensionnement du radier :

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues a la Superstructure

a) Combinaison d'actions :

$$\text{A L'E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 41336,30 \text{ KN}$$

$$\text{A L'E.L.S: } N_{Ser} = G_T + Q_T = 30227.6 \text{ KN}$$

b) Surface minimale du radier :

$$\text{On : } a : \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{Ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{30227.6}{1,0 \times 10^2} = 302.27 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 578.63m^2$.

VIII.2.2-Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes

1^{er} Condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec :

$$V_u : \text{l'effort tranchant ultime ; } V_u = \frac{Q_u \cdot L}{2}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; **L=5,20 m**

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{41336,30}{578,63} = 71,43 \text{ KN/m}^2$$

Par une bande de 1 mètre linéaire :

$$Q_u = 71,43 \times 1\text{ml} = 71,43 \text{ KN/m}$$

$$V_u = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{1\text{m} \times 71,43 \times 5,20}{2} = 184,74 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{184,75 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,12\text{m.}$$

2^{ème} Condition :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 20,8 \text{ cm} \leq d \leq 26 \text{ cm.} \\ L = 5,20 \text{ m} \end{cases}$$

Donc : $h \geq d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$

Soit : d=25cm, h= 30 cm

VIII.2.3-Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 57.77 \text{ cm} \leq h \leq 86.66 \text{ cm}$$

On prend comme dimension : $\begin{cases} h= 60 \text{ cm, } d=54 \text{ cm.} \\ b= 40 \text{ cm.} \end{cases}$

VIII.2.4-Vérification des contraintes du sol :

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les poutres de libage.

- **Poids propre du radier :**

$$G_{\text{radier}} = \gamma_{BA} \cdot (h_r \cdot S_r + h_p \cdot b_p \cdot \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \cdot (0,30 \times 578.63 + 0,60 \times 0,40 \times 279.9) = 6019.125 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{ser}} = G_{\text{radier}} + N_{\text{superstructure}} = 6019.125 + 30227.6 = 36246.725 \text{ KN.}$$

Donc on va vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} < 100 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{36246.725}{578.63} = 62.64 \text{ KN/m}^2 < 100 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.2.5 -La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,4 \times 0,6^3/12 = 0,0072 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0,40 \text{ m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0072}{500 \times 0,40}} = 4,64 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5,20m < \frac{\pi}{2} \times L_s = 7,28m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nus des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

VIII.3-Evaluation des charges pour le calcul du radier :

VIII.3.1 Poids unitaire du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{36246.725}{578.63} = 62.64 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,30 = 7,50 \text{KN/m}^2$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 62.64 - 7,50 = 55.14 \text{KN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 55.14 \text{KN/m}^2$$

VIII.4- Ferrailage du radier :

VIII.4.1 Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$: La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$M_t = 0,75M_o$panneau intermédiaire.

Moment sur appuis :

$M_a = 0,4 M_o$appuis de rive.

$M_a = 0,5M_o$appuis intermédiaire

2^{ème} cas :

Si $\alpha = L_x/L_y < 0,4$: La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

VIII.4.2-Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 4.75/4.55 = 1.04 > 0,4$$

Donc La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 1.04 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0668 \\ \mu_y = 0,293 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0673 \times 55.14 \times 4,75^2$$

$$M_{ox} = 83.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0.293 \times 83.72$$

$$M_{oy} = 24.53 \text{ KN.m}$$

En travée :

➤ Sens x :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 83.72 = 62.79 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{62.79 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,0708 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,06 \Rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{62.79 \times 10^3}{0,963 \times 25 \times 348} = 7.49 \text{ cm}^2$$

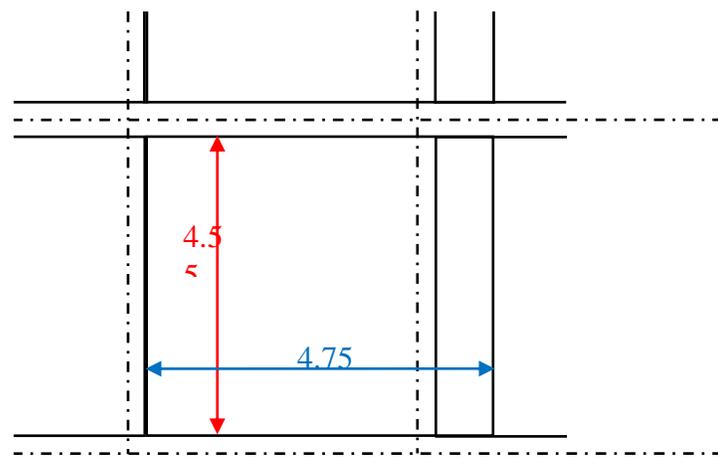


Figure VIII.2: Schéma du panneau le plus défavorable

On adopte : **5T14 / ml, A = 7,70 cm²/ml, St = 20 cm**

➤ **Sens y:**

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 5.21 = 22,31 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24.53 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,027 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24.53 \times 10^3}{0,997 \times 25 \times 348} = 2.85 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5T12 / ml, A = 5,65 cm²/ml, St = 20 cm**

Sur appui :

➤ **Sens x :**

a) Appui intermédiaire :

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 83.72 = 41.86 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ inter}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{41.86 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,0472 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,9806$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ inter}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{41.86 \times 10^3}{0,9806 \times 25 \times 348} = 4,90 \text{cm}^2$$

On adopte : **4T12 / ml, A = 4,52 cm²/ml, St = 25 cm**

➤ **Sens y:**

a) Appui de rive :

$$M_{a \text{ rive}} = 0,3M_{oy} = 0,3 \times 24.53 = 7,36 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ rive}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,36 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,0083 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,36 \times 10^3}{0,996 \times 25 \times 348} = 0,85 \text{cm}^2$$

On adopte : **4T12 / ml, A = 4,52 cm²/ml, St = 25 cm**

b) Appui intermédiaire :

$$M_{a\ inter} = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 24.53 = 12.26\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a\ inter}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.26 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_{a\ inter}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.26 \times 10^3}{0,994 \times 25 \times 348} = 1,42\text{cm}^2$$

On adopte : **4T12 / ml, A = 4,52 cm²/ml, St =25 cm**

VIII.4.3-Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité : **St ≤ min [3h ;33 cm]**

St = 25 cm ≤ 33 cmcondition vérifiée

VIII.5-Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a- Sens longitudinal (Y) :

$$L_{max} = 4.75\text{ m}$$

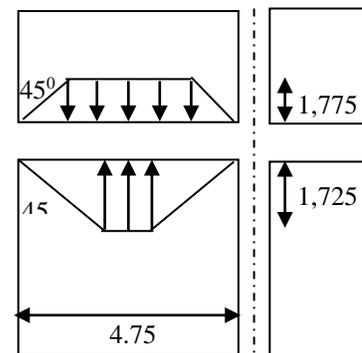
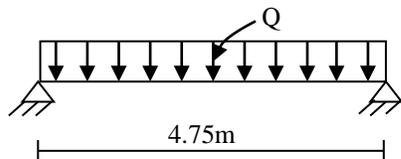


Figure VIII.3: Répartition des charges sur les poutres selon

Les lignes de rupture.

- **Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

Avec :

$$L_{x1} = 5.20 \text{ m}$$

$$L_{y1} = 4.55 \text{ m}$$

$$L_{x2} = 4.75 \text{ m}$$

$$Q = 55.14 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$Q' = \frac{55.14}{2} \left[\left(1 - \frac{5.20^2}{3 \times 4.55^2} \right) 5.20 + \left(1 - \frac{4.75^2}{3 \times 4.55^2} \right) 4.75 \right] = 164.21 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{164.21 \times 4.75^2}{8} = 463.12 \text{ KN.m}$$

a.1- Calcul du ferrailage :

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 463.12 = 393.65 \text{ KN.m} ; b = 40 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; d = 54 \text{ cm} .$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{393.65 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,238 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,276 \Rightarrow \beta = 0,889$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{393.65 \times 10^3}{0,889 \times 54 \times 348} = 23.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{\text{éme}} \text{ lit } 4T16 \\ 3^{\text{éme}} \text{ lit } 4T16 \end{cases} \quad A = 28.67 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

• **Appui intermédiaire :**

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5M_0 = 0,5 \times 463.12 = 231.56 \text{KN.m} ; b = 40 \text{cm} ; h = 60 \text{cm} ; d = 54 \text{cm} .$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ inter}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{231.56 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,14 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,15 \Rightarrow \beta = 0,939$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ inter}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{231.56 \times 10^3}{0,939 \times 54 \times 348} = 13.11 \text{cm}^2$$

On adopte : **(4T16) Fil + (4T16) chap. ; A = 16.09 cm².**

• **Appuis de rive:**

$$M_{a \text{ rive}} = 0,2M_0 = 0,2 \times 463.12 = 92.62 \text{KN.m} ; b = 40 \text{cm} ; h = 60 \text{cm} ; d = 54 \text{cm} .$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ rive}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{92.62 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,05 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

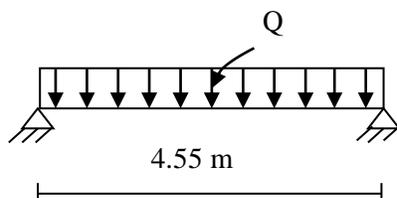
$$\mu = 0,08 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{92.62 \times 10^3}{0,979 \times 54 \times 348} = 5.03 \text{cm}^2$$

On adopte : **(4T16) ; A = 8.05 cm².**

b. Sens transversal(x)

$$L_{max} = 4.55$$



≅

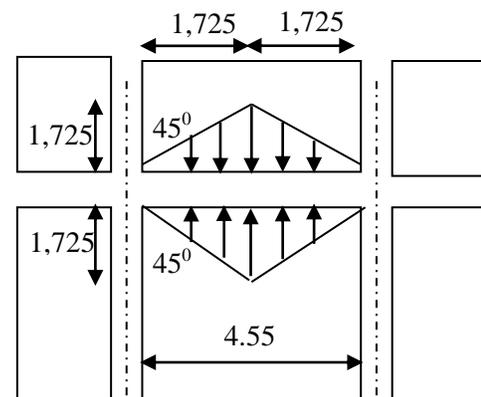


Figure VIII. 4: Répartition des charges sur les poutres selon

Les lignes de rupture.

- **Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que :

$$Q = 55.14 \text{ KN/m}^2$$

$$Lx_1 = 4.55 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 55.14 \times 4.55 = 167.26 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{167.26 \times 4.55^2}{8} = 432.83 \text{ KN.m}$$

a.1- Calcul du ferrailage :

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \times 432.83 = 324.62 \text{ KN.m} ; b = 40 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; d = 54 \text{ cm} .$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{324.62 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,196 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,196 \Rightarrow \beta = 0,911$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{324.62 \times 10^3}{0,911 \times 54 \times 348} = 18.94 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T20) Fil + (4T16) chap ; A = 20.62 cm².**

➤ **Sur appui :**

- **Appui intermédiaire :**

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5M_0 = 0,5 \times 432.83 = 216.41 \text{ KN.m} ; b = 40 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; d = 54 \text{ cm} .$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ inter}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{216.41 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,130 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,130 \Rightarrow \beta = 0,943 A_s = \frac{M_{a \text{ inter}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{216.41 \times 10^3}{0,943 \times 54 \times 348} = 12.20 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T16) + 4T14; A = 14.21 cm².

• Appuis de rive :

$$M_{a \text{ rive}} = 0,2M_0 = 0,2 \times 432.83 = 86.56 \text{ KN.m} ; b = 40 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; d = 54 \text{ cm} .$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ rive}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{86.56 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,0523 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0523 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{86.56 \times 10^3}{0,987 \times 54 \times 348} = 4.70 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T16) ; A = 8,04 cm².

c. Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre
 $h_a < 2(80 - 0,1f_c) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a = 60 \text{ cm}$ vue qu'il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

VIII.6-Contrainte de cisaillement :

• Calcul de l'effort tranchant :

a) Sens longitudinal:

$$T = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}}{2L_y} \right) \cdot L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}}{2L_y} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

$$= \frac{55.14}{2} \left[\left(1 - \frac{5.2}{2 \times 4.55} \right) 5.20 + \left(1 - \frac{4.75}{2 \times 4.55} \right) \cdot 4.75 \right] = 124.02 \text{ KN}.$$

b) Sens transversal :

$$T = \frac{Q}{2} L_{x1} = \frac{55.14}{2} 5.2 = 143.26 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 143.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{143.26 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,54} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII.7-Armatures transversales :

a) Diamètre :

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(17,14\text{mm}; 16\text{mm}; 40\text{mm}) = 16\text{mm}$$

On prend : $\varphi_t = 12 \text{ mm}$

b) Espacement :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = \min(15\text{mm}; 19,20\text{mm}) = 15\text{mm}$$

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

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_s}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \rightarrow f_s \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8 \cdot A_t}$$

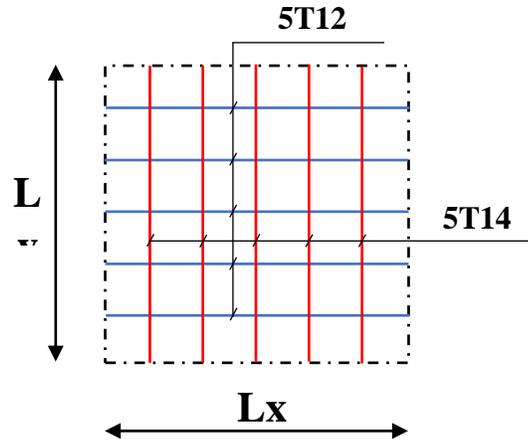
$$f_s \geq \frac{40(0,66 - 0,3 \times 2,1)15}{0,8 \times 4,52} = 49,78 \text{ MPa}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit **4T12, A=4,52cm²/m.**

$$\frac{A_t \cdot f_s}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,33; 0,4) = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{4,52 \times 400}{40 \times 15} = 3,01 \text{ MPa}$$

$> 0,40 \text{ MP} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$



Figures VIII.5 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire

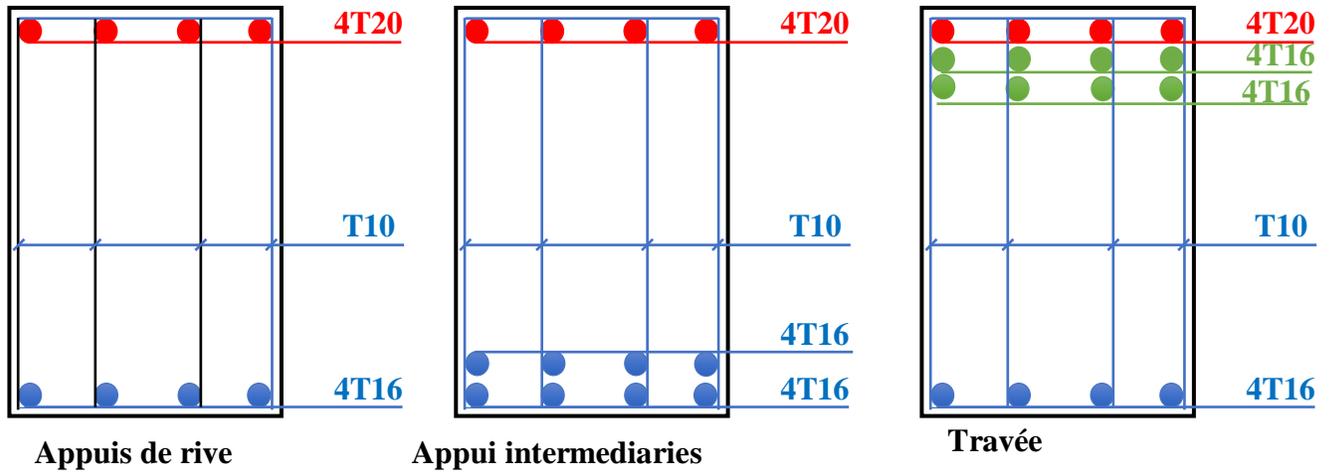


Figure VIII.6 : Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)

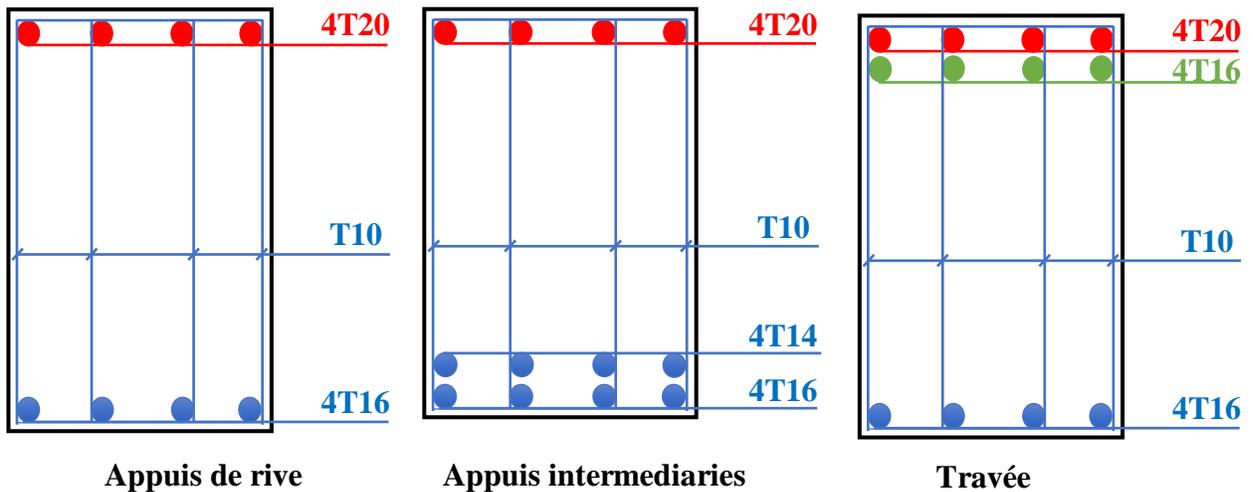


Figure VIII.7 : Ferrailage de la poutre de libage (sens Transversale)

Conclusion

Ce projet de fin d'étude R+6 usage multiple (commerciale +habitation) situe a Tiaret.

Cette étude nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises au cours de la formation d'ingénieur, d'enrichir nos connaissances à partir de documents techniques et organisationnels algériennes comme le (RPA99/2003,BAEL91/99,CBA93,DTR...) et nous utilisons des logicielles comme (ETABS9.7,WORD, EXAL,AUTOCAD,SOCOTAC.....) et on a appliquer des méthodes de calcul, prenant en compte les aspects économiques et sécuritaires du bâtiment. Pour que l'étude ait été réalisée selon les conditions précitées.

A la fin de Ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, il nous a permis d'acquérir des connaissances très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle.

Livres et règlements :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version (2003).
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA (1993).
- Document technique réglementaire : DTRB.C.2.48
- DTR BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées (1999).
- Document technique réglementaire : DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation (1988).
- Calcul des ouvrages en béton armé (M.belazougui)

Mémoire :

- Etude d'un bâtiment en R+8 à usage multiple implanté à Oran

Cours :

- Polycopié, Béton armé (Mr : MIMOUNI Mohamed) 1er Année Master

2017-2018), Université de Tiaret.

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.
- AUTO CAD
- SOCOTEC
- EXCEL