

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de Fin d'Etudes

En Vue de l'Obtention du Diplôme master en Génie Civil

Option :
Matériaux et Structures

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+5 avec Duplex+2 ENTRE SOL
A USAGE D'HABITATIONS,
BUREAUX ET COMMERCES .

Présenté par:

M^{me} BAICHE Samar.

M^{elle} BELHADJ salima.

Encadré par :

M^r. SERIKMA.M

Jury:

M^{me} Laoubi

M^{me} Meziani.M

Sommaire

Introduction générale :	01
--------------------------------------	----

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction :	02
I.2. Présentation de l'ouvrage :	02
I.3. Réglements et normes utilisés :	04
I.4. Les actions de charges :	04
I.5. Les matériaux :	05
I.6. Conclusion :	05

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction :	06
II.2. Prédimensionnement des planchers :	06
II.3. Evaluation des charges et surcharges sur les planchers:	09
I.4. Prédimensionnement des poutres :	11
II.5. Prédimensionnement des poteaux :	13
II.6. Descente des charges :	14
II.7. Vérifications pour le poteau :	22
II.8. Les voiles :	27
II.9. Conclusion :	29

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

III.1. Introduction :	30
III.2. Calcul des planchers à corps creux :	30
III.3. Etude des dalles pleines :	77
III.4. Etude de l'acrotère :	102
III.5. Etude des poutres de chainages :	110
III.6 Etude des escaliers :	113
III.7 Etude de la poutre brisée :	143
III.8 Conclusion :	146

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction :	147
IV.2. Méthode de calcul :	147
IV.3. Méthode choisit :	147
IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant a la base) :	147
IV.5. Méthode dynamique modale spectrale :	151
IV.6. Conclusion.....	159

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1. Introduction.....	160
V.2. Etude des poteaux.....	160
V.3. Etude des poutres.....	171
V.4. Etude des voiles.....	181
V.5. Conclusion.....	188

Sommaire

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction.....	189
VI.2 Etude des fondations.....	189
VI.3.Etude des semelles filantes sous poteaux.....	192
VI.4.Etude des poutres de rigidité.....	194
VI.5.Les longrines.....	197
VI.6. Les voiles périphériques.....	200
VI.7. Conclusion.....	205
Conclusion générale :	206
Bibliographie.	
Annexes.	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. II.1	Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	09
Tableau. II.2	Evaluation des charges dans les murs extérieurs	09
Tableau. II.3	Evaluation des charges dans les murs intérieurs	10
Tableau. II.4	Evaluation des charges sur les dalle pleines.....	10
Tableau. II.5	Evaluation des charges d'exploitation sur les planchers	11
Tableau. II.6	Evaluation de la surcharge(Q)	14
Tableau. II.7	Descente de charges sur le poteau (C6).....	21
Tableau. II.8	Vérification au flambement des poteaux entre RDC et 1 ^{er} étage.....	26
Tableau. II.9	Vérification au flambement des poteaux entre 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	26
Tableau. II.10	Vérification au flambement des poteaux entre 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage (duplex1).....	26
Tableau. II.11	Vérification au flambement des poteaux de 5 ^{ème} étage (duplex2).....	26
Tableau. III.1	Les types de poutrelles.....	37
Tableau. III.2	Les charges et surcharge revenants aux poutrelles.....	39
Tableau. III.3	Les moments en travées.....	49
Tableau. III.4	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	51
Tableau. III.5	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	51
Tableau. III.6	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher de 5 ^{ème} étage (duplex2).....	52
Tableau. III.7	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher de 5 ^{ème} étage (duplex2).....	52
Tableau. III.8	Sollicitations à l'ELU des poutrelles de RCD au 5 ^{ème} étage (duplex1).....	53
Tableau. III.9	Sollicitations à l'ELS des poutrelles de RCD au 5 ^{ème} étage (duplex1).....	54
Tableau. III.10	Sollicitations à l'ELU des poutrelles des entresols.....	54
Tableau. III.11	Sollicitations à l'ELS des poutrelles des entresols.....	55
Tableau. III.12	Sollicitations maximales aux états limite des différent niveau	56
Tableau. III.13	Ferraillage des poutrelles de la terrasse inaccessible.....	62
Tableau. III.14	Ferraillage des poutrelles de RCD au 5 ^{ème} étage (duplex2).....	62
Tableau. III.15	Ferraillage des poutrelles de RCD au 5 ^{ème} étage (duplex1).....	63
Tableau. III.16	Ferraillage des poutrelles des entresols.....	64
Tableau. III.17	Vérifications des armatures à l'effort tranchant.....	65
Tableau. III.18	Vérifications de la jonction table-nervure.....	66
Tableau. III.19	Vérifications à l'état limite de compression de béton... ..	70
Tableau. III.20	Vérifications de la flèche.....	74
Tableau. III.21	Les schémas de ferraillage des poutrelles.....	75
Tableau. III.22	Ferraillage de la dalle en console.....	79
Tableau. III.23	Résultats de ferraillage du panneau sur deux appuis (sens x-x).....	84
Tableau. III.24	Résultats de ferraillage du panneau sur deux appuis (sens y-y).....	84
Tableau. III.25	Résultats de ferraillage des appuis du panneau sur deux appuis (sens x-x).....	85
Tableau. III.26	Résultats de ferraillage des appuis du panneau sur deux appuis (sens y-y).....	85

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. III.27	Vérifications des contraintes en travée pour le panneau sur deux appuis (sens x-x).....	86
Tableau. III.28	Vérifications des contraintes en travée pour le panneau sur deux appuis (sens y-y).....	87
Tableau. III.29	Revivifications des contraintes de compression de béton (sens x-x).....	87
Tableau. III.30	Revivifications des contraintes de compression de béton (sens y-y).....	88
Tableau. III.31	Vérification des contraintes aux appuis pour le panneau sur deux appuis.....	88
Tableau. III.32	Vérification de la flèche pour la dalle sur deux appuis (sens x-x)	90
Tableau. III.33	Vérification de la flèche pour la dalle sur deux appuis (sens y-y)	91
Tableau. III.34	Résultats de ferrailage aux travées du panneau sur quatre appuis (sens x-x).....	94
Tableau. III.35	Résultats de ferrailage aux travées du panneau sur quatre appuis (sens x-x).....	94
Tableau. III.36	Résultats de ferrailage des appuis du panneau sur quatre appuis.....	95
Tableau. III.37	Vérification des contraintes en travée pour le panneau sur quatre appuis (Sens x-x).....	96
Tableau. III.38	Vérification des contraintes en travée pour le panneau sur quatre appuis (Sens y-y).....	97
Tableau. III.39	Revivification des contraintes de compression de béton pour le panneau sur quatre appuis (sens x-x).....	97
Tableau. III.40	Revivification des contraintes de compression de béton pour le panneau sur quatre appuis (sens y-y).....	97
Tableau. III.41	Vérification des contraintes aux appuis pour le panneau sur quatre appuis.....	98
Tableau. III.42	Vérification de la flèche pour la dalle sur quatre appuis (sens y-y).....	100
Tableau. III.43	Vérification de la flèche pour la dalle sur quatre appuis (sens x-x).....	101
Tableau. III.44	Combinaison d'action de l'acrotère	105
Tableau. III.45	Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage à l'ELU	111
Tableau. III.46	Vérification des contraintes à l'ELS pour la poutre de chaînage.....	112
Tableau. III.47	Dimensionnement d'escalier entre 1 ^{er} et 2 ^{eme} niveau des locaux (volée 1).....	123
Tableau. III.48	Évaluation des charges sur le palier d'escalier des étages courants	123
Tableau. III.49	Évaluation des charges sur la volée 1 et 2 d'escalier des étages courants	124
Tableau. III.50	Évaluation des charges sur la volée 1 et 3 d'escalier des entresols.....	125
Tableau. III.51	Évaluation des charges sur la volée 2 d'escalier des entresols.....	125
Tableau. III.52	Évaluation des charges sur le palier d'escalier des entresols.....	126
Tableau. III.53	Ferrailage de l'escalier à deux volées pour les étages d'habitations.....	129
Tableau. III.54	Vérification des contraintes de l'escalier à l'ELS pour les étages d'habitations.....	130
Tableau. III.55	Résultats de ferrailage de la poutre palière de l'escalier (en F.S) pour les étages d'habitation.....	132
Tableau. III.56	Vérification des contraintes de l'escalier à l'ELS pour les étages d'habitations.....	134
Tableau. III.57	Résultats des ferrailages des volées 1-3 de l'entresol.....	137
Tableau. III.58	Résultats des ferrailages des volées 2 des l'étages courants.....	141

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. III.59	Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S) pour la poutre brisée	144
Tableau. III.60	Vérification des contraintes à l'ELS pour la poutre brisée	145
Tableau. IV.1	Valeurs des pénalités P_q	150
Tableau. IV.2	Période de vibration et taux de participation massique.....	153
Tableau. IV.3	Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	154
Tableau. IV.4	Vérification de l'interaction sous charges horizontales	155
Tableau. IV.5	Vérification de l'effort tranchant à la base	155
Tableau. IV.6	Vérification des déplacements.....	156
Tableau. IV.7	Vérification à L'effet $P-\Delta$	157
Tableau. IV.8	Vérification de l'effort normale réduit	158
Tableau. V.1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	161
Tableau. V.2	Les sollicitations dans les poteaux.....	162
Tableau. V.3	Les Armatures longitudinale dans les poteaux.....	164
Tableau. V.4	Les armatures transversales adoptées pour les poteaux	165
Tableau. V.5	Vérification au flambement des différents poteaux	166
Tableau. V.6	Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	167
Tableau. V.7	Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	168
Tableau. V.8	Ferrailage des sections des poteaux.....	170
Tableau. V.9	Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.....	172
Tableau. V.10	Les sollicitations les plus défavorables.....	173
Tableau. V.11	Armatures les longitudinales dans les poutres.....	174
Tableau. V.12	Vérification de l'effort tranchant.....	176
Tableau. V.13	Vérification au cisaillement.....	176
Tableau. V.14	Vérification de l'état limite de compression du béton.....	177
Tableau. V.15	Moment résistant dans les poteaux.....	179
Tableau. V.16	Moment résistant dans les poutres.....	179
Tableau. V.17	Vérification de la zone nodale.....	180
Tableau. V.18	Les sollicitations dans le voile $V_x=0.8m$	184
Tableau. V.19	Les sollicitations maximales dans le voile $V_y=1.2m$	184
Tableau. V.20	Les sollicitations maximales dans le voile $V_y=2.2m$	185
Tableau. V.21	Ferrailage du voile $V_x=0.8m$	185
Tableau. V.22	Ferrailage du voile $V_y=1.2m$	186
Tableau. V.23	Ferrailage du voile $V_y=2.2m$	187
Tableau. VI.1	Sollicitations agissant sur la poutre de rigidité	196
Tableau. VI.2	Ferrailage de la poutre de rigidité.....	196
Tableau. VI.3	Ferrailage longitudinal des longrines.....	199
Tableau. VI.4	Ferrailage du voile périphérique	202
Tableau. VI5	Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	204
Tableau. VI.6	Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	204

LISTE DES FIGURES

Figure. I.1	Plan de masse	02
Figure. I.2	Plan de façade	03
Figure. II.1	Coupe transversale d'un plancher à corps creux	08
Figure. II.2	Schéma de la disposition	15
Figure. II.3	Surface qui revient au poteau C6 (terrasse inaccessible)	15
Figure. II.4	Surface qui revient au poteau C6 (5 ^{ème} étage niv2).....	16
Figure. II.5	Surface qui revient au poteau C6 (RDC, 1 ^{er} étage jusqu'à 5 ^{ème} étage niv1).....	17
Figure. II.6	Surface qui revient au poteau C6 (les entresols 1et2).....	17
Figure. II.7	Surface qui revient au poteau C6 pour les poutres (terrasse inaccessible).....	18
Figure. II.8	Surface qui revient au poteau C6 pour les poutres (5 ^{ème} étage niv2).....	19
Figure. II.9	Surface qui revient au poteau C6 pour les poutres (RDC, 1 ^{er} étage jusqu'à 5 ^{ème} étage niv1).....	19
Figure. II.10	Surface qui revient au poteau C6 pour les poutres (les entresols 1et2).....	20
Figure. II.11	Section brute (B _r).....	25
Figure. II.12	Voiles avec deux abouts.....	27
Figure. II.13	Voiles avec un seul about lié.....	28
Figure.III.1	Schéma de la disposition	31
Figure.III.2	Schéma d'une poutrelle.....	32
Figure.III.3	statique des poutres à deux travées	34
Figure III.4	Schéma statique des poutres à plus de deux travées	34
Figure III.5	Schéma statique de la poutrelle.....	35
Figure.III.6	Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées	35
Figure.III.7	Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	36
Figure.III.8	Schéma statique de la poutrelle	36
Figure.III.9	Schéma statique des poutres à sept travées	39
Figure.III.10	Schéma d'une poutrelle	59
Figure.III.11	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	77
Figure.III.12	Schéma de la dalle en console	78
Figure.III.13	Schéma statique de la dalle	78
Figure.III.14	Schéma de ferrailage de la dalle en console	82
Figure.III.15	Dalle sur deux appuis	82
Figure.III.16	Section de la dalle pleine à ferrailer.....	83
Figure.III.17	Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	92
Figure.III.18	Dalle sur quatre appuis	92
Figure.III.19	Section de la dalle pleine à ferrailer	93
Figure.III.20	Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis	102
Figure.III.21	Coupe de plan de l'acrotère	102

LISTE DES FIGURES

Figure.III.22	Les sollicitations sur l'acrotère	104
Figure.III.23	Section à ferrailer	106
Figure.III.24	Schéma de ferrailage de l'acrotère	109
Figure.III.25	Schéma statique de la poutre de chainage.....	110
Figure.III.26	Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	113
Figure.III.27	Schéma d'un escalier.....	114
Figure.III.28	Schéma Terminologie d'escalier.....	114
Figure III.29	Schéma statique de l'escalier Type01 pour la volée(1) et (3).....	115
Figure III.30	Schéma statique de la partie(I) pour la volée(1) et (3).....	115
Figure.III.31	Schéma statique de la partie(II) pour la voléeII (poutre brise).....	116
Figure.III.32	Schéma statique de l'escalier Type01 (entre les niveaux duplex).....	117
Figure.III.33	Schéma statique de l'escalier pour la volée I (entre les niveaux duplex).....	118
Figure.III.34	Schéma statique de la partie(II) pour la volée I (entre les niveaux duplex).....	119
Figure.III.35	Schéma statique de la partie(I) pour la volée III (entre les niveaux duplex).....	120
Figure.III.36	Vue en plan d'un escalier droit à deux volées	122
Figure.III.37	Schéma de l'escalier droit à deux volées.....	122
Figure.III.38	Coupe en élévation de l'escalier (Type02) pour la partie AB.....	126
Figure.III.39	Schéma statique de l'escalier Type02 pour la partie AB.....	127
Figure.III.40	Section d'escalier à ferrailer (Type02).....	127
Figure.III.41	Schéma de ferrailage de l'escalier Type02.....	129
Figure.III.42	Vue en plan d'un escalier droit à deux volées pour la poutre palière	131
Figure.III.43	Schéma statique de la poutre palière.....	131
Figure.III.44	Schéma d'une volée 1-3 (entresols commerciaux).....	135
Figure.III.45	Schéma de ferrailage de l'escalier droit 1 et 3(entresols commerciaux).....	140
Figure.III.46	Schéma d'une volée 2 et 4 de l'entresol.....	140
Figure.III.47	Schéma de ferrailage de la volée 2et4 de l'entresol.....	142
Figure.III.48	Schéma statique de la partie (II) pour la poutre brise.....	143
Figure.III.49	Schéma de ferrailage de la poutre palière (poutre brise).....	146
Figure. IV.1	Schéma de dispositions des voiles.....	151
Figure. IV.2	1 ^{ere} mode de déformation (translation suivant x-x).....	152
Figure. IV.3	2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y).....	152
Figure. IV.4	3 ^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	153
Figure. V.1	Zone nodale.....	161
Figure. V.2	Section réduite du béton.....	166
Figure. V.3	Section d'un poteau.....	167
Figure. V.4	Ferrailage des sections des poteaux	169
Figure. V.5	Les moments dans la zone nodale	178
Figure. V.6	Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.	180
Figure. V.7	Exemple de Schéma de ferrailage d'une poutre principale	181
Figure. V.8	Ferrailage de voile.....	182

LISTE DES FIGURES

Figure. V.9	Schéma d'un voile pleine	183
Figure. VI.1	Vue d'une semelle isolée.....	190
Figure. VI.2	Semelle filante	191
Figure. VI.3	Différentes charges agissant sur la semelle	193
Figure. VI.4	Charges agissantes sur la poutre de rigidité	195
Figure. VI.5	Schéma statique de la poutre de rigidité	196
Figure. VI.6	Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité	197
Figure. VI.7	Schéma de ferrailage des longrines.....	199
Figure. VI.8	Schéma du mur périphérique	200
Figure. VI.9	Diagramme des contraintes	201
Figure. VI.10	Schéma de ferrailage de voile périphérique	205

REMERCIEMENTS

AVANT TOUT, NOUS TENONS À REMERCIER, LE DIEU LE TOUT PUISSANT QUI NOUS A DONNÉ LA FORCE, LA PATIENCE ET LE COURAGE POUR ACHEVER CE MODESTE TRAVAIL.

NOUS REMERCIONS NOS FAMILLES QUI NOUS ONT TOUJOURS ENCOURAGÉ ET SOUTENU DURANT TOUTES NOS ÉTUDES.

NOUS ADRESSONS NOTRE RECONNAISSANCE ET NOS REMERCIEMENTS À NOTRE PROMOTEUR M^{MR} M.SEREKMA. QUI NOUS A DONNÉ LE COURAGE ET LEUR SOUTIENT SCIENTIFIQUE ET MORALE.

NOUS REMERCIONS LES MEMBRES DE JURY QUI NOUS FONT L'HONNEUR DE JUGER CE TRAVAIL.

NOTRE SINCÈRE GRATITUDE VA VERS TOUS CEUX QUI ONT PARTICIPÉ DE PRÈS OU DE LOIN À CE TRAVAIL.

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents

A mes frères Aimad, Yahia et Billal

A ma sœur : Chahrazed

A mes oncles et mes tantes

A mes cousins et cousines

A tous mes amis (es) sans exception

A ma binôme Samar et toute sa famille.

B. Salima

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mes très chers sœurs WISSAM ET THALWATH et mon frère ISLAM et mon mari et ma fille mon ange qui es tout ma vie MELLINA .

A toutes les familles " BAICHE" et "BAZIZ" IBRAHIM.

A mes meilleurs amis samira ryma sabrina et ma binome salima idhir et rabia et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A mon encadreur bien sur : " Mr M.SERIKMA" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

A tout la promotion de Génie Civil 2017.



INTRODUCTION

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui sont à l'origine de mouvements forts du sol.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur civil est censé de vérifier des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment en R+05 avec deux Entresol, il regroupe à la fois des commerces et logements d'habitations et il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entamant l'étude dynamique dans le quatrième chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le SAP2000, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

Chapitre I :

Généralités

I.1.Introduction

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

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en (R+5 avec 2 entre-sol) implanté à la wilaya de Bejaïa. Cette structure est destinée pour l'usage d'habitation de 78 logements avec locaux commerciaux et équipement socio-éducatif. La wilaya de Bejaia est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », zone II a, ayant une sismicité moyenne.

L'assiette du projet se trouve dans la commune de Oued Ghir dans le lieu-dit Ibourassen, juste à la rentrée est du village de Oued Ghir. Il est limité :

Au sud par la RN26, à l'Ouest par la garde communale ainsi que la route menant au CEM de Oued Ghir.

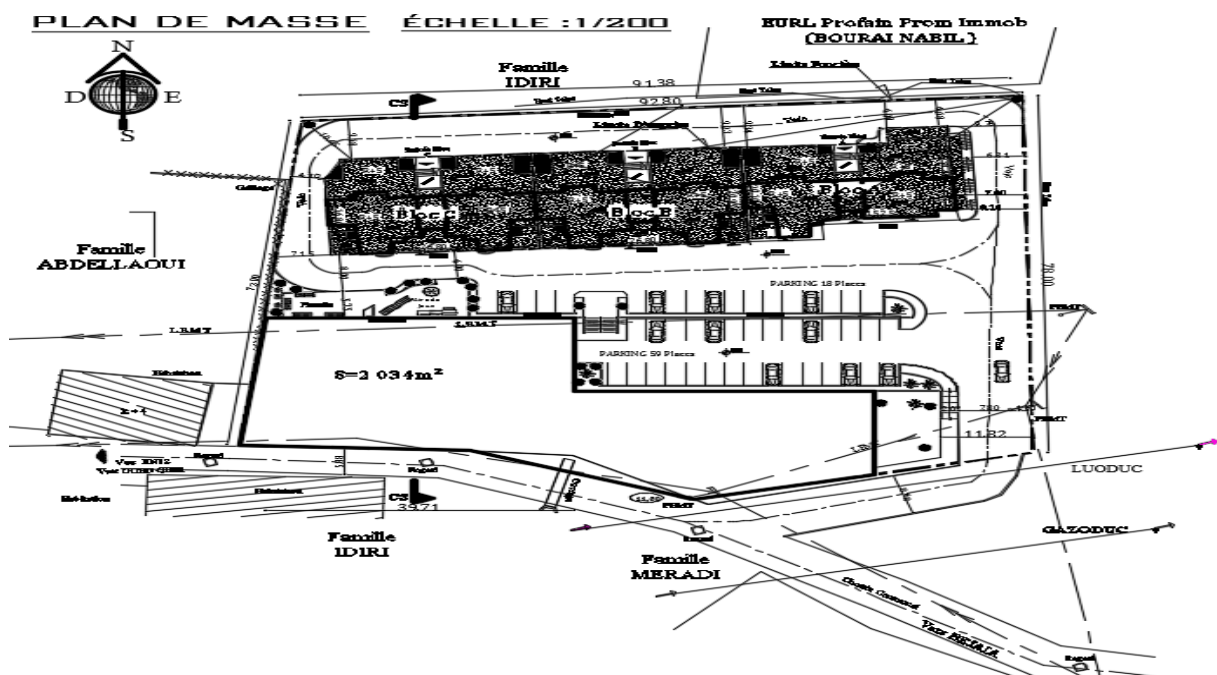


Figure. I.1. Plan de masse

I.2.1. Caractéristiques de la structure :

❖ Caractéristiques géométriques

- Largeur en plan.....20.95 m.
- Longueur en plan.....26.80 m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère).....29,56 m.
- Hauteur de l'entre sol 2.....4.08 m.
- Hauteur du RDC et 1^{er} entre sol:3.06 m.

- Hauteur des étages de 1^{er} au 4^{eme} et 5^{eme} étage niveau 1.....3.06 m.
- Hauteur de 5^{eme} étage niveau 2.....3.06 m.
- Hauteur de dalle de cage d'escalier.....1.00m



Figure. I.2. Plan de façade

❖ **Système structural.**

L'ossature est constituée par des portiques contreventés par des voiles en béton armé. Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.2.2. Eléments constituant l'ouvrage

- **Planchers**
Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Notre bâtiment ne comporte qu'un deux type de planchers corps creux et dalles pleines.
- **Les voiles**
Les voiles seront réalisés en béton armé et choix du nombre, dimensions et leur emplacement sera étudié ultérieurement.
- **Maçonnerie**

Pour cet ouvrage, nous avons deux types de cloisons :

- a) Cloisons légères de séparation en briques creuses de 10 cm et de 15 cm d'épaisseur ;

- **Revêtements :**

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour les planchers courants et les terrasses inaccessibles ;
- L'enduit de plâtre pour les murs intérieurs
- Faux plafonds divers pour les plafonds (bois, métallique, minéral) ;
- Une peinture de sol à base de résine antidérapante

- **Acrotère**

La terrasse du bloc est entourée d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour rôle d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales sur les façades.

- **Les escaliers**

La circulation verticale est assurée par des escaliers droits comportant de deux à quatre volées. Notre ouvrage comporte 2 types d'escaliers selon le nombre de volées et de marches.

I.3. Règlements et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003).

Le Code du Béton Armé (CBA 93).

Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges (DTR BC 2.2).

Les Règles de Calcul des Fondations Superficielles (DTR BC 2.331) et les DTU.

Le Béton Armé aux états limites (BAEL 91).

I.4. Les actions de charges

- **Les Actions Permanentes (G)**

Ce sont des actions continues dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

- **Les Actions Variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution.
- Effet de la température
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charge non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

- **Les Actions Accidentelles**

Ce sont des actions qui se produisent rarement avec une faible durée d'application, Par exemple :

- Séismes.

- Explosions.
- Chocs.

I.5. Les matériaux

I.5.1 Le béton

$\sigma_{bc}=14,2$ MPa.

$E_i=37200$ MPa.

$f_{c28}=25$ MPa.

$f_{t28}=2,1$ MPA

$\nu =0,2$

I.5.2 Acier

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

- Fe E40 = 400 MPa.
- $\gamma_s= 1.15$ (situations courantes).
- $\gamma_s = 1.00$ (situations accidentel).
- $\sigma_s=348$ MPa

I.5.3. Sol

D'après les essais de pénétromètre dynamique et essais au laboratoire, ils ont déterminé la capacité portante du sol de 2 bars sur une profondeur de 1.5 m.

Le site est de catégorie S2 selon RPA version 2003 et qui se trouve sur un terrain en pente.

I.6. Conclusion

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Chapitre II : ***pré-dimensionnement***

*Chapitre II :
pré-dimensionnement*

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des règles qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches..), parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Et pour l'objectif de déterminer les sections des différents éléments de la structure, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Planchers ;
- Poutres ;
- Poteaux ;
- Voiles.

Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux exigences dictées par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Il existe plusieurs types de planchers :

- ✓ Les planchers à corps creux.
- ✓ Les planchers en dalles pleines.

II.2.1. Plancher à corps creux**Pré dimensionnement des poutrelles**

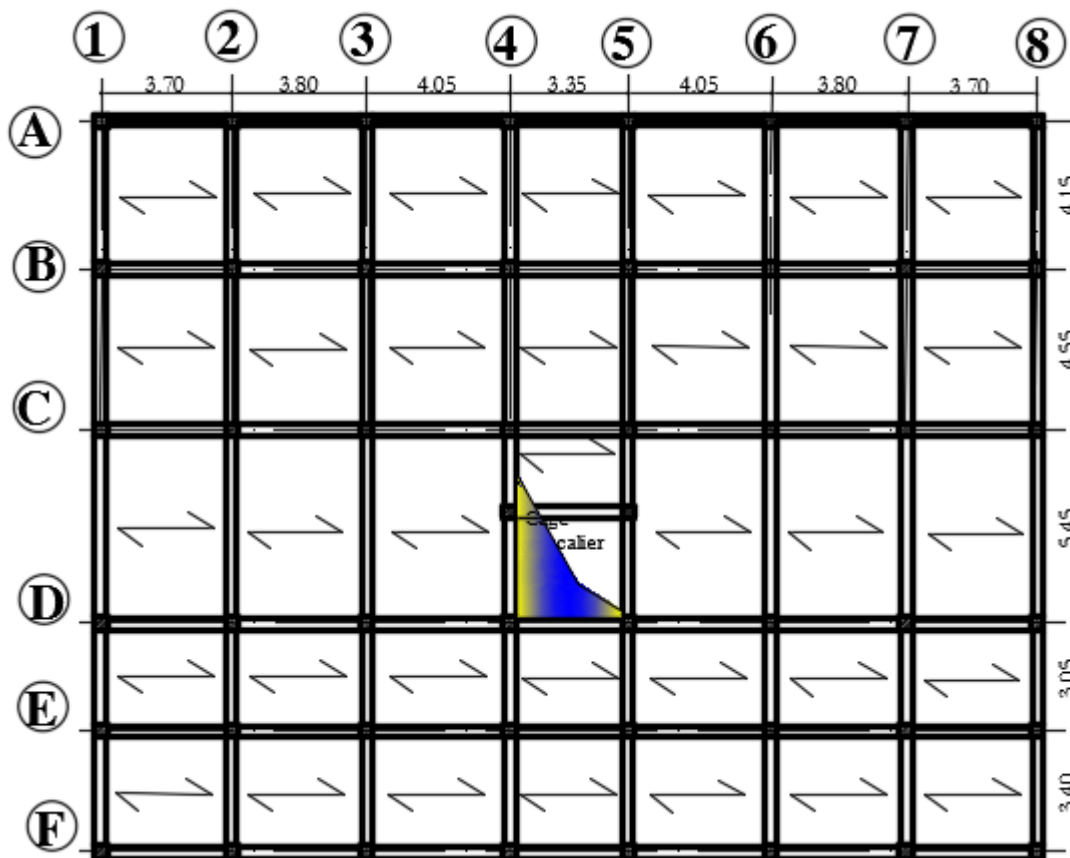
La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation du CBA 93

(Art B.6.8.4.2.4) suivante : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

h_t = Hauteur totale du plancher

L_{\max} = La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

La disposition des poutrelles



On suppose que : $b_{\text{poutre}} = 35\text{cm}$

$$L_{\text{max}} = 405 - b_{\text{poutre}} \rightarrow L_{\text{max}} = 405 - 35 = 370\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16.44\text{cm}.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm} : \text{hauteur du corps creux.} \\ 4\text{cm} : \text{hauteur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$

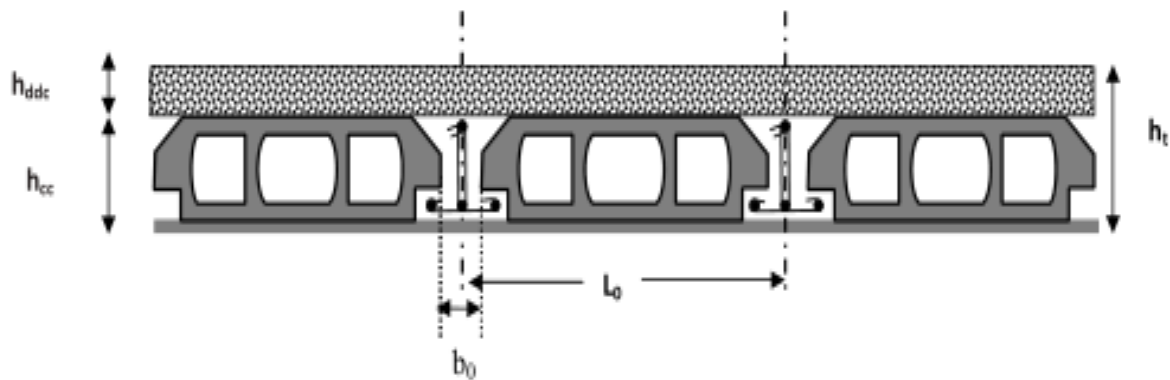


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

L_0 : Distance entre axe des poutrelles.

b_0 : Largeur de la nervure

h_{cc} : Hauteur de corps creux.

h_{ddc} : Hauteur de la dalle de compression.

II.2.2. Plancher en dalle pleine

C'est des planchers constitués d'une dalle en béton armé reposant sur un système d'appuis qui peuvent être des poutres, des voiles ou des poteaux.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

- **Critère de résistance**

$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow$ Pour une dalle sur un seul appui.

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle sur deux appuis.

$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow$ Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

L_x : c'est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

- **Coupe-feu :**

$e \geq 7\text{cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu.

Notre projet comporte trois types de dalle pleine :

$$\text{Dalle sur 3 appuis.} \rightarrow \frac{330}{50} \leq e \leq \frac{330}{40} \Rightarrow 7.43 \leq e \leq 8.25$$

$$\text{Dalle sur 4 appuis.} \rightarrow \frac{370}{50} \leq e \leq \frac{370}{40} \Rightarrow 7.4 \leq e \leq 9.25$$

$$\text{Dalle sur 2 appuis.} \rightarrow e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{300}{20} = 15 \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

On opte pour épaisseur $e=12\text{cm}$.

II.3. Evaluation des charges et surcharges sur les planchés

II.3.1. Evaluation des charges permanentes

a) Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique(□) (KN/m3)	Poids G (KN /m ²)
Gravillon roulé	0.04	20	0.8
Etanchéité	0.02	6	0.12
Papier Kraft	/	/	0.05
Forme de pente (1.5%)	0.10	22	2.20
Plaque de liège	0.04	/	0.03
Pare vapeur	0.01	/	0.06
Film polyane	/	/	0.01
Corps creux	0.20	14	2.80
Enduit de ciment	0.015	/	0.27
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge Permanente			6.54

b) Évaluation des charges sur les murs :

➤ Murs extérieurs :

Les murs extérieurs ont un rôle primordial dans l'isolation acoustique et thermique.

Tableau II.2. Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique(□) (KN/m3)	Poids G (KN /m ²)
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Cloisons lourdes en parpaings	0.25	8.66	2.165

Lame d'air	0.05	/	/
Cloisons légères de séparation en briques creuses	0.10	9.00	0.90
Enduit en ciment	0.02	10	0.20
Charge permanente			3.465

➤ **Murs intérieurs :**

Le rôle des murs intérieurs est la séparation des pièces constitutives du bâtiment et ils jouent aussi un rôle dans l'isolation acoustique.

Tableau II.3. Evaluation des charges dans les murs intérieurs .

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique(□) (KN/m3)	Poids G (KN /m ²)
Cloisons légères de séparation en briques creuses	0.10	/	0.90
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de Sable	0.02	18	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente			5.06

c) Plancher en dalle pleine

Tableau II.4. Évaluation des charges sur les dalles pleines.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique(□) (KN/m3)	Poids G (KN /m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher dalle pleine	0.12	25	3.00
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente			4.36

II.3.2. Evaluation des surcharges d'exploitation

Tableau II.5. Surcharge d'exploitation sur les planchers.

	Etage Courant	Terrasse inaccessible	Balcon	Escalier	Entre sol
Surcharges KN/m ²	1.5	1	3.5	2.5	5

II.4. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux chargés de la transmission des charges verticales aux poteaux.

On note :

b : largeur de la base de la poutre ;

h : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale.

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules suivantes:

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

II.4. 1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le BAEL 91 leur hauteur est donnée selon les conditions suivantes : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec : h_{pp} : Hauteur de la poutre principale.

L_{\max} : Longueur maximale de la poutre

Avec : $L_{\max} = 545 - 35 = 510 \text{ cm}$.

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}.$$

Soit : $h=40 \text{ cm}$.

$$\frac{4 \times 40}{10} \leq b \leq \frac{8 \times 40}{10} \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm. Condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm. Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1.14 \text{ cm} < 4 . \text{ Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées.

II.4. 2. Les poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : Longueur maximale de la poutre

Avec: $L_{\max} = 505 - 35 = 370 \text{ cm}$.

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \rightarrow 24.66 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}.$$

La même manière pour calculer b.

Soit : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm. Condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm. Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{35} = 1.857 \text{ cm} < 4 . \text{ Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

- Les poutres principale : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Les poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le Prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges. L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante [1] :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale ;

B_r : section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2 cm (1cm sur le pourtour)

$\gamma_b = 1,50$ et $\gamma_s = 1,15$: coefficients de sécurité du béton et de l'acier ;

f_{c28} et f_e : résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

A_s : section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ;

α : coefficient fonction de l'élanement du poteau donné par le CBA 93 comme suit:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \frac{\lambda^2}{30^2}} \Rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \Rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda = l_{\text{flambement}} / i = l_{\text{flambement}} \sqrt{12} / b$$

$l_{\text{flambement}}$: longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$

λ : élanement du poteau $\lambda = L_f / i$

l_0 : longueur libre du poteau

i : rayon de giration de la section du béton : $i = \sqrt{I/B}$

I : moment d'inertie (dans le sens de la section susceptible de se déformer) de la section du béton par rapport à son centre de gravité.

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins des poteaux de rive [1].

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- Deux entre sol : $(b, h) = (45, 45) \text{ cm}^2$.
- RDC et 1^{er} étage: $(b, h) = (45, 40) \text{ cm}^2$.
- 2^{ème}, 3^{ème} étage: $(b, h) = (40, 35) \text{ cm}^2$.
- 4^{ème}, 5^{ème} étage: $(b, h) = (35, 35) \text{ cm}^2$.

II.6.Descente des charges

La descente des charges désigne l’opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l’effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement. Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches.

II.6.1.La loi de dégression des charges :(D.T.R.B.C.2.2ART 6.3)

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « D.T.R.B.C.2.2 » qui recommande « d’appliquer une dégression de la charge d’exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l’occupation des différent niveaux peut être considérée comme indépendante».

Soit Q_0 la charge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n Sont les charges d’exploitation respectives des planchers d’étages 1,2,.....n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul les charges d’exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasse Q_0 .
- ✓ Sous le dernier étage..... Q_0+Q_1 .
- ✓ Sous l’étage immédiatement inférieur..... $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- ✓ Sous l’étage immédiatement inférieur..... $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- ✓ Sous l’étage immédiatement inférieur..... $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4)$.
- ✓ Sous étage n quelconque..... $Q_0 + ((3 + n)/2n) (Q_1 + Q_2 + \dots . Q_n)$.

Le coefficient $(3 + n)/2n$ étant valable pour $n \geq 5$

Évaluation de la surcharge (Q)

L’article 6.2 du D.T.R.B.C.2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptés dans le nombre d’étage de la loi de dégression (**Tableau II.6**) indiquera les différents niveaux d’intervention des charges dans la dégression. On notera N' et N comme suite :

- N' : indique la charge sur le plancher.
- N : indique la charge sous le plancher.

Tableau II.6: Evaluation de la surcharge (Q)

Niveau	Q (KN/m ²)	Dégression	Q cumulée (KN /m ²)
N9	1	Q0	1
N8	(1.5+1)/2=1.25	Q0+Q1	2.25
N7	1.5	Q0+0.95 (Q1+Q2)	3.6125
N6	1.5	Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3)	4.825
N5	1.5	Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)	5.8875
N4	1.5	Q0+0.80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	6.80
N3	1.5	Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	7.5625
N2	1.5	Q0+0.714(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)	8.3185

N1	$(1.5+5)/2=3.25$	$Q0+0.687 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7) +Q8$	11.2917
N0	5	$Q0+0.6666 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7) +Q8+Q9$	16.0826

II.6.2. Descente de charge sur le poteau C6

La disposition des charges

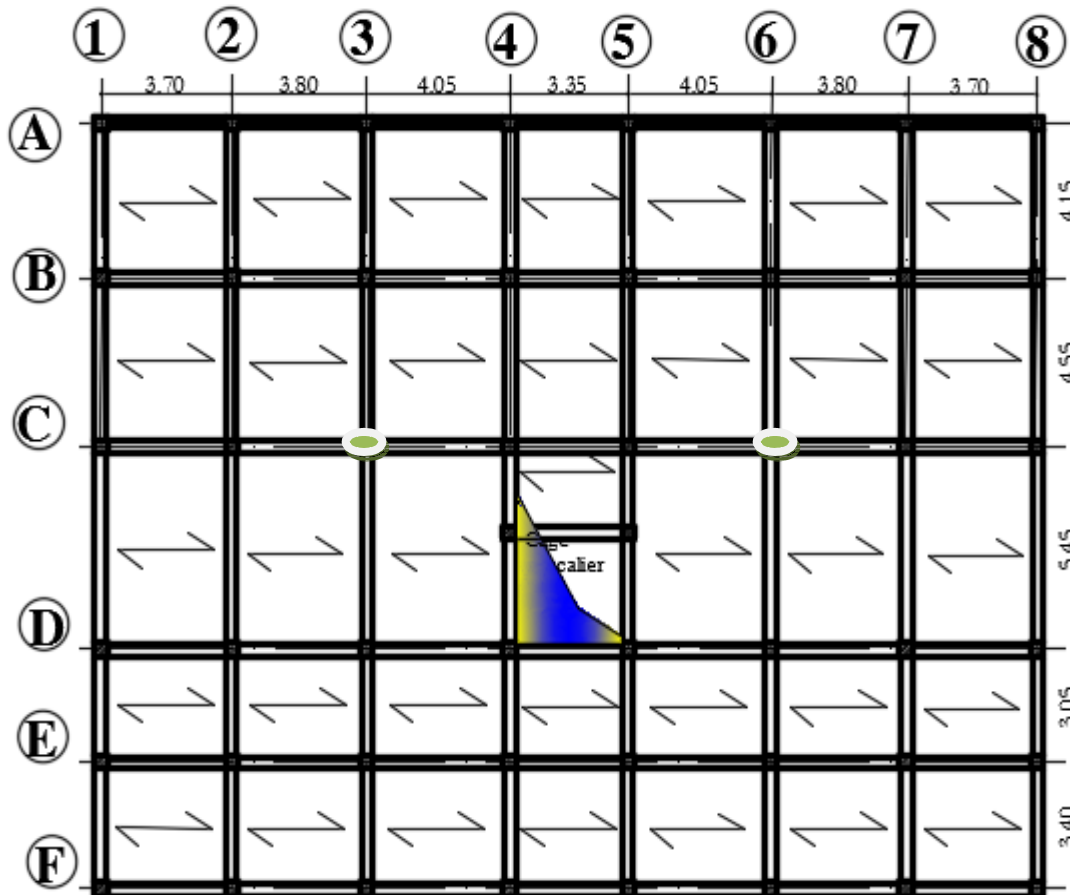


Figure II.2 Schéma de la disposition

- Terrasse inaccessible

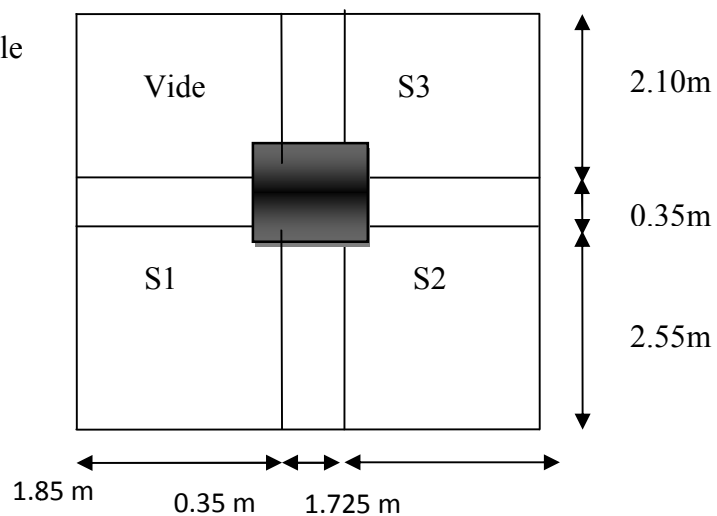


Figure II.3.Surface qui revient au poteau.

La surface afférente du plancher: $S=S1+S2+S3$

$$S= 1.725 (2.10+2.55) +1.85 (2.55) =12.738\text{m}^2.$$

- 5^{ème} étage niv2 (duplex2)

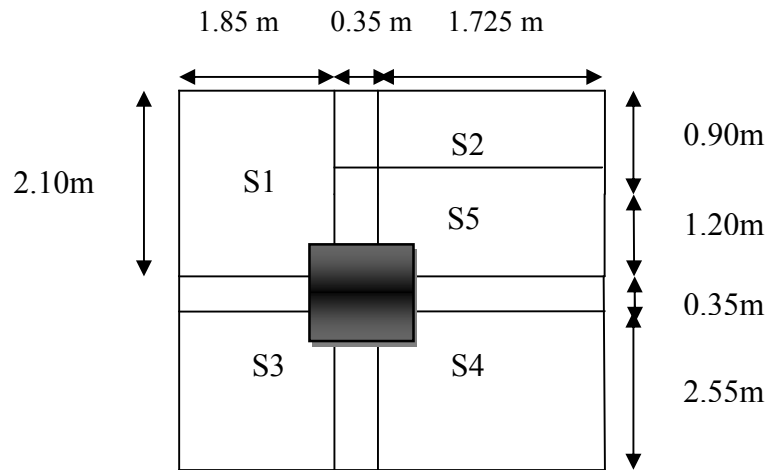


Figure II.4.Surface qui revient au poteau.

La surface afférente du plancher= la surface d'étage habitation+ la surface de la terrasse

La surface d'étage habitation:

$$S=S3+S4+S5$$

$$S= 1.85 (2.55) +1.725 (2.55+1.20) =11.186\text{m}^2.$$

La surface de la terrasse :

$$S=S1+S2$$

$$S= 1.85 (2.10) +1.725 (0.90) =5.437\text{m}^2.$$

La surface total: $S_t=16.623 \text{ m}^2$.

- RDC, 1^{er} étage jusqu'à 5^{ème} étage niv1 (duplex1)

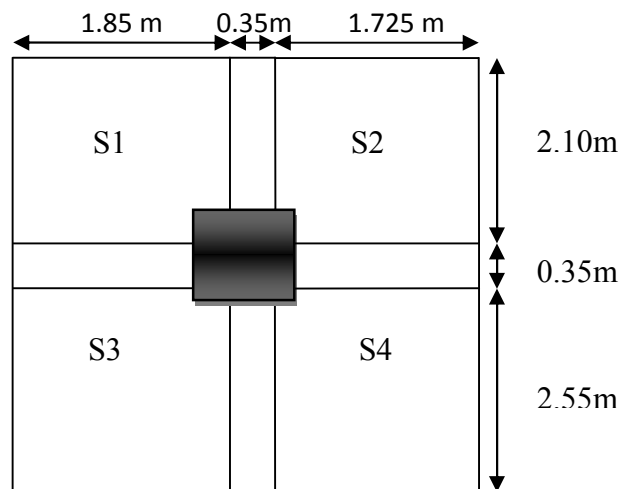


Figure II.5.Surface qui revient au poteau

La surface afférente du plancher: $S=S1+S2+S3+S4$

$$S= 1.85 (2.10+2.55) +1.725 (2.10+2.55) =16.623m^2.$$

- Entresol 1et2

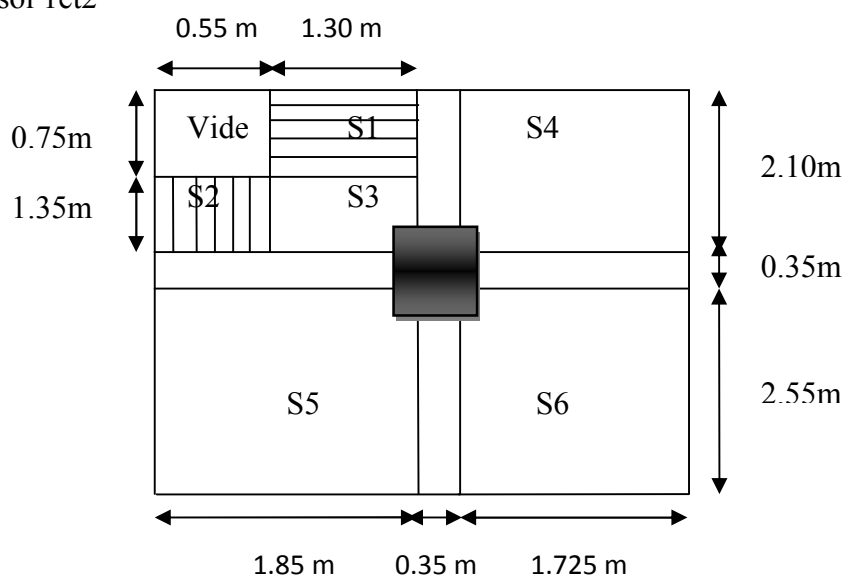


Figure II.6.Surface qui revient au poteau

La surface afférente du plancher: $S=S1+S2+S3+S4+S5+S6$

$$S= 1.30 (0.75+1.35) +0.55 (1.35) +1.725 (2.10+2.55) +1.85 (2.55) =16.211m^2.$$

➤ **Les charges permanentes**

G : Plancher terrasse inaccessible $G = 6.54 \times 12.738 = 83.306 \text{ KN}$.

G : Plancher 5^{ème} étage niv2 (deuplexe2) :

$$G = (5.06 \times 11.186) + (6.54 \times 5.437\text{m}) = 92.159 \text{ KN.}$$

- G : Plancher RDC, 1^{er} étage jusqu'à 5^{ème} étage niv1 (deuplex1) :

$$G = 5.06 \times 16.623 = 84.112 \text{ KN.}$$

G : Plancher à entresol 1et2 : $G = 5.06 \times 16.211 = 82.027 \text{ KN.}$

- Les poutres
 - Terrasse inaccessible

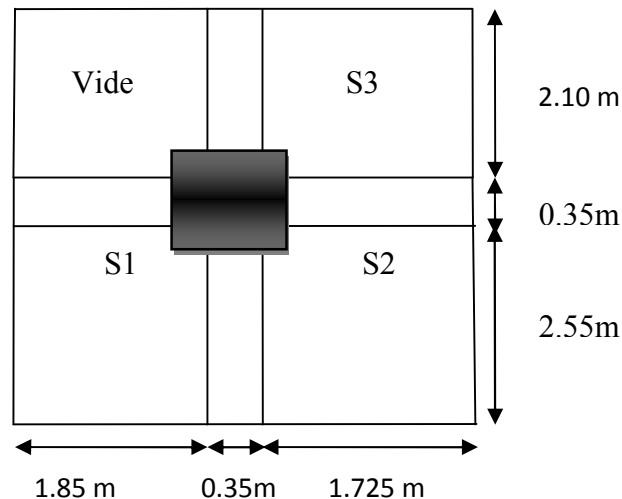


Figure II.7. Surface qui revient au poteau

La longueur des poutres principales : $L_{pp} = 2.10 + 2.55 = 4.65\text{m.}$

La longueur des poutres secondaires : $L_{ps} = 1.85 + 1.725 = 3.575\text{m.}$

G : Poutres principales : $G = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 4.65 = 14.240 \text{ KN}$

G : poutre secondaire : $G = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.575 = 10.948\text{KN.}$

Donc : Poids total des poutres : $P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 25.188 \text{ KN.}$

- 5^{ème} étage niv2 (duplex2)

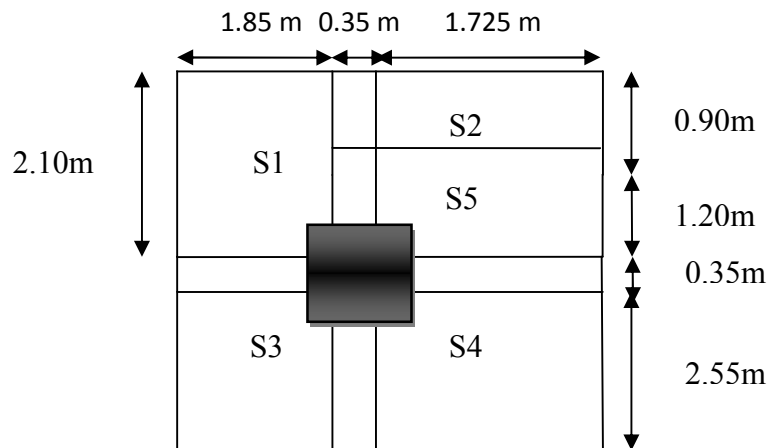


Figure II.8.Surface qui revient au poteau.

La longueur des poutres principales : $L_{pp} = 0.90 + 1.20 + 2.55 = 4.65\text{m}$.

La longueur des poutres secondaires : $L_{ps} = 1.85 + 1.725 = 3.575\text{m}$.

G : Poutres principales : $G = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 4.65 = 14.240\text{ KN}$

G : poutre secondaire : $G = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.575 = 10.948\text{KN}$

Donc : Poids total des poutres : $P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 25.188\text{ KN}$.

- RDC, 1^{er} étage jusqu'à 5^{ème} étage niv1 (duplex1)

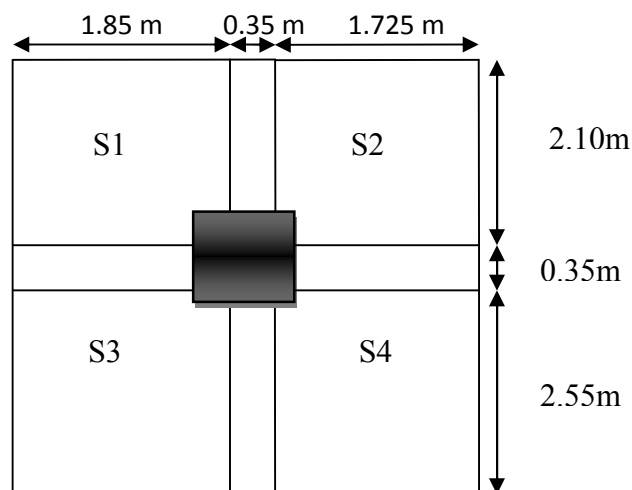


Figure II.9.Surface qui revient au poteau

La longueur des poutres principales : $L_{pp} = 2.10 + 2.55 = 4.65\text{ m}$.

La longueur des poutres secondaires : $L_{ps} = 1.85 + 1.725 = 3.575\text{ m}$.

G : Poutres principales : $G = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 4.65 = 14.240 \text{ KN}$

G : poutre secondaire : $G = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.575 = 10.948 \text{ KN}$

Donc : Poids total des poutres : $P_{\text{pout}} = P_{\text{pp}} + P_{\text{ps}} = 25.188 \text{ KN}$.

▪ Entresol 1et2

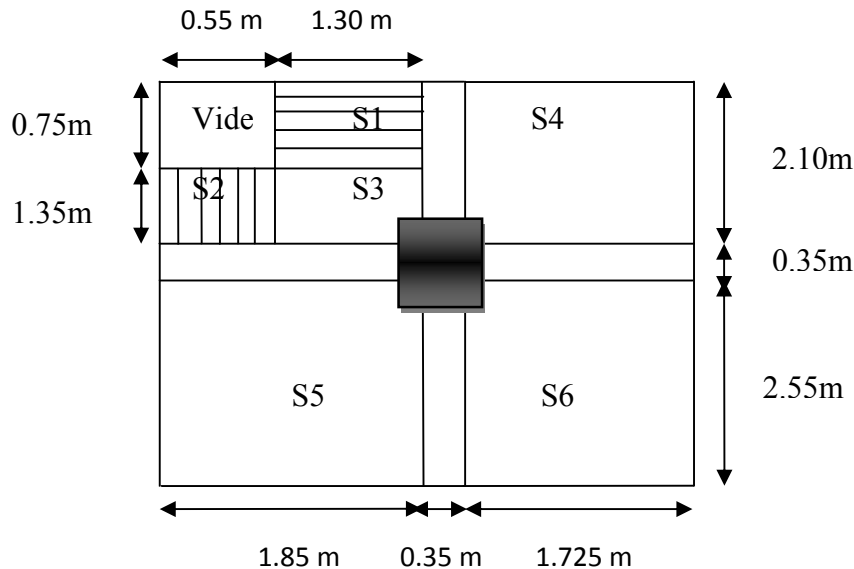


Figure II.10. Surface qui revient au poteau

La longueur des poutres principales : $L_{\text{pp}} = 2.10 + 2.55 = 4.65 \text{ m}$.

La longueur des poutres secondaires : $L_{\text{ps}} = 1.85 + 1.725 = 3.575 \text{ m}$.

▪ G : Poutres principales : $G = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 4.65 = 14.240 \text{ KN}$

▪ G : poutre secondaire : $G = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.575 = 10.948 \text{ KN}$

Donc : Poids total des poutres : $P_{\text{pout}} = P_{\text{pp}} + P_{\text{ps}} = 25.188 \text{ KN}$.

• Les poteaux :

- Les poteaux de 5^{ème} étage niv2 : $P_1 = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 4.06 = 12.43 \text{ KN}$.
- Les poteaux de 5^{ème} niv1 et 4^{ème} étage : $P_2 = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37 \text{ KN}$.
- Les poteaux de 3^{ème}, 2^{ème} et étage : $P_3 = 25 \times 0.40 \times 0.35 \times 3.06 = 10.71 \text{ KN}$.
- Les poteaux de RDC et 1^{ère} : $P_4 = 25 \times 0.45 \times 0.40 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN}$.
- Les poteaux des entresols 1 : $P_5 = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = 15.491 \text{ KN}$.
- Les poteaux des entresols 2 : $P_5 = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 4.08 = 20.655 \text{ KN}$.

➤ Les charges d'exploitations

Q : Terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 12.738 = 12.738 \text{KN}$.

Q : Plancher 5^{ème} étage niv2 (duplex2): $Q = ((1.5+1)/2) \times 16.623 = 20.778 \text{ KN}$.

Q : Plancher RDC, 1^{er} étage jusqu'à 5^{ème} étage niv1 (duplex1):

$$Q = 1.5 \times 16.623 = 24.935 \text{KN}.$$

Q : Plancher à entresol 1et2: $Q = 5 \times 16.211 = 81.055 \text{ KN}$.

Effort normale : $Nu = 1.35N_G + 1.5N_Q$.

Effort normale majoré : $N'u = 1.1 \times Nu$.

Tableau II.7. Descente de charge sur le poteau (C6).

Niveau	Elément	G (KN)	NG (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	N'u (KN)
N9	Plancher terrasse	83.306	120.924	12.738	182.354	200.589
	poutre	25.188				
	Poteau	12.43				
N8	venant de N9	120.924	250.701	41.556	400.78	440.858
	Plancher de duplex2	92.159				
	poutre	25.188				
N7	Poteau	12.43	369.371	58.451	586.327	644.96
	venant de N8	250.701				
	Plancher	84.112				
	Poutre	25.188				
N6	Poteau	9.37	488.041	83.386	783.934	862.327
	venant de N7	369.371				
	Plancher	84.112				
	Poutre	25.188				
N5	Poteau	9.37	608.051	108.321	983.35	1081.685
	venant de N6	488.041				
	Plancher	84.112				
	Poutre	25.188				
N4	Poteau	10.71	728.061	133.256	1182.766	1301.042
	venant de N5	608.051				
	Plancher	84.112				
	Poutre	25.188				
	Poteau	10.71				

N3	venant de N4	728.061	851.131	158.191	1386.313	1524.944
	Plancher	84.112				
	Poutre	25.188				
	Poteau	13.77				
N2	venant de N3	851.131	974.201	183.126	1589.86	1748.846
	Plancher	84.112				
	Poutre	25.188				
	Poteau	13.77				
N1	venant de N2	974.201	1096.907	264.181	1877.095	2064.805
	Plancher	82.027				
	Poutre	25.188				
	Poteau	15.491				
N0	venant de N1	1096.907	1224.777	345.236	2171.302	2388.433
	Plancher	82.027				
	Poutre	25.188				
	Poteau	20.655				

$$\left. \begin{array}{l} \text{N à la base : } G = 1224.777\text{KN.} \\ \quad \quad \quad Q = 345.236\text{KN.} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{NU} = 2171.302\text{KN.}$$

II.7.Vérifications pour le poteau C6

II.7.1.Vérification à la compression simple

➤ Poteau des entresols

Elle se fera à L'ELU sous combinaison : **1.35 G+1.5Q**

$$N_u = 1.35 \times 1224.777 + 1.5 \times 345.236 = 2171.302\text{KN.}$$

Selon le (CBA 93), l'effort N_u doit être majoré de 10 %

$$N'u = 1.1N_u = 1.1 \times 2171.302 = 2388.433\text{KN.}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N'u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2\text{MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N'u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2388.433 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.168 \text{ m}^2.$$

$$B \geq 0.168\text{m}^2.$$

On prend $B=0.45 \times 0.45=0.20 \text{ m}^2$. La condition est vérifiée.

➤ **Poteau entre RDC et le 1^{er} étage**

$$N_u=1.35 \times 974.201+1.5 \times 183.126=\mathbf{1589.86\text{KN}}$$

Selon le (CBA 93), l'effort N_u doit être majoré de 10 %

$$N'u=1.1N_u=1.1 \times 1589.86=\mathbf{1748.846\text{KN}}$$

$$B \geq \frac{1748.846 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.123 \text{ m}^2.$$

$$B \geq 0.123\text{m}^2.$$

On prend : $B =0.45 \times 0.40=0.18 \text{ m}^2$. La condition est vérifiée.

➤ **Poteau entre le 2^{ème} étage et le 3^{ème} étage**

$$N_u=1.35 \times 728.061+1.5 \times 133.256=\mathbf{1182.766\text{KN}}$$

Selon le (CBA 93), l'effort N_u doit être majoré de 10 %

$$N'u=1.1N_u=1.1 \times 1182.766=\mathbf{1301.042\text{KN}}$$

$$B \geq \frac{1301.042 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.09 \text{ m}^2.$$

$$B \geq 0.09\text{m}^2.$$

On prend : $B =0.40 \times 0.35=0.14 \text{ m}^2$. La condition est vérifiée.

➤ **Poteau entre le 4^{ème} étage et le 5^{ème} étage (duplex1)**

$$N_u=1.35 \times 488.041+1.5 \times 83.386=\mathbf{783.934 \text{ KN}}$$

Selon le (CBA 93), l'effort N_u doit être majoré de 10 %

$$N'u=1.1N_u=1.1 \times 783.934=\mathbf{862.327\text{KN}}$$

$$B \geq \frac{862.327 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.06\text{m}^2.$$

$$B \geq 0.06m^2.$$

On prend : $B = 0.35 \times 0.30 = 0.105 m^2$. La condition est vérifiée.

➤ **Poteau de 5^{ème} étage (duplex2)**

$$Nu = 1.35 \times 250.701 + 1.5 \times 41.556 = \mathbf{400.78KN}$$

Selon le (CBA 93), l'effort Nu doit être majoré de 10 %

$$N'u = 1.1Nu = 1.1 \times 400.78 = \mathbf{440.858KN}$$

$$B \geq \frac{440.858 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.031 m^2.$$

$$B \geq 0.031m^2.$$

On prend : $B = 0.35 \times 0.30 = 0.105 m^2$. La condition est vérifiée.

II.7.2.Vérification au flambement

➤ **Poteau des entresols**

D'après le CBA93 on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

Br : Section réduite du béton.

As : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec : Avec $l_f = 0.7 \times l_0$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$B = 0.45 \times 0.45 = 0.20 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0.45 \times 0.45^3}{12} = 3.417 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{3.417 \times 10^{-3}}{0.20}} = 0.13$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.13} = 21.96 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{21.96}{35}\right)^2} = 0.787$$

Le RPA (art.7.4.2.1) fixe $A_s \geq 0.8\% \times B_r$ en zone II.

On prend $A_s = 1\% \times B_r$.

Donc on doit vérifier que : $B_r \geq B_{rcal}$

$$B_r \geq \frac{N'u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91}$$

$$B_{rcal} \geq \frac{2379.697 \times 10^{-3}}{0.787 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.137$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) = (45-2) \times (45-2) = 0.185 \text{ m}^2 .$$

Avec : a : largeur de la section nette.
 b : hauteur de la section nette.

$$B_r = 0.185 \text{ m}^2 > B_{rcal} = 0.137 \text{ m}^2.$$

$B_r \geq B_{rcal}$ La condition est vérifiée.

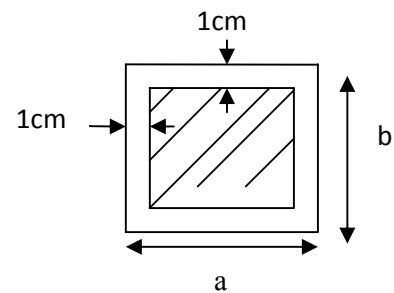


Figure II.11 : Section brute (B_r)

Donc : il ya pas risque de flambement.

- **Tableau II.8.Vérification au flambement des poteaux entre RDC est 1^{er} étage.**

Type de Poteau	B (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	I	λ	α	B _r (m ²)	N'u (KN)	B _{rcal} (m ²)
45×40	0.18	3.06	2.142	0.115	18.626	0.804	0.1634	1727.120	0.0976

- $B_r=0.1634 \text{ m}^2 > B_{rcal}=0.0976 \text{ m}^2$. Condition est vérifiée.

Donc : il ya pas risque de flambement.

- **Tableau II.9.Vérification au flambement des poteaux entre 2^{ème} étage et le 3^{ème} étage.**

Type de Poteau	B (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	I	λ	α	B _r (m ²)	N'u (KN)	B _{rcal} (m ²)
40×35	0.14	3.06	2.142	0.101	21.207	0.791	0.1254	1279.316	0.0745

- $B_r=0.1254 \text{ m}^2 > B_{rcal}=0.0745 \text{ m}^2$. Condition est verifier.

Donc : il ya pas risque de flambement.

- **Tableau II.10.Vérification au flambement des poteaux entre 4^{ème} étage et le 5^{ème} étage (duplex1).**

Type de Poteau	B (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	i	λ	α	B _r (m ²)	N'u (KN)	B _{rcal} (m ²)
35×35	0.1225	3.06	2.142	0.101	21.207	0.791	0.1089	840.601	0.0483

- $B_r=0.1089 \text{ m}^2 > B_{rcal}=0.0483 \text{ m}^2$. Condition est verifier.

Donc : il ya pas risque de flambement.

- **Tableau II.11.Vérification au flambement des poteaux de 5^{ème} étage (duplex2).**

Type de Poteau	B (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	i	λ	α	B _r (m ²)	N'u (KN)	B _{rcal} (m ²)
35×35	0.1225	4.06	2.842	0.101	28.138	0.752	0.1089	405.866	0.0245

- $B_r=0.1089 \text{ m}^2 > B_{rcal}=0.0245 \text{ m}^2$. Condition est vérifiée.

Donc : il ya pas risque de flambement

D'après les tableaux précédents on voie bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

❖ Vérification des conditions du RPA 99/version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots (1) \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \dots\dots\dots (2) \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

On remarque que les dimensions adoptées vérifient toutes les conditions du R.P.A.

II.8. Les voiles

Les voiles sont des éléments résistants généralement verticaux de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vue la grande inertie de leurs sections horizontales.

Le pré dimensionnement des voiles se fait par des formules empiriques donnant les dimensions minimales en fonction de la hauteur d'étage et des conditions d'abouts du voile (conditions de rigidité des extrémités).

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux:

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1). \\ e \geq h_e / 22 \dots\dots\dots (2). \text{ RPA (article 7.7.1)} \\ L \geq 4 e \dots\dots\dots (3). \end{array} \right.$$

Avec: h_e : hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

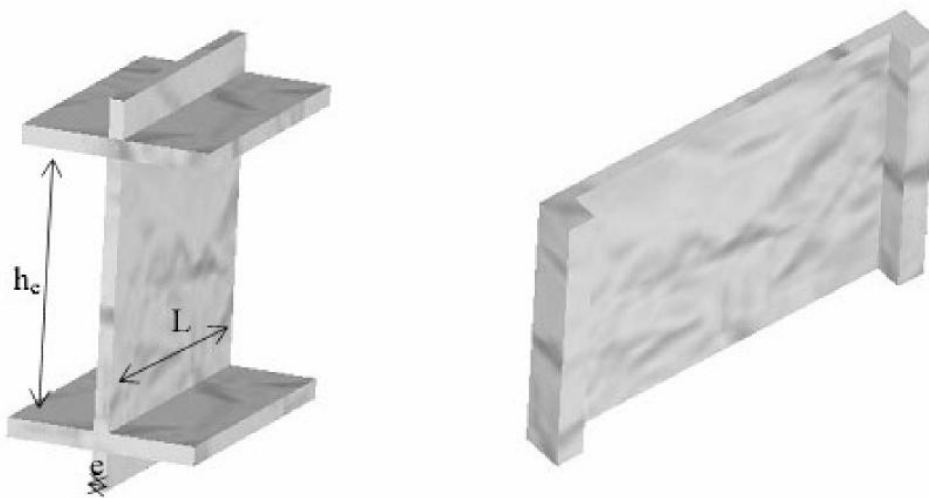


Figure II.12 : Voile avec deux abouts.

Pour les étages courants, RDC et entre sol 1 :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{286}{22} = 13 \Rightarrow e \geq 13 \text{ cm.}$$

$$L \geq 4 \times 20 = 80 \Rightarrow L = 80 \text{ cm.}$$

On opte $e=15 \text{ cm.}$

Pour l'entresol 2 : $h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm.}$

$$e \geq \frac{388}{22} = 16.63 \Rightarrow e \geq 16.63 \text{ cm.}$$

$$L \geq 4 \times 20 = 80 \Rightarrow L = 80 \text{ cm.}$$

On opte $e=20 \text{ cm}$

- Pour les voiles à abouts libres :

{	$e \geq 15 \text{ cm.}$ (1).
	$e \geq h_e / 20$ (2). <i>RPA (article 7.7.1)</i>
	$L \geq 4 e$ (3).

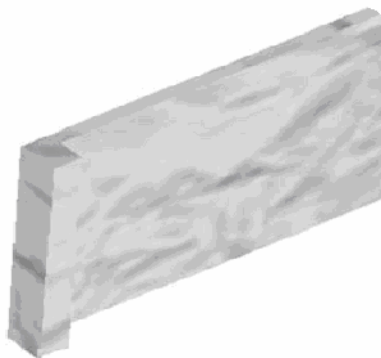


Figure II.13 : Voile avec un seul about lié.

Pour les étages courants, RDC et entre sol 1 :

- $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm.}$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14.3 \Rightarrow e \geq 14.3 \text{ cm.}$$

$$L \geq 4 \times 20 = 80 \Rightarrow L = 80 \text{ cm.}$$

On opte $e=15$ cm.

Pour l'entresol2:

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{388}{20} = 19.4 \Rightarrow e \geq 19.4 \text{ cm.}$$

$$L \geq 4 \times 20 = 80 \Rightarrow L = 80 \text{ cm.}$$

On opte $e=20$ cm.

On adoptera des voiles d'épaisseur :

Pour les étages courants, RDC et entre sol 1 : $e=15$ cm

Pour l'entresol2: $e = 20$ cm.

II.9. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ❖ Poutres principales : $30 \times 40 \text{ cm}^2$.
- ❖ Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ cm}^2$.
- ❖ Poteaux de 5^{eme} et 4^{eme} étage : $35 \times 35 \text{ cm}^2$.
- ❖ Poteaux de 3^{eme} et 2^{eme} étage : $40 \times 35 \text{ cm}^2$.
- ❖ Poteaux de RDC et 1^{ere} étage: $45 \times 40 \text{ cm}^2$.
- ❖ Les poteaux des entresols 1 et 2 : $45 \times 45 \text{ cm}^2$.
- ❖ Voile des étages courants, RDC et entre sol 1 : $e=15$ cm.
- ❖ Voile des entresols2 : $e=20$ cm.

Chapitre III :

Etude des éléments

non structureaux

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments des non structuraux. Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des éléments des non structuraux (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fera en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis, détermination de la section des aciers nécessaires pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 / 2003...).

III.2. Calcul des planchers à corps creux

III.2.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

III.2.1.1. La disposition des poutrelles

Le choix de la disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon les deux critères.

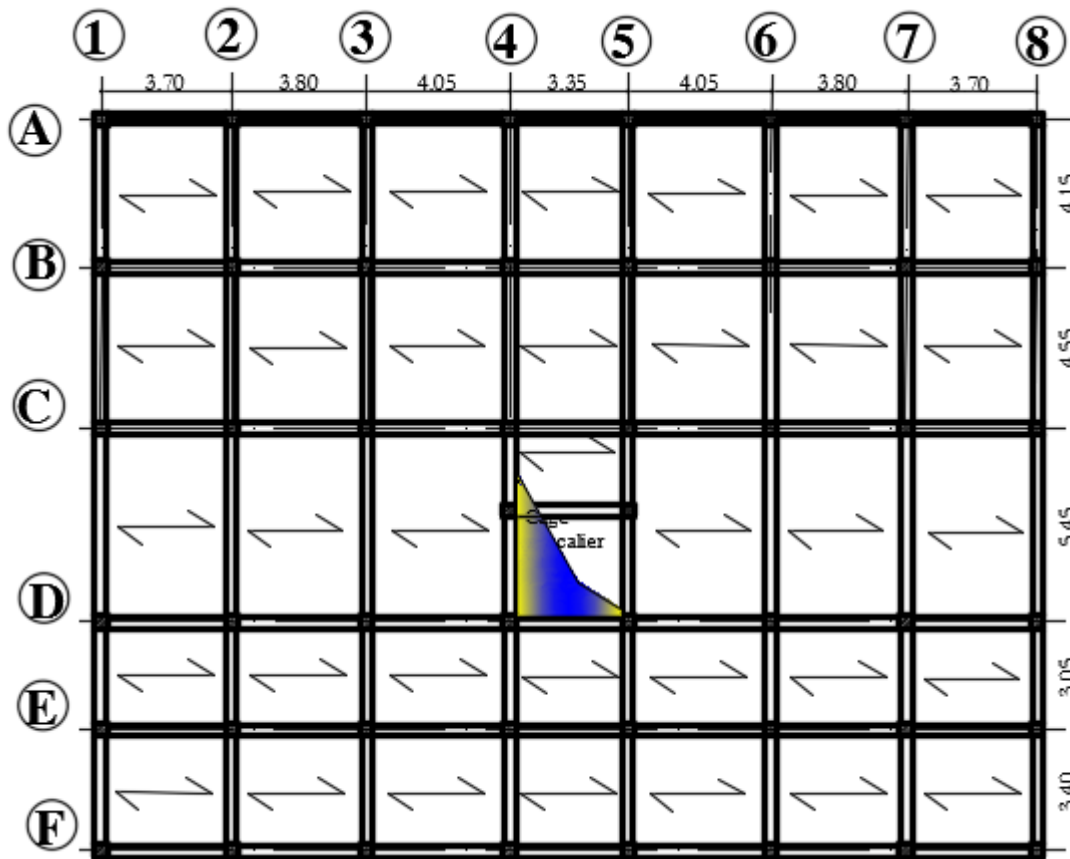


Figure II.1. Schéma de la disposition

III.2.1.2. Coffrage des poutrelles

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :

$$h = (16+4) \text{ cm.}$$

Détermination de la largeur de la table de compression

h : Hauteur du plancher = (16+4) cm.

b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

l_y : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \dots \dots \dots (\text{article A.4.1.3}) [2]$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$$

Soit : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$l_x = l_0 - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm} : \text{ distance entre deux nervures successives}$$

$$l_y = 335 - 35 = 300 \text{ cm}$$

Donc : $l_x = 55 \text{ cm}$, $l_y = 300 \text{ cm}$.

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{300}{10}\right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{b - b_0}{2} \leq \min(27,5; 30) \text{ cm}$$

Soit : $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 65 \text{ cm}$** .

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

III.2.1.3. Ferrailage des poutrelles

Méthodes de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisées sont :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

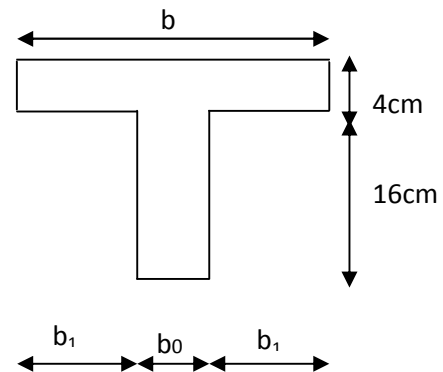


Figure III.2. Schéma d'une poutrelle

- **La méthode forfaitaire**

- **Conditions d'application**

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$).

Le **BAEL91 (Article.III, 4)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25 Avec l_i ,
 l_{i+1} : Longueur entre nu d'appui de deux portées successive.
- Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
- La fissuration est considérée peu nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement.

- **Principe de la méthode forfaitaire**

➤ **Les moments fléchissant**

✓ **En travée**

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l_i^2}{8}$$

p : La charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

✓ **En appuis**

- **Appuis de rive** : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15M_0)$.

- **Appuis intermédiaires**

Poutrelles à deux travées

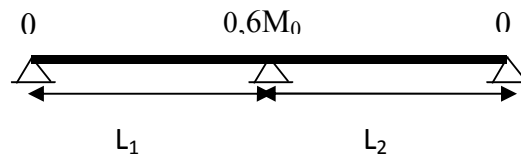


Figure III.3. Schéma statique des poutrelles à deux travées.

$$M_a = -0,6M_0$$

Avec $M_0 = \max(M_{01}, M_{02})$.

Poutrelles à plus de deux travées

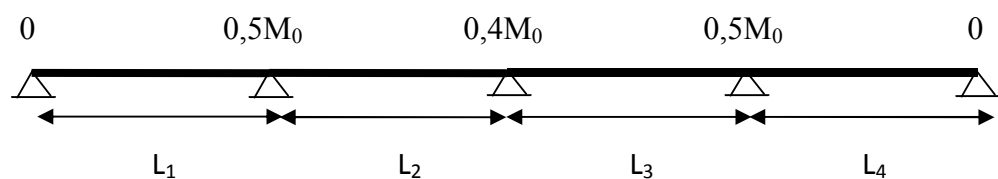


Figure III.4. Schéma statique des poutrelles à plus de deux travées.

-Pour les appuis voisins de rives $M_a = -0,5M_0$.

-Pour les autres appuis intermédiaires $M_a = -0,4M_0$.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_{0i} = \frac{q \cdot L_i^2}{8}$$

Remarques

- De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- Ainsi que d'après le **RPA99/2003** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$).

➤ Evaluation des efforts tranchants

On peut évaluer l'effort tranchant par la méthode de RDM, en tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l_i}$$

$$V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

M_g et M_d sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

V_0 : L'effort tranchant isostatique.

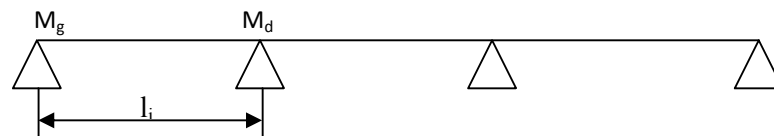


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle.

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0

1) De 15% si la poutre a deux travées :

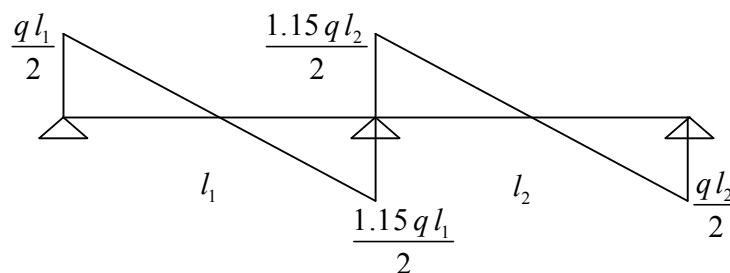


Figure III.6. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.

2) De 10% si une poutre a plus de deux travées :

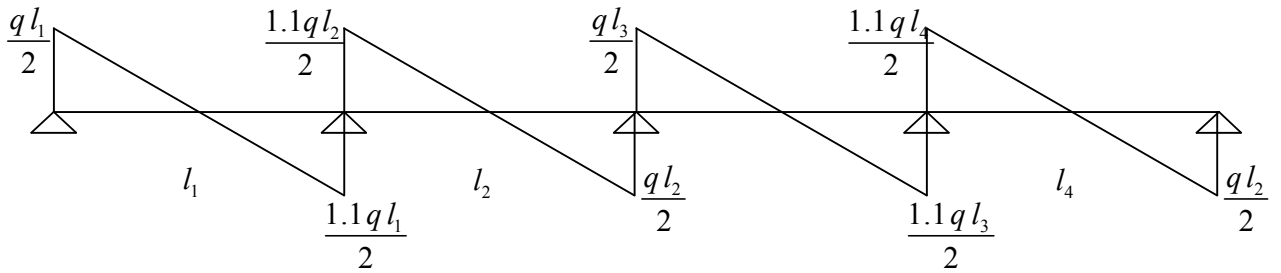


Figure III.7. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

• **Méthode de Caquot**

▪ **Conditions d'application**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

▪ **Principe de la méthode**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées.

$Q > \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ **Evaluation des moments**

✓ **En appuis**

$$M_i = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5(l_g + l_d)}$$

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

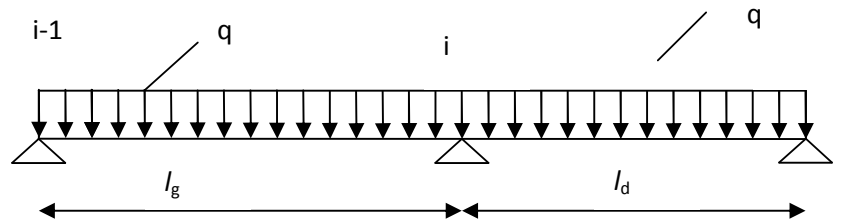


Figure III.8 Schéma statique de la poutrelle.

l'_g, l'_d : Longueur fictives à gauche et à droite.

q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

✓ **En travée**

$$M(X) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

M_0 : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_U \times x}{2} (l - x)$$

$$M(x) = \frac{P_U \times x}{2} (l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l \times P_U} \right]$$

$$M'_{\max} = M(x_0)$$

➤ Evaluation des efforts tranchants

$$V_g = \frac{P_U \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots BAEL(ArtL.III.3)$$

$$V_d = -\frac{P_U \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots BAEL(ArtL.III.3)$$

III.2.1.4. Les Différents types de poutrelles :

On a deux (2) types de poutrelles.

Tableau III.1 : Les Types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	<p>Diagram of a continuous beam with four supports labeled A, B, C, and D. A uniformly distributed load is applied over the entire length of the beam. The span lengths between supports are 3.70m (A-B), 3.80m (B-C), and 4.05m (C-D).</p>
Type 2	<p>Diagram of a continuous beam with eight supports labeled A, B, C, D, E, F, G, and H. A uniformly distributed load is applied over the entire length of the beam. The span lengths between supports are 3.70m (A-B), 3.80m (B-C), 4.05m (C-D), 3.35m (D-E), 4.05m (E-F), 3.80m (F-G), and 3.70m (G-H).</p>

III.2.1.5. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.65 \times q_u$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.65 \times q_s$$

- **Plancher terrasse inaccessible :** $G = 6.54 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

$$p_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 6.54 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.713 \text{ KN/ml.}$$

$$p_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.54 + 1) \times 0.65 = 4.901 \text{ KN/ml.}$$

- **Plancher étage de RDC au 5^{ème} étage niv1 (duplexe1):**

$$G = 5.06 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.903 \text{ KN/ml.}$$

$$p_s = (5.06 + 1.5) \times 0.65 = 4.264 \text{ KN/ml.}$$

- **Plancher 5^{ème} étage niv2 (duplexe2)**

$$\text{Pour habitation : } G = 5.06 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour terrasse inaccessible: } G = 6.54 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 (5.06 + 6.54) + 1.5 (1.5 + 1)) \times 0.65 = 12.616 \text{ KN/ml.}$$

$$p_s = ((5.06 + 1.5) + (6.54 + 1)) \times 0.65 = 9.165 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher à Entresol :** $G = 5,06 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.

$$P_u = (1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 5) \times 0.65 = 9.315 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = (5.06 + 5) \times 0.65 = 6.539 \text{ KN/ml.}$$

Tableau III.2: Les charges et surcharges revenants aux poutrelles

Désignation	ELU				ELS	
	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.54	1.0	10.329	6.714	7.54	4.901
Plancher de 5 ^{ème} étage (duplexe2)	(6.54+5.06)/2 =5.80	(1+1.5)/2 =1.25	9.705	6.308	7.05	4.583
Plancher de RDC au 5 ^{ème} étage (duplexe1)	5.06	1.5	9.081	5.903	6.56	4.264
Plancher à entresol	5.06	5.0	14.331	9.315	10.06	6.539

III.2.1.6. Exemples de calcul des sollicitations avec la méthode forfaitaire

Etude d'une poutrelle à 7 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1). A

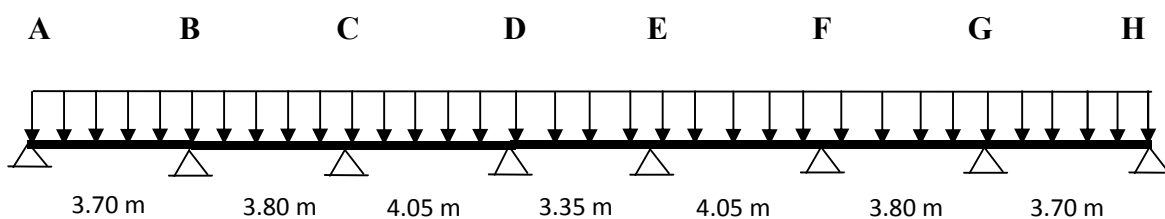


Figure III.9. Schéma statique des poutres à sept travées

➤ Plancher terrasse inaccessible

❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- Le plancher à surcharges modérées :
 $Q=1.00 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2G=13.08 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2)$ (Condition est vérifiée).
- Fissuration peu nuisible (FPN)..... (Condition est vérifiée).

- Le rapport entre deux travées successive l_i, l_{i+1} est vérifié.

$$0.8 < \frac{3.70}{3.80} = 0.973 < 1.25 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

- Le moment d'inertie dans toutes les travées est constant..... (Condition vérifiée).

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées ; donc cette méthode est applicable pour le calcul de type 3.

❖ Calcul des sollicitations

À l'ELU : $p_u = 6.713 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $p_s = 4.901 \text{ KN/ml}$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

❖ Calcul des moments isostatique

À l'ELU : $M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$

M_0 : Moment isostatique.

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.714 \times 3.70^2}{8} = 11.489 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.714 \times 3.80^2}{8} = 12.119 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{6.714 \times 4.05^2}{8} = 13.766 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0 = \frac{6.714 \times 3.35^2}{8} = 9.418 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_0 = \frac{6.714 \times 4.05^2}{8} = 13.766 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée F-G : } M_0 = \frac{6.714 \times 3.80^2}{8} = 12.119 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée G-H : } M_0 = \frac{6.714 \times 3.70^2}{8} = 11.489 \text{ KN.m}$$

$$\text{À l'ELS : } M_0 = \frac{p_s l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.901 \times 3.70^2}{8} = 8.387 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.901 \times 3.80^2}{8} = 8.846 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{4.901 \times 4.05^2}{8} = 10.049 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0 = \frac{4.901 \times 3.35^2}{8} = 6.875 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_0 = \frac{4.901 \times 4.05^2}{8} = 10.049 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée F-G : } M_0 = \frac{4.901 \times 3.80^2}{8} = 8.846 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée G-H : } M_0 = \frac{4.901 \times 3.70^2}{8} = 8.387 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur les appuis :**

- **Appuis de rive**

- À l'LEU :

$$M_A = M_H = 0.$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $(-0.15 \times M_0)$.

$$M_A = M_H = -0.15 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{GH}) = -0.15 \times 11.489 = -1.723 \text{ KNm}.$$

○ Appuis intermédiaires

$$M_B = M_G = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(11.489; 12.119) = -6.06 \text{ KNm} .$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times \max(12.119, 13.766) = -5.506 \text{ KNm}$$

$$M_D = -0.4 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.4 \times \max(13.766, 9.419) = -5.506 \text{ KNm}$$

$$M_E = -0.4 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = -0.4 \times \max(9.419, 13.766) = -5.506 \text{ KNm}$$

$$M_F = -0.4 \times \max(M_0^{EF}, M_0^{FG}) = -0.4 \times \max(13.766, 12.119) = -5.506 \text{ KNm}$$

Les moments fléchissant en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.54} = 0.13$$

$$(1+0.3\alpha) = 1+0.3 \times 0.13 = 1.04$$

$$\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.13}{2} = 0.62$$

$$\frac{1+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1+0.3 \times 0.13}{2} = 0.52$$

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0+6.06}{2} \geq 1.05 \times 11.489 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.13}{2} \times 11.489 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 9.033 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 7.117 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.033, 7.117) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9.033 \text{ KN.m}$$

Travée B-C

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{6.06 + 5.506}{2} \geq 1.05 \times 12.119 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 12.119 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 6.942 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 6.295 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.942, 6.295) \text{KN.m}$$

$$M_t = 6.942 \text{KN.m}$$

Travée C-D

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{5.506 + 5.506}{2} \geq 1.05 \times 13.766 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 13.766 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 8.948 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 7.15 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.948, 7.15) \text{KN.m}$$

$$M_t = 8.948 \text{KN.m}$$

Travée D-E

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{5.506 + 5.506}{2} \geq 1.05 \times 9.418 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 9.418 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} M_t \geq 4.383KN.m \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 4.892KN.m \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(4.383, 4.892)KN.m$$

$$M_t = 4.892KN.m$$

Travée E-F

$$\begin{cases} M_t + \frac{5.506+5.506}{2} \geq 1.05 \times 13.766 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.13}{2} \times 13.766 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 8.948KN.m \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 7.15KN.m \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.948, 7.15)KN.m$$

$$M_t = 8.948KN.m$$

Travée F-G

$$\begin{cases} M_t + \frac{5.506+6.06}{2} \geq 1.05 \times 12.119 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.13}{2} \times 12.119 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 6.942KN.m \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 6.295KN.m \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.942, 6.295)KN.m$$

$$M_t = 6.942KN.m$$

Travée -G-H

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{6.06+0}{2} \geq 1.05 \times 11.489 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.13}{2} \times 11.488 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 9.033 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 7.117 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.033, 7.117) \text{KN.m}$$

$$M_t = 9.033 \text{KN.m}$$

À PLES

$$M_A = M_H = 0.$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $(-0.15 \times M_0)$.

$$M_A = M_H = -0.15 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{GH}) = -0.15 \times 8.387 = -1.327 \text{KNm} .$$

○ **Appuis intermédiaires**

$$M_B = M_G = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(8.387; 8.846) = -4.423 \text{KNm} .$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times \max(8.846, 10.049) = -4.02 \text{KNm}$$

$$M_D = -0.4 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.4 \times \max(10.049, 6.875) = -4.02 \text{KNm}$$

$$M_E = -0.4 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = -0.4 \times \max(6.875, 10.049) = -4.02 \text{KNm}$$

$$M_F = -0.4 \times \max(M_0^{EF}, M_0^{FG}) = -0.4 \times \max(10.049, 8.846) = -4.02 \text{KNm}$$

Les moments fléchissant en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.54} = 0.13$$

$$(1+0.3\alpha) = 1+0.3 \times 0.13 = 1.04$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.62$$

$$\frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.52$$

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0+4.423}{2} \geq 1.05 \times 8.387 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.13}{2} \times 18.387 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 6.595KN.m \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 5.196KN.m \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.594, 5.196)KN.m$$

$$M_t = 6.595KN.m$$

Travée B-C

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{4.423+4.02}{2} \geq 1.05 \times 8.846 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.13}{2} \times 8.8467 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 5.067KN.m \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 4.60KN.m \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.067, 4.60) \text{KN.m}$$

$$M_t = 5.067 \text{KN.m}$$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_t + \frac{4.02 + 4.02}{2} \geq 1.05 \times 10.049 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 10.049 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 6.531 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 5.22 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.531, 5.22) \text{KN.m}$$

$$M_t = 6.531 \text{KN.m}$$

Travée D-E

$$\begin{cases} M_t + \frac{4.02 + 4.02}{2} \geq 1.05 \times 6.875 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 6.875 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 3.198 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 3.571 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(3.198, 3.571) \text{KN.m}$$

$$M_t = 3.571 \text{KN.m}$$

Travée E-F

$$\begin{cases} M_t + \frac{4.02+4.02}{2} \geq 1.05 \times 10.049 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.13}{2} \times 10.049 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 6.531 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 5.22 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.531, 5.22) \text{KN.m}$$

$$M_t = 6.531 \text{KN.m}$$

Travée F-G

$$\begin{cases} M_t + \frac{4.02+4.423}{2} \geq 1.05 \times 8.846 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.13}{2} \times 8.846 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 5.067 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 4.60 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.067, 4.60) \text{KN.m}$$

$$M_t = 5.067 \text{KN.m}$$

Travée G-H

$$\begin{cases} M_t + \frac{4.423+0}{2} \geq 1.05 \times 8.387 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.13}{2} \times 8.387 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 6.595 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 5.195 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.595, 5.195) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.595 \text{ KN.m}$$

Tableau III.3 : les moments en travées

La travée	M_t (ELU) KN.m	M_t (ELS) KN.m
A-B	9.033	6.595
B-C	6.942	5.067
C-D	8.948	6.531
D-E	4.892	3.571
E-F	8.948	6.531
F-G	6.942	5.067
G-H	9.033	6.595

Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

On calcul V_0 pour chaque travée : $V_0 = \frac{q \times l}{2}$

Travée AB

$$\begin{cases} V_A = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.714 \times 3.70}{2} = 12.420 \text{ KN} \\ V_B = -1.1 \frac{qu \times l}{2} = -1.1 \frac{6.714 \times 3.70}{2} = -13.662 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = 1.1 \frac{qu \times l}{2} = 1.1 \frac{6.714 \times 3.80}{2} = 14.032 \text{KN} \\ V_C = -\frac{qu \times l}{2} = -\frac{6.714 \times 3.80}{2} = -12.756 \text{KN} \end{array} \right.$$

Travée CD

$$\left\{ \begin{array}{l} V_C = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.714 \times 4.05}{2} = 13.595 \text{KN} \\ V_D = -\frac{qu \times l}{2} = -\frac{6.714 \times 4.05}{2} = -13.595 \text{KN} \end{array} \right.$$

Travée DE

$$\left\{ \begin{array}{l} V_D = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.714 \times 3.35}{2} = 11.245 \text{KN} \\ V_E = -\frac{qu \times l}{2} = -\frac{6.714 \times 3.35}{2} = -11.245 \text{KN} \end{array} \right.$$

Travée EF

$$\left\{ \begin{array}{l} V_E = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.714 \times 4.05}{2} = 13.595 \text{KN} \\ V_F = -\frac{qu \times l}{2} = -\frac{6.714 \times 4.05}{2} = -13.595 \text{KN} \end{array} \right.$$

Travée FG

$$\left\{ \begin{array}{l} V_F = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.714 \times 3.80}{2} = 12.756 \text{KN} \\ V_G = -1.1 \frac{qu \times l}{2} = -1.1 \frac{6.714 \times 3.80}{2} = -14.032 \text{KN} \end{array} \right.$$

Travée GH

$$\left\{ \begin{array}{l} V_G = 1.1 \frac{qu \times l}{2} = 1.1 \frac{6.714 \times 3.70}{2} = 13.662 \text{KN} \\ V_H = -\frac{qu \times l}{2} = -\frac{6.714 \times 3.70}{2} = -12.420 \text{KN} \end{array} \right.$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

▪ **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau III.4.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.70	6.714	11.489	-1.723	-6.06	9.033	12.420	-13.662
	BC	3.80	6.714	12.119	-6.06	-5.506	6.942	14.032	-12.756
	CD	4.05	6.714	13.766	-5.506	-5.506	8.948	13.595	-13.595
	DE	3.35	6.714	9.418	-5.506	-5.506	4.892	11.245	-11.245
	EF	4.05	6.714	13.766	-5.506	-5.506	8.948	13.595	-13.595
	FG	3.80	6.714	12.119	-5.506	-6.06	6.942	12.756	-14.032
	GH	3.70	6.714	11.489	-6.06	-1.723	9.033	13.662	-12.420
Type 2	AB	3.70	6.714	11.489	-1.723	-6.06	9.033	12.420	-13.662
	BC	3.80	6.714	12.119	-6.06	-6.883	6.301	14.032	-14.032
	CD	4.05	6.714	13.766	-6.883	-2.065	11.013	14.955	-13.595

Tableau III.5.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.70	4.901	8.387	-1.258	-4.423	6.595
	BC	3.80	4.901	8.846	-4.423	-4.02	5.067
	CD	4.05	4.901	10.049	-4.02	-4.02	6.531
	DE	3.35	4.901	6.875	-4.02	-4.02	3.571
	EF	4.05	4.901	10.049	-4.02	-4.02	6.531
	FG	3.80	4.901	8.846	-4.02	-4.423	5.067
	GH	3.70	4.901	8.387	-4.423	-1.258	6.595

Type 2	AB	3.70	4.901	8.387	-1.258	-4.423	6.595
	BC	3.80	4.901	8.846	-4.423	-5.025	4.599
	CD	4.05	4.901	10.049	-5.025	-1.507	8.039

✓ Plancher de 5^{ème} étage (duplexe2)

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher de 5^{ème} étage (duplexe2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.70	6.308	10.795	-1.619	-5.693	8.522	11.669	-12.836
	BC	3.80	6.308	11.386	-5.693	-5.173	6.558	13.184	-11.985
	CD	4.05	6.308	12.933	-5.173	-5.173	8.447	12.773	-12.773
	DE	3.35	6.308	8.849	-5.173	-5.173	4.892	10.565	-10.565
	EF	4.05	6.308	12.933	-5.173	-5.173	8.447	12.773	-12.773
	FG	3.80	6.308	11.386	-5.173	-5.693	6.558	11.985	-13.184
	GH	3.70	6.308	10.795	-5.693	-1.619	8.522	12.836	-11.669
Type 2	AB	3.70	6.308	10.795	-1.619	-5.693	8.522	11.669	-12.836
	BC	3.80	6.308	11.386	-5.693	-6.467	5.995	13.184	-13.184
	CD	4.05	6.308	12.933	-6.467	-1.619	10.386	14.051	-12.773

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher de 5^{ème} étage (duplexe2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.70	4.583	7.843	-1.176	-4.136	6.191
	BC	3.80	4.583	8.272	-4.136	-3.759	4.764
	CD	4.05	4.583	9.397	-3.759	-4.02	6.137

	DE	3.35	4.583	6.429	-3.759	-3.759	3.385
	EF	4.05	4.583	9.397	-3.759	-3.759	6.137
	FG	3.80	4.583	8.272	-3.759	-4.136	4.764
	GH	3.70	4.583	7.843	-4.136	-1.176	6.191
Type 2	AB	3.70	4.583	7.843	-1.176	-4.136	6.191
	BC	3.80	4.583	8.272	-4.136	-4.699	4.356
	CD	4.05	4.583	9.397	-4.699	-1.176	7.546

✓ Plancher de RDC au 5^{ème} étage (duplex1)

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELU des poutrelles de RDC au 5^{ème} étage (duplex1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.70	5.903	10.102	-1.515	-5.328	8.132	10.920	-12.012
	BC	3.80	5.903	10.655	-5.328	-4.841	6.302	12.337	-11.215
	CD	4.05	5.903	12.103	-4.841	-4.841	8.093	11.953	-11.953
	DE	3.35	5.903	8.281	-4.841	-4.841	4.425	9.887	-9.887
	EF	4.05	5.903	12.103	-4.841	-4.841	8.093	11.953	-11.953
	FG	3.80	5.903	10.655	-4.841	-5.328	6.302	-11.215	-12.337
	GH	3.70	5.903	10.102	-5.328	-1.515	8.132	12.012	-10.920
Type 2	AB	3.7	5.903	10.102	-1.515	-5.328	8.132	10.920	-12.012
	BC	3.8	5.903	10.655	-5.328	-6.052	5.697	12.337	-13.337
	CD	4.05	5.903	12.103	-6.052	-1.815	9.908	13.148	-11.953

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELS des poutrelles de RDC au 5^{ème} étage (duplexe1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.70	4.264	7.297	-1.095	-3.849	5.874
	BC	3.80	4.264	7.697	-3.849	-3.497	4.553
	CD	4.05	4.264	8.743	-3.497	-3.497	5.847
	DE	3.35	4.264	5.982	-3.497	-3.497	3.196
	EF	4.05	4.264	8.743	-3.497	-3.497	5.847
	FG	3.80	4.264	7.697	-3.497	-3.849	4.553
	GH	3.70	4.264	7.297	-3.849	-1.095	5.874
Type 2	AB	3.70	4.264	7.297	-1.095	-3.849	5.874
	BC	3.80	4.264	7.697	-3.849	-4.372	4.115
	CD	4.05	4.264	8.743	-4.372	1.095	7.158

✓ **Plancher des entresols****Tableau III.10.Sollicitations à l'ELU des poutrelles des entresols**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.70	9.315	15.94	-2.391	-8.407	14.113	17.232	-18.956
	BC	3.80	9.315	16.814	-8.407	-7.64	11.297	19.468	-17.698
	CD	4.05	9.315	19.099	-7.64	-7.64	14.307	18.862	-18.862
	DE	3.35	9.315	13.067	-7.64	-7.64	7.508	15.602	-15.602
	EF	4.05	9.315	19.099	-7.64	-7.64	14.307	18.862	-18.862
	FG	3.80	9.315	16.814	-7.64	-8.407	11.297	17.698	-19.468
	GH	3.70	9.315	15.94	-8.407	-2.391	14.113	18.956	-17.232

Type 2	AB	3.70	9.315	15.94	-2.391	-8.407	14.113	17.232	-18.956
	BC	3.80	9.315	16.814	-8.407	-9.55	10.342	19.468	-19.468
	CD	4.05	9.315	19.099	-9.55	-2.864	17.172	20.749	-18.862

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELS des poutrelles des entresols

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.70	6.539	11.19	-1.678	-5.902	9.907
	BC	3.80	6.539	11.803	-5.902	-5.363	7.93
	CD	4.05	6.539	13.407	-5.363	-5.363	10.043
	DE	3.35	6.539	9.173	-5.363	-5.363	5.27
	EF	4.05	6.539	13.407	-5.363	-5.363	10.043
	FG	3.80	6.539	11.803	-5.363	-5.902	7.93
	GH	3.70	6.539	11.19	-5.902	-1.678	9.907
Type 2	AB	3.70	6.539	11.19	-1.678	-5.902	9.907
	BC	3.80	6.539	11.803	-5.902	-6.704	7.26
	CD	4.05	6.539	13.407	-6.704	-2.011	12.054

III.2.1.7. Les sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Tableau III.12. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Etage	Type de poutrelle	Etats limite						
		ELU				ELS		
		M_a^{\max} (KN.m)		M_t^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)	M_a^{\max} (KN.m)		M_t^{\max} (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
Terrasse inaccessible	01	-1.723	-6.06	9.033	14.032	-1.258	-4.423	6.595
	02	-1.723	-6.883	11.013	14.955	-1.258	-5.025	8.039
5 ^{ème} étage (duplexe2)	01	-1.619	-5.693	8.522	13.184	-1.176	-4.136	6.191
	02	-1.619	-6.467	10.386	14.051	-1.176	-4.696	7.546
RDC au 5 ^{ème} étage (duplexe1)	01	-1.515	-5.328	8.132	12.337	-1.095	-3.849	5.874
	02	-1.515	-6.052	9.908	-13.337	-1.095	-4.372	7.158
Entresol	01	-2.391	-8.407	14.307	19.468	-1.678	-5.902	10.043
	02	-2.391	-9.55	17.172	20.749	-1.678	-6.704	12.054

III.2.1.8 .détail de ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple de calcul une poutrelle de type 3 de l'entresol, en utilisant les sollicitations maximales pour le ferrailage.

a. Sollicitations maximales

• A l'ELU

$$M_t^{\max} = 17.172 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,\text{rive}}^{\max} = -0.15 \times M_0^{\max} = -2.864 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,\text{interne}}^{\max} = -9.55 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 20.749 \text{ KN}$$

- **A l'ELS :**

$$M_t^{\max} = 12.054 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.\text{rive}}^{\max} = -0.15 \times M_0^{\max} = -2.011 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.\text{interne}}^{\max} = -6.704 \text{ KN.m}$$

- **b. Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle :**

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

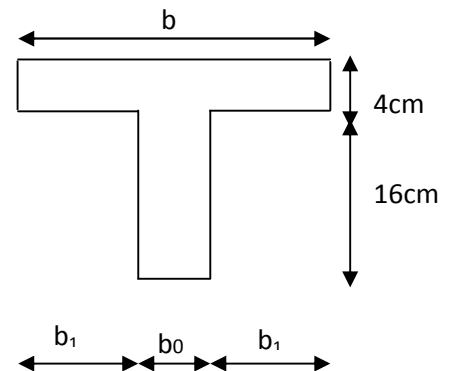


Figure III.10. Schéma d'une poutrelle

Calcul à l'ELU

A. Armatures longitudinales

A.1. En travée

Le moment équilibre par la table de compression :

$$M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{TU} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$$M_{TU} = 59,072 \text{ KN.m}$$

Si $M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 17.172 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe par la table de compression. Donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.172 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0574$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0,0574$$

$\mu_l > \mu_{bu} = 0,0574 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne

sont pas nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0574}) = 0.0739$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0739) = 0.174 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = \frac{17.172 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 2.835 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.835 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

On choisit : $A_s = 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 = 3.05 \text{ cm}^2$

A.2. Aux appuis

- **Appuis de rives**

$$M_{riv}^a = -2.864 \text{ KN.m}$$

La table de compression est tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.864 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0622$$

$\mu_{bu} = 0.0622 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0622}) = 0.0803$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0803) = 0.174m$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.864 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 0.457 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.457 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

On choisit : $A_s = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

- **Appuis intermédiaires**

$$M_{\text{int}}^a = -9.55 \text{ KN.m}$$

La table de compression est tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.55 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.2075$$

$\mu_{bu} = 0.2075 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2045}) = 0.289$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.289) = 0.159m$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9.55 \times 10^{-3}}{0.159 \times 348} = 1.725 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.725 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

On choisit : $A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

B. Armatures transversales**B.1. Vérification vis-à-vis du cisaillement**

$$V^{\max} = 20.749 \text{ KN}$$

On doit vérifier que : $\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$ (Art A.5.1.2) [1].

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_c; 4M P a) = \min(0,13 \times 25; 4M P a) = 3.25M P a$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{20.749 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 1.152 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 1.152 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

Donc : y'a pas de risque de rupture par cisaillement

B.2. choix des armatures transversales :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

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

Avec :

ϕ_l^{\min} : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\phi_l^{\min} = 10 \text{ mm}$).

$$\phi_t \leq \min\left(10; \frac{200}{35}; \frac{100}{10}\right) = 5.714 \text{ mm}$$

On choisit un étrier Φ_6

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

B.3. Espacement S_t

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj}K)} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.2}) [2].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, armatures droites).

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (1.152 - 0.3 \times 2.1)} = 34.942\text{cm}.$$

$$S_t \leq 34.942\text{cm}.$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} = 0.57\text{m} = 57\text{cm}.$$

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

Les résultats des calculs de ferrailage des poutrelles des différents niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

✓ **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau III.13. Ferrailage des poutrelles de la terrasse inaccessible

type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	Choix de Section (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.0302	0.038	0.177	1.466	1.41	2HA10=1.57	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0374	0.0476	0.176	0.281	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0.1317	0.1771	0.167	1.042	0.22	1HA12=1.13		
02	Travée	0.0368	0.0468	0.176	1.798	1.41	2HA12=2.26		
	App rive	0.0374	0.0476	0.176	0.281	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0.023	0.029	0.177	1.117	0.22	1HA12=1.13		

▪ **Plancher de 5^{ème} étage (duplexe2)**

Tableau III.14. Ferrailage des poutrelles de RDC au 5^{ème} étage (duplexe2)

type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	Choix de Section (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.0285	0.0361	0.177	1.253	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0.0351	0.0446	0.176	0.239	0.22	1HA10=0.79		

	App inter	0.1237	0.1655	0.168	0.882	0.22	1HA12=1.13	0.57	Etrier HA6
02	Travée	0.0347	0.0441	0.176	1.536	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0.0351	0.0446	0.176	0.239	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0.1405	0.1901	0.166	1.012	0.22	1HA12=1.13		

✓ Plancher de RDC au 5^{ème} étage (duplexe1)

Tableau III.15.Ferraillage des poutrelles de RDC au 5^{ème} étage (duplexe1)

type	Position	Ferraillage longitudinal						Ferraillage transversal	
		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	Choix de Section (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.0302	0.038	0.177	1.466	1.41	2HA10=1.57	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0374	0.0476	0.176	0.281	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0.1317	0.1771	0.167	1.042	0.22	1HA12=1.13		
02	Travée	0.0331	0.042	0.176	1.617	1.41	2HA12=2.26		
	App rive	0.0329	0.0418	0.176	0.247	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0.0202	0.0255	0.178	0.977	0.22	1HA12=1.13		

✓ Plancher des entresols

Tableau III.16.Ferrailage des poutrelles des entresols

type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	Choix de Section (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.0478	0.0612	0.175	2.349	1.41	1HA10+2HA12=3.05	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0519	0.0666	0.175	0.392	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0.1827	0.2542	0.161	1.50	0.22	2HA10=1.57		
02	Travée	0.0574	0.0739	0.174	2.835	1.41	1HA10+2HA12=3.05		
	App rive	0.0519	0.0666	0.175	0.392	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0.2075	0.298	0.159	1.725	0.22	2HA12=2.26		

III.2.1.9.Vérifications

➤ Vérifications des poutrelles à l'ELU

• Vérification à l'effort tranchant

a) Vérifications des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)

– En appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(20.749 \times 10^{-3} - \frac{17.172 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -2.45 \text{ cm}^2$$

Avec : A_l=2HA12=2.26..... Condition est vérifiée.

$$A_l \geq -2.45 \text{ cm}^2$$

On a pris le moment au niveau de l'appui intermédiaire avec son signe négatif(-), donc a ce niveau V_u est négligeable devant l'effort du moment M_u.

– Au niveau de l'appui de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 18.862 \times 10^{-3} = 0.542 \text{ cm}^2$$

Avec : A_l=1HA10=0.79.

$A_l \geq 0.542 \text{ cm}^2$Condition est vérifiée. Les résultats des vérifications des armatures longitudinales à l'effort tranchant sont donnés au tableau suivant :

Tableau III.17. Vérifications des armatures longitudinales à l'effort tranchant

Type	Plancher	$V_u(\text{KN})$	A_l adoptée	A_l (cm^2)	observation
01	Terrasse inaccessible	12.420	0.79	0.357	Vérifiée
	5 ^{ème} étage (duplexe2)	11.669	0.79	0.335	Vérifiée
	RDC au 5 ^{ème} étage (duplexe1)	10.920	0.79	0.313	Vérifiée
	Entresol	17.232	0.79	0.495	Vérifiée
02	Terrasse inaccessible	12.420	0.79	0.357	Vérifiée
	5 ^{ème} étage (duplexe2)	11.669	0.79	0.335	Vérifiée
	RDC au 5 ^{ème} étage (duplexe1)	10.920	0.79	0.313	Vérifiée
	Entresol	17.232	0.79	0.495	Vérifiée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table – nervure

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c2} ; 4 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{20.749 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.354 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.354 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc : y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

Les résultats des vérifications de la jonction table –nervure sont donnés au tableau suivant :

Tableau III.18. Vérifications de la jonction table –nervure

Type	Plancher	$V_u(\text{KN})$	τ_u	$\bar{\tau}$	$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$
01	Terrasse inaccessible	14.032	0.916	3.25	Vérifiée
	5 ^{ème} étage (duplexe2)	13.184	0.858	3.25	Vérifiée
	RDC au 5 ^{ème} étage (duplexe1)	12.337	0.805	3.25	Vérifiée
	Entresol	19.468	1.271	3.25	Vérifiée
02	Terrasse inaccessible	14.955	0.976	3.25	Vérifiée
	5 ^{ème} étage (duplexe2)	14.051	0.917	3.25	Vérifiée
	RDC au 5 ^{ème} étage (duplexe1)	13.337	0.858	3.25	Vérifiée
	Entresol	20.749	1.354	3.25	Vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton (Vérification de la bielle)**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec $a \leq 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$.

Soit : $a = 0,16 \text{ m}$

Donc : $V_u \leq 0,267 \times 0.16 \times 0.10 \times 25 = 0.1068 \text{ MN}$

$V_u = 0.0207 \text{ MN} \leq 0.1068 \text{ MN}$ Condition est vérifiée.

➤ **Vérifications des poutrelles à l'ELS**

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable, donc la vérification n'est pas nécessaire.

✓ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

Avec :

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad (\text{MPa})$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_{bc}^- : Contrainte admissible de compression du béton.

- En travée

$$M_{ser} = 12.054 \text{ KN.m}$$

$$A = 3.05 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -1.205 \times 10^{-4} \text{ m}^3.$$

$H = -120.5 \text{ cm}^3 < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en Te.

Calcul de y

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15(A + A')] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15(Ad + A'd')] = 0$$

$$\frac{0.10}{2} \times y^2 + [(0.65 - 0.10) \times 0.04 + 15 \times 3.05 \times 10^{-4}] \times y - [(0.65 - 0.10) \times \frac{0.04^2}{2} + 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times 0.18] = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.575 \text{ cm}$$

$$0.05y^2 + 2.6575 \times 10^{-2} - 247.5 \times 10^{-3} = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 0.575 \text{ cm}$.

Calcul le moment d'inertie I

$$I = \frac{b}{3}y^3 - \frac{(b-b_0)}{3} \times (y-h_0)^3 + 15A \times (d-y)^2 + 15A'(d'-y)^2 = 0$$

$$A' = 0 \Rightarrow I = \frac{65}{3} \times (0.575)^3 - \frac{(65-10)}{3} \times (0.575-4)^3 + 15 \times 3.05 \times (18-0.575)^2 = 14631.805 \text{ cm}^4$$

$$I = 14631.805 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{12.054 \times 10^3}{14631.805} \times 0.575 = 0.473 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifié.

- En appuis

- **Appuis intermédiaires**

$$M_{ser} = 6.704 \text{ KN.m}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 4.54 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$H = 45.4 \text{ cm}^3 \square 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 14.945 \text{ cm}.$$

Calcul le moment d'inertie I

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 78967.97 \text{ cm}^4$$

$$I = 78967.97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.704 \times 10^3}{78967.97} \times 14.945 = 1.268 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifié.

- **Appuis de rive**

$$M_{ser} = 2.01 \text{ kN.m}$$

$$A = 0.79 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 0.79 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 3.541 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H = 3.541 \times 10^{-4} \text{ m}^3 > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.823 \text{ cm}$$

Calcul le moment d'inertie I

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 12695.784 \text{ cm}^4$$

$$I = 12695.784 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{2.011 \times 10^3}{12695.784} \times 7.823 = 1.239 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifié.

Les résultats des vérifications à l'état limite de compression de béton sont donnés au tableau suivant :

Tableau III.19. Vérifications à l'état limite de compression de béton

Type	Plancher	Elément	M_{ser}	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc}	Observation
01	Terrasse inaccessible	Travée	6.595	1.57	11.859	6447.451	12.13	Vérifiée
		Appui int	4.423	1.13	9.688	4202.03	10.197	Vérifiée
		Appui de rive	1.258	0.79	7.823	2823.194	3.485	Vérifiée
	5 ^{ème} étage (duplexe2)	Travée	6.191	1.57	11.859	6447.451	11.387	Vérifiée
		Appui int	4.136	1.13	9.688	4202.03	9.535	Vérifiée
		Appui de rive	1.176	0.79	7.823	2823.194	3.258	Vérifiée
	RDC au 5 ^{ème} étage (duplexe1)	Travée	5.874	1.57	11.859	6447.451	10.80	Vérifiée
		Appui int	3.849	1.13	9.688	4202.03	8.874	Vérifiée
		Appui de rive	1.095	0.79	7.823	2823.194	3.034	Vérifiée
	Entresol	Travée	10.043	3.05	0.575	14631.805	0.394	Vérifiée
		Appui int	5.902	1.57	11.859	6447.451	10.855	Vérifiée
		Appui de rive	1.678	0.79	7.823	2823.194	6.646	Vérifiée
02	Terrasse inaccessible	Travée	8.039	2.26	14.945	78967.97	1.521	Vérifiée
		Appui int	5.025	1.13	9.688	4202.03	11.585	Vérifiée
		Appui de rive	1.258	0.79	7.823	2823.194	3.485	Vérifiée
	5 ^{ème} étage (duplexe2)	Travée	7.546	1.57	11.859	6447.451	13.879	Vérifiée
		Appui int	4.696	1.13	9.688	4202.03	10.826	Vérifiée
		Appui de rive	1.176	0.79	7.823	2823.194	3.258	Vérifiée

RDC au 5 ^{ème} étage (duplexe1)	Travée	7.158	2.26	14.945	78967.97	1.354	Vérifiée
	Appui int	4.372	1.13	9.688	4202.03	10.079	Vérifiée
	Appui de rive	1.095	0.79	7.823	2823.194	3.034	Vérifiée
Entresol	Travée	12.054	3.05	0.575	14631.805	0.473	Vérifiée
	Appui int	6.704	2.26	14.945	78967.97	1.268	Vérifiée
	Appui de rive	1.678	0.79	7.823	2823.194	0.594	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

Elle est évaluée selon les recommandations du **BAEL91** (Article B.6.5) et celle du **CBA93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{405} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0,0625$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Avec : f_{gv} et f_{gi} : la flèche dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : La flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{405}{500} = 0.81cm$.

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN/m}$$

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.54 = 4.251 \text{ KN/m}$$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65(6.54 + 1) = 4.901 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.82 \times 4.05^2}{8} = 2.798 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.251 \times 4.05^2}{8} = 6.536 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.901 \times 4.05^2}{8} = 7.536 \text{ KN.m}$$

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(1.57 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15 \times 1.57}$$

$$\Rightarrow y_G = 6.456 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - y_G)^2 + 15 A_{sc} (y_G - d')^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 6.456^3}{3} + \frac{10 \times (20 - 6.456)^3}{3} - \frac{(65 - 10) \times (6.456 - 4)^3}{3} + 15 \times 1.57 (18 - 6.456)^2$$

$$I_0 = 16978658 \text{ cm}^4 \dots \dots \dots (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier+béton)})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.0087$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{10}{65}) \times 0.0087} = 4.903 \dots \dots \dots \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 4.903 = 1.9612 \dots \dots \dots \text{Coefficient de déformation différée.}$$

Calcul des déformations E_i et E_v

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164.20$ MPa.

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.40$ MPa

Contraints (σ_s)

$$y = 11.859 \text{ cm}; \quad I_0 = 16978.658 \text{ cm}^4; \quad I = 6447.451 \text{ cm}^4; \quad A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{2.798 \times (0.18 - 0.11859)}{6447.451} 10^5 = 39.975 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.536 \times (0.18 - 0.11859)}{6447.451} 10^5 = 93.38 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{7.536 \times (0.18 - 0.11859)}{6447.451} 10^5 = 107.667 \text{ Mpa}$$

Inerties fictives (I_f)

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; \quad I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0087 \times 39.975 + 2.1} = 0.052$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0087 \times 93.38 + 2.1} = 0.313$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0169 \times 107.667 + 2.1} = 0.371$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 16978.658}{1 + 4.903 \times 0.769} = 3915.079 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 16978.658}{1 + 4.903 \times 0.313} = 7368.514 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 16978.658}{1 + 4.903 \times 0.371} = 6625.199 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 16978.658}{1 + 1.9612 \times 0.313} = 11572.611 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{2.798 \times 4.05^2}{10 \times 32164.2 \times 3915.076} 10^5 = 0,0036 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{6.536 \times 4.05^2}{10 \times 32164.2 \times 7368.514} 10^5 = 0,0045 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{7.536 \times 4.05^2}{10 \times 32164.2 \times 6625.199} 10^5 = 0,0058 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{6.536 \times 4.05^2}{10 \times 10721.4 \times 11572.611} 10^5 = 0,0086 \text{ m}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (8.6 - 3.6 + 5.8 - 4.5) \times 10^{-3} = 6.3 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.63 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,81 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Donc la condition de flèche est vérifiée.}$$

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Les vérifications de la flèche sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.20. Vérifications de la flèche

Types	Plancher	f_{adm} (cm)	f_{ji} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{gv} (cm)	f_{pi} (cm)	Δf (m)	Observation
01	Terrasse inaccessible	0.81	0.0036	0.0045	0.0086	0.0058	0.63	Vérifiée
	5 ^{ème} étage (duplexe2)	0.81	0.0036	0.00714	0.0117	0.0058	0.676	Vérifiée
	RDC au 5 ^{ème} étage (duplexe1)	0.81	0.0036	0.0027	0.0019	0.0054	0.1	Vérifiée
	Entresol	0.81	0.0071	0.0020	0.0046	0.0056	0.0011	Vérifiée

02	Terrasse inaccessible	0.81	0.0036	0.0045	0.0086	0.0058	0.63	Vérifiée
	5 ^{ème} étage (duplexe2)	0.81	0.0036	0.00714	0.0117	0.0058	0.676	Vérifiée
	RDC au 5 ^{ème} étage (duplexe1)	0.81	0.0036	0.0027	0.0019	0.0054	0.1	Vérifiée
	Entresol	0.81	0.0071	0.0020	0.0046	0.0056	0.0011	Vérifiée

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Ferrailage des poutrelles

Tableau III.21 Les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
5 ^{ème} étage (duplexe2)			

RDC au 5^{ème} étage (duplexel)			
Entresol			

III.2.2. Etude de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e=400\text{Mpa}$.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 5HA6/ml=1.41 cm² pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : St=20cm ≤ 20cm.....Condition est vérifiée.

2HA6/ml=0.57 cm² pour les armatures parallèles aux poutrelles

Avec : St=20cm < 30cm..... Condition est vérifiée.

D'où on opte : un treillis soudé $TS \Phi 6 (20 \times 20)$

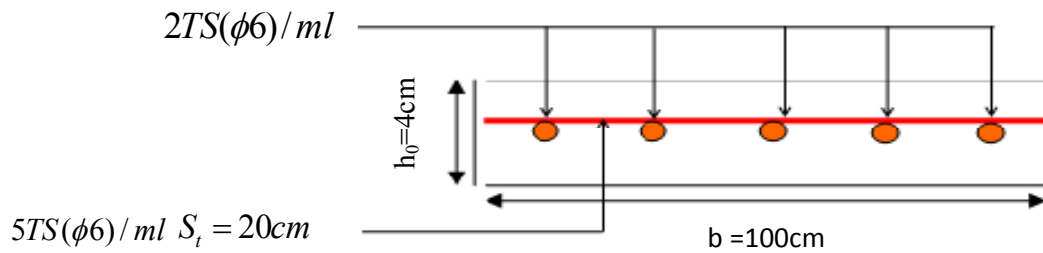


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etude des dalles pleines

Les dalles sont des plaques horizontales minces en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, ces plaques peuvent être reposées sur deux ou plusieurs appuis comme elles peuvent être assimilées à des consoles.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12cm et ils définissent en deux types :

1. Dalle sur un seul appui.
2. Dalle sur deux appuis.
3. Dalle sur quatre appuis.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

L_y : la plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Si $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille selon un seul sens (flexion principale suivant L_x).

$\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille selon deux sens L_x et L_y .

III.3.1. Dalle pleine sur un seul appui :

Une dalle sur un seul appui : c'est le balcon de type console (Dalle sur un seul appui).

On a : $L_x = 0.72m$

Ce type de dalle calcule comme une console.

- **Evaluation des charges :**

Charges permanentes : $G = 4.36 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

$P = 2.85 \text{ KN/m}^2$.

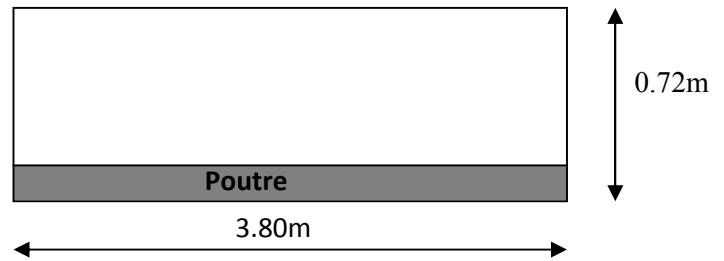


Figure III.12. Schéma de la dalle en console

- **Les sollicitations à l'ELU**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 \times 4.36 + 1.5 \times 3.5 = 11.136 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1.35 \times 2.85 = 3.85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = -\frac{P_u \times l^2}{2} - P \times l$$

$$M_u = -\frac{11.136 \times 0.72^2}{2} - 3.85 \times 0.72 = -5.65 \text{ KN.m}$$

$$M_u = -5.65 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times l}{2} + P$$

$$V_u = \frac{11.136 \times 0.72}{2} + 3.85 = 7.85 \text{ KN}$$

$$V_u = 7.85 \text{ KN}$$

- ❖ **Ferraillage**

Sens x-x :

- ✓ **Les armatures principales**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b = 100\text{cm}$, $e = 12\text{cm}$, $d = 12\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ et $f_e = 400\text{Mpa}$

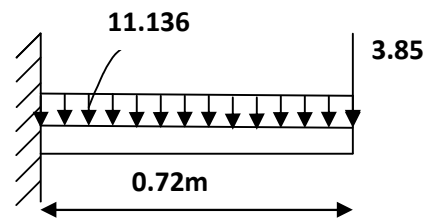


Figure. III.13. schéma statique de la dalle

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0276 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pas d'aciers comprimé

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0349$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.118 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0691 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\text{Donc : } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_s} = \frac{5.65 \times 10^{-3}}{0.118 \times 348} = 1.375 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau III.22. Ferrailage de la dalle en console

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adp} (cm ² / ml)
Armatures Principales	5.65	0.0276	0.0349	0.118	1.375	2HA10 = 1.57

Sens y-y :

✓ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.375}{4} = 0.343 \text{ cm}^2, \text{ soit } A_r = 1HA8 = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

✓ **Espacement des armatures :**

$$S_{TX} \leq \min(33 \text{ cm}, 3 \times e) = \min(33 \text{ cm}, 3 \times 14) = 33 \text{ cm} : \text{ soit } S_{TX} = 20 \text{ cm}.$$

$$S_{TY} = \min(45\text{cm}, 4 \times e) = \min(45\text{cm}, 4 \times 14) = 45\text{cm} : \text{soit} : S_{TY} = 25\text{cm}.$$

✓ **Vérifications:[BAEL91] :**

L'effort tranchant

$$b = 100 \text{ cm}, d = 12\text{cm}, V_u = 7.85\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$$\tau_u = \frac{7.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0654\text{Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

▪ **condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45\text{cm}^2 < A_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Les sollicitations à l'ELS**

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 4.36 + 3.5 = 7.86\text{KN} / \text{m}^2$$

$$P = 2.85\text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_{ser} = -\frac{P_s \times l^2}{2} + p \times l \Rightarrow M_{ser} = 4.089\text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$A = 1.57\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A(y - d)^2 = 0 \Rightarrow y = 2.624\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A(y - d)^2 = 2672.506\text{m}^4$$

• **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} ,$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.089 \times 10^{-3}}{2672.506} \times 0.02624 = 4.01 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

On à : Fissuration nuisible $\rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.6 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{4.089 \times 10^{-3}}{2672.506} (0.12 - 0.02624) = 1440.994 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_{bc} = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

$$\sigma_s = \frac{e}{l} = \frac{0.12}{0.72} = 0.166 > \left(\frac{1}{16} \right) = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.375 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.12} = 0.005 > \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{e}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

Avec: $M_{0s} = \frac{q_s \times l^2_x}{2} = \frac{7.86 \times 0.72^2}{2} = 2.037 \text{ KN.m.}$

Donc: $\frac{h}{l} = 0.194 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{4.089}{10 \times 2.037} = 0.2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ Schéma de Ferrailage

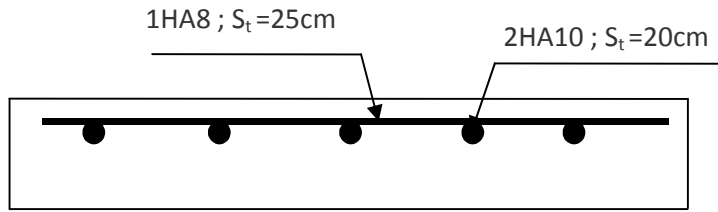


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle en console

III3.2. Dalle pleine sur deux appuis

✓ Caractéristique de la dalle :

L_x : distance minimal entre nus d'appui ($L_x=3.05m$)

L_y : distance maximal entre nus d'appui ($L_y=3.70m$)

✓ Evaluation des charges :

Charges permanentes : $G = 4.36 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

L'épaisseur : $e=12 \text{ cm}$.

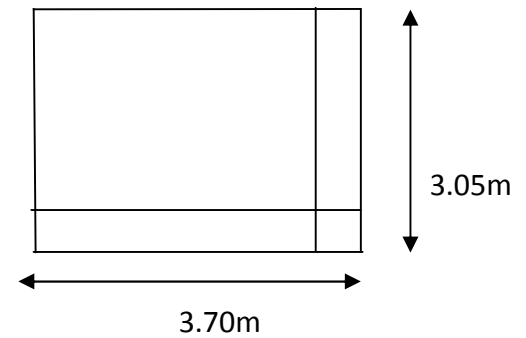


Figure III.15. Dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.05}{3.70} = 0.82 \geq 0.4$$

$\rho > 0,4 \Rightarrow$ (La dalle travaille sur les deux sens l_x et l_y).

✓ Les sollicitations :

$$q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.36 + 1.5 \times 3.5 = 11.136 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 4.36 + 3.5 = 7.86 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELU : $\nu = 0$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 5.583 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 3.524 \text{ m} \end{cases} \dots \dots \dots \text{BAEL91(AnnexeI)}$$

Moments en travées :
$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 4.745 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 2.995 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis :
$$\begin{cases} M_{ax}^{rive} = -0.3 \times M_{ox} = -1.675 KN.m \\ M_{ay}^{rive} = -0.3 \times M_{oy} = -1.057 KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax}^{int} = -0.5 \times M_{ox} = -2.792 KN.m \\ M_{ay}^{int} = -0.5 \times M_{oy} = -1.762 KN.m \end{cases}$$

A l'ELS: $\nu = 0.2$

$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 4.438 KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 3.275 KN.m \end{cases}$ BAEL91(AnnexeI)

Moments en travées :
$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 3.772 KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 2.784 KN.m \end{cases}$$

Moments en appuis :
$$\begin{cases} M_{ax}^{rive} = -0.3 \times M_{ox} = -1.331 KN.m \\ M_{ay}^{rive} = -0.3 \times M_{oy} = -0.982 KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax}^{int} = -0.5 \times M_{ox} = -0.665 KN.m \\ M_{ay}^{int} = -0.5 \times M_{oy} = -0.491 KN.m \end{cases}$$

➤ **Calcul de la section d'armature**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml (b×e)= (1×0.12) m².

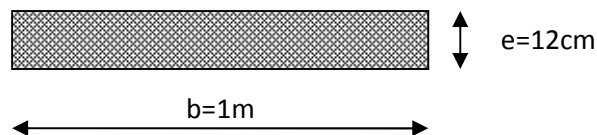


Figure III.16. Section de la dalle pleine à ferrailer.

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \phi \leq 12 mm$

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens avec :

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} ; Z = d(1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{z \times f_{st}} ; d_x = d_y = 10 cm$$

Aux travées

Sens principale (//Lx)

Tableau III.23. Résultats de ferrailage du panneau sur deux appuis

Sens	M_u^x (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^x (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	$A_{a d o ;}^x$ (cm ² /ml)
// Lx	4.745	0.0334	0.0424	0.098	1.387	1.41	4HA8=2.01

Vérification de l'espacement des armatures

$S t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Sens principale (//Ly)

Tableau III.24. Résultats de ferrailage du panneau sur 2 appuis

Sens	M_u^y (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^y (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	$A_{a d o ;}^y$ (cm ² /ml)
// Ly	2.995	0.021	0.0266	0.098	0.869	1.41	4HA8=2.01

○ **Vérification de l'espacement**

$S t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifié.

○ **Vérification des valeurs minimales**

$A_t^y = 2.01 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x^t}{4} = 0.1975 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifié.

Aux appuis

Sens principale (//Lx)

Tableau III.25. Résultats de ferrailage des appuis du panneau sur deux appuis

Sens	M_u^a (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{ca}^a (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	$A_{ad o ;}$ (cm ² /ml)
Appui de rive	1.675	0.011	0.014	0.099	0.484	1.41	4HA8=2.01
Appui intermédiaire	2.792	0.019	0.024	0.099	0.81	1.41	4HA8=2.01

Sens principale (//Ly)

Tableau III.26. Résultats de ferrailage des appuis du panneau sur deux appuis

Sens	M_u^a (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{ca}^a (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	$A_{ad o ;}$ (cm ² /ml)
Appui de rive	1.057	0.007	0.009	0.099	0.304	1.41	4HA8=2.01
Appui intermédiaire	1.762	0.012	0.015	0.099	0.509	1.41	4HA8=2.01

➤ **Vérifications**❖ **A l'ELU**▪ **La section de non fragilité**

$$e \geq 12cm ; \rho \geq 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_y^{min} = \rho \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho \times b \times e \end{cases}$$

Avec : $\rho = 0.0008$ pour fe400 $A_y^{min} = 1.0464 \text{ cm}^2$ Vérifiée $A_y^{min} = 0.96 \text{ cm}^2$ Vérifiée

▪ **L'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{ctk}}{\gamma_b}$

$\rho \geq 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.136 \times 3}{2} \times \frac{0.701}{1 + \frac{0.82}{2}} = 14.611 K N$

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.146 M P a \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{ctk}}{\gamma_b} = 1.17 M P a \dots \dots \dots$ Vérifiée

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

❖ **A P'ELS**

○ **Vérification des contraintes**

$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3 f_{ctk}$

$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min \left(\frac{2}{3} f_{ctk} ; 110 \sqrt{f_{ctk}} \right)$

Avec : $\square = 1.6$ (acier HA) $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.633$ MPa

$A_x^t = A_y^t = 2.01$ cm²

$q_s = 7.86$ KN/ml

En travée :

- **Sens x-x :**

$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0.$

$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

Tableau III.27. Vérification des contraintes en travée pour le panneau sur deux appuis

Mser (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{\square bc}$ (MPa)	Observation	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{si}$ (MPa)	Observation
3.772	2.775	2286.156	4.578	15	Vérifiée	178.811	201.633	Vérifiée

$$\sigma_{st} = 178.811 \text{ MPa} < 201.633 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{est vérifiée}$$

- Sens y-y:

$$A_y^t = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0.$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Tableau III.28. Vérification des contraintes en travée pour le panneau sur deux appuis

Mser (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{b_i} (MPa)	$\sigma_{\square_{b_i}}$ (MPa)	Observation	σ_{s_i} (MPa)	$\bar{\sigma}_{s_i}$ (MPa)	Observation
2.784	2.775	2286.156	3.379	15	Vérifiée	131.975	201.63	Vérifiée

$$\sigma_{st} = 131.975 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{est vérifiée}$$

On adopte :

$$\begin{cases} A_x^t = 4H A 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 4H A 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Espacement des armatures :

Sens x-x : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(33 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; on adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(45 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; on adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$

- o **Etat limite de compression de béton :**

Sens x-x

Tableau III.29. Revérification des contraintes de compression de béton

Mser (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{b_i} (MPa)	$\sigma_{\square_{b_i}}$ (MPa)
3.772	2.775	2286.156	4.578	15

Sens y-y

Tableau III.30. Revivification des contraintes de compression de béton

Mser (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{b,t}$ (MPa)	$\sigma_{\square b,t}$ (MPa)
2.784	2.775	2286.156	3.379	15

$$\sigma_{s,t} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{s,t} = \min \left(\frac{2}{3} f_{ct} ; 110 \sqrt{f_{ct}} \right)$$

Aux appuis :

Tableau III.31. Vérification des contraintes aux appuis pour le panneau sur deux appuis

Appuis	Mser (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{b,t}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{b,t}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{s,t}$ (MPa)	$\sigma_{\square s,t}$ (MPa)	Observation
Appui de rive	1.331	2.775	2286.156	1.615	15	Vérifiée	63.095	201.63	Vérifiée
Appui Inter	0.665	2.775	2286.156	0.807	15	Vérifiée	31.524	201.63	Vérifiée

$$\sigma_{s,t} < \sigma_{\square s,t} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

Sens x-x :

$$\sigma_s = \frac{e}{l} = \frac{0.12}{3.05} = 0.0393 > \left(\frac{1}{16} \right) = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{0.763}{100 \times 12} = 0.0006 > \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{e}{l} = \frac{0.12}{3.05} = 0.0393 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{7.86 \times 3.05^2}{8} = 9.13 \text{KN.m.}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{e}{l} = \frac{0.12}{3.05} = 0.0393 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{3.772}{10 \times 9.13} = 0.041 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

Les conditions n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche.

$$\text{On a } \begin{cases} \Delta f = f_{jv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} \begin{cases} \left(\frac{l}{500} \right) l \leq 5m . \\ \left(0.5 \frac{cm}{1000} \right) l > 5m . \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{admissible} = \frac{305}{500} = 0.61 \text{cm}$$

Evaluation des flèches :

Sens y-y :

$$\sigma_s = \frac{e}{l} = \frac{0.12}{3.70} = 0.0324 > \left(\frac{1}{16} \right) = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Non vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{0.48}{100 \times 12} = 0.0004 > \frac{2.4}{fe} = 0.006 \dots\dots\dots \text{Non vérifié}$$

$$\frac{e}{l} = \frac{0.12}{3.05} = 0.0393 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_y^2}{8} = \frac{7.86 \times 3.70^2}{8} = 13.45 \text{KN.m.}$$

Avec :

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{e}{l} = \frac{0.12}{3.05} = 0.0393 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{2.784}{10 \times 13.45} = 0.02 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

La première et la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche.

$$\text{On a } \begin{cases} \Delta f = f_v - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} \begin{cases} \frac{l}{500} \leq 5m . \\ 0.5cm + \frac{l}{1000} > 5m . \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{admissible} = \frac{370}{500} = 0.74cm .$$

Evaluation des flèches :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Selon le sens // Lx

Tableau III.32. Vérification de la flèche pour la dalle sur deux appuis

Evaluation des charges							
q _{jser} (KN/ml)		q _{gser} (KN/ml)			q _{pser} (KN/ml)		
3.239		4.36			7.86		
Propriétés de la section							
M _{jser} (KN.m)		M _{gser} (KN.m)			M _{pser} (KN.m)		
1.554		2.092			3.772		
Y (cm)	I (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
2.172	2189	14882	0.00201	10.447	4.179	32456.59	10818.86
Contraintes							
σ _{sj} (MPa)		σ _{sg} (MPa)			σ _{sp} (MPa)		
83.381		112.239			202.339		
Inerties fictives							
μ _j	μ _g	μ _p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{fīg} (cm ⁴)	I _{fīp} (cm ⁴)	I _{fīvg} (cm ⁴)	
0.00	0.00	0.0139	16371	16371	14294	16371	

Evaluation des flèches			
f_{ij} (cm)	f_{ig} (cm)	f_{ip} (cm)	f_{vg} (cm)
0.0272	0.0366	0.0756	0.1099
$\Delta f_t = 1.21 \text{ mm} < f_{adm} = 6.1 \text{ mm}$			

On a $\Delta f_t = 1.21 \text{ mm} < f_{adm} = 6.1 \text{ mm}$; la flèche est vérifiée selon le sens // ly

Selon le sens // Ly

Tableau III.33. Vérification de la flèche pour la dalle sur deux appuis

Evaluation des charges							
q_{jser} (KN/ml)		q_{gser} (KN/ml)			q_{pser} (KN/ml)		
3.239		4.36			7.86		
Evaluation des moments en travées							
M_{jser} (KN.m)		M_{gser} (KN/ml)			M_{pser} (KN/ml)		
1.147		1.544			2.784		
Propriétés de la section							
Y (cm)	I (cm)	I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	E_i (MPa)	E_v (MPa)
2.172	2189	14880	0.00201	10.447	4.179	32456.597	10818.86
Contraintes							
σ_{sj} (MPa)		σ_{sg} (MPa)			σ_{sp} (MPa)		
61.543		82.843			149.347		
Inerties fictives							
U_j	U_g	U_p	I_{fij} (cm ⁴)	I_{fig} (cm ⁴)	I_{fip} (cm ⁴)	I_{fvig} (cm ⁴)	
0	0.00	0.00	16370	16370	16370	16370	
Evaluation des flèches							
f_{ij} (cm)		f_{ig} (cm)			f_{ip} (cm)		f_{vg} (cm)
0.029		0.039			0.071		0.119
$\Delta f_t = 1.21 \text{ mm} < f_{adm} = 7.4 \text{ mm}$							

On a $\Delta f_t = 1.22 \text{ mm} < f_{adm} = 7.4 \text{ mm}$; la flèche est vérifiée selon le sens // l_x

Schéma de ferrailage :

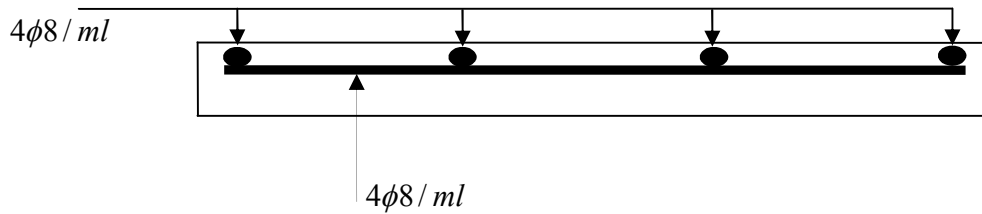


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

III.3.3. Dalle pleine sur quatre appuis :

✓ Caractéristique de la dalle :

L_x : distance minimal entre nus d'appui ($L_x=3.7\text{m}$)

L_y : distance maximal entre nus d'appui ($L_y=4.55\text{m}$)

✓ **Evaluation des charges :**

Charges permanentes : $G = 4.36$

Charge d'exploitation : $Q=5\text{KN/m}^2$

L'épaisseur : $e=12 \text{ cm}$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.7}{4.55} = 0.81 \geq 0.4$$

$\rho > 0.4 \Rightarrow$ (La dalle travaille sur les deux sens l_x et l_y).

❖ **Calcul a l'ELU**

✓ Calcul de chargement.

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 4.36 + 1.5 \times 5) = 13.386 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = G + Q = 4.36 + 5 = 9.36 \text{ KN} / \text{m}^2$$

A l'ELU : $\nu = 0$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 10.078 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \times \mu_y = 6.18 \text{ KN.m} \end{cases} \dots \text{BAEL91(AnnexeI)}$$

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 8.567 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 5.255 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis } \begin{cases} M_{ax}^{rive} = -0.3 \times M_{ox} = -3.023 \text{ KN.m} \\ M_{ay}^{rive} = -0.3 \times M_{oy} = -1.854 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax}^{int} = -0.5 \times M_{ox} = -5.039 \text{ KN.m} \\ M_{ay}^{int} = -0.5 \times M_{oy} = -3.091 \text{ KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS: $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_S = 8.598 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 6.23 \text{ KN.m} \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL91(AnnexeI)}$$

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 7.308 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 5.295 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis : } \begin{cases} M_{ax}^{rive} = -0.3 \times M_{ox} = -2.579 \text{ KN.m} \\ M_{ay}^{rive} = -0.3 \times M_{oy} = -1.869 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax}^{int} = -0.5 \times M_{ox} = -4.299 \text{ KN.m} \\ M_{ay}^{int} = -0.5 \times M_{oy} = -3.115 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul de la section d'armature**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml ($b \times e$) = $(1 \times 0.12) \text{ m}^2$.

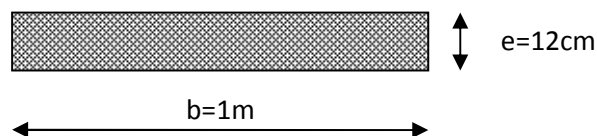


Figure III.19: Section de la dalle pleine à ferrailer.

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm}$

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens avec :

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \quad ; Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad ; A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} \quad ; d_x = d_y = 10cm$$

Aux travées

Sens principale (//Lx)

Tableau III.34. Résultats de ferrailage du panneau sur quatre appuis

Sens	M_u^x (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^x (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	$A_{a d o ;}^x$ (cm ² /ml)
// Lx	8.567	0.0603	0.0778	0.0968	2.54	1.41	4HA10=3.14

Vérification de l'espacement des armatures

$$S t = 25 c m \leq m a x (33 c m ; 33 c m) = 33 c m \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Sens principale (//Ly)

Tableau III.35. Résultats de ferrailage du panneau sur quatre appuis

Sens	M_u^y (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^y (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	$A_{a d o ;}^y$ (cm ² /ml)
// Ly	5.255	0.037	0.0471	0.098	1.539	1.41	4HA10=3.14

○ **Vérification de l'espacement**

$$S t = 25 c m \leq m a x (45 c m ; 45 c m) = 45 c m \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

○ **Vérification des valeurs minimales**

$$A_y^t = 3.14 c m^2 \geq \frac{A_x^t}{4} = 0.785 c m^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Soit : $A=4HA8=2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Aux appuis

Tableau III.36. Résultats de ferrillage des appuis du panneau sur quatre appuis

Sens		M_u^a (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{ca}^a (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A_{ado}^a (cm ² /ml)
Appui de rive	(//Lx)	3.023	0.0212	0.0269	0.098	0.878	1.41	1HA14=1.54
	(//Ly)	1.854	0.013	0.0164	0.099	0.536	1.41	1HA14=1.54
Appui intermédiaire	(//Lx)	5.039	0.0354	0.0451	0.098	1.474	1.41	1HA14=1.54
	(//Ly)	3.091	0.0217	0.0275	0.098	0.898	1.41	1HA14=1.54

Vérifications

❖ **A l'ELU**

▪ **La section de non fragilité**

$$e \geq 12cm ; \rho \geq 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho \times b \times e \end{cases}$$

Avec : $\rho = 0.0008$ pour fe400

$A_x^{min} = 1.0512 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

$A_y^{min} = 0.96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

▪ **L'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07c f_c}{\gamma_b}$

$\rho \geq 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{p}{2}} = \frac{13.386 \times 4.551}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.81}{2}} = 21.674 \text{ K N}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.216 \text{ M P a} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07c f_c}{\gamma_b} = 1.17 \text{ M P a} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

Donc : Pas de rupture par cisaillement.

❖ A PELS

▪ Vérification des contraintes

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \sigma^- = 0,6 \times 3f_{bc}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \sigma_{st}^- = \min \left(\frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{f_{te}} \right)$$

$$A_x^t = A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$q_s = 9.36 \text{ KN/ml}$$

En travée :

- Sens x-x :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0.$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Tableau III.37. Vérification des contraintes en travée pour le panneau sur quatre appuis

Mser (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	σ_{st}^- (MPa)
8.567	3.576	3468.015	8.833	15	Vérifiée	238.037	0

Aucune vérification à faire

- Sens y-y:

$$A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0.$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Tableau III.38. Vérification des contraintes en travée pour le panneau sur quatre appuis

Mser (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{b, t}$ (MPa)	$\sigma_{\square b, t}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{s, i}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{s, i}$ (MPa)
5.255	3.576	3468.015	5.418	15	Vérifiée	146.011	0

Aucune vérification à faire

Espacement des armatures :

Sens x-x : $S t = 25 \text{ cm} \leq \min(33 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; on adopte : $S t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $S t = 25 \text{ cm} \leq \min(45 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; on adopte : $S t = 25 \text{ cm}$

o **Etat limite de compression de béton :**

Sens x-x

Tableau III.39. Revivification des contraintes de compression de béton

Mser (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{b, t}$ (MPa)	$\sigma_{\square b, t}$ (MPa)
8.567	3.576	3468.015	8.833	15

Sens y-y

Tableau III.40. Revivification des contraintes de compression de béton

Mser (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{b, t}$ (MPa)	$\sigma_{\square b, t}$ (MPa)
5.255	3.576	3468.015	5.418	15

Aux appuis :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{ct} ; 110 \sqrt{f_{ct}} \right)$$

Tableau III.41. Vérification des contraintes aux appuis pour le panneau sur quatre appuis

Mser (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bt} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bt}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{st} (MPa)
4.299	3.576	3468.015	4.432	15	119.449	0
3.115	3.576	3468.015	3.211	15	86.551	0

Aucune vérification à faire

- **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

Sens x-x :

$$\sigma_s = \frac{e}{l} = \frac{0.12}{3.70} = 0.0324 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.08}{100 \times 12} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{e}{l} = \frac{0.12}{3.70} = 0.0324 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{9.36 \times 3.7^2}{8} = 16.017 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Donc: } \sigma_s = \frac{e}{l} = \frac{0.12}{3.70} = 0.0324 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.308}{10 \times 16} = 0.0456 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

La première et la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche.

$$\text{On a } \begin{cases} \Delta f = f_{jv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} \begin{cases} \left(\frac{l}{500} \right) l \leq 5m . \\ \left(0.5 cm + \frac{l}{1000} \right) l > 5m . \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{370}{500} = 0.74 cm$$

Sens y-y :

$$\sigma_s = \frac{e}{l} = \frac{0.12}{4.55} = 0.0263 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Non vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.08}{100 \times 12} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.01 \dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{e}{l} = \frac{0.12}{4.55} = 0.0263 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{q_s \times l_y^2}{8} = \frac{9.36 \times 4.55^2}{8} = 24.221 KN.m.$$

$$\text{Donc: } \sigma_s = \frac{e}{l} = \frac{0.12}{4.55} = 0.0263 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{5.295}{10 \times 24.221} = 0.0218 \dots \text{Vérifiée}$$

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche.

$$\text{On a } \begin{cases} \Delta f = f_{jv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} \begin{cases} \left(\frac{l}{500} \right) l \leq 5m . \\ \left(0.5 cm + \frac{l}{1000} \right) l > 5m . \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{455}{500} = 0.91 cm$$

Evaluation des flèches :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Selon le sens // Ly

Tableau 42. Vérification de la flèche pour la dalle sur quatre appuis

Evaluation des charges							
q_{jser} (KN/ml)		q_{gser} (KN/ml)			q_{pser} (KN/ml)		
3.239		4.36			9.36		
Evaluation des moments en travées							
M_{jser} (KN.m)		M_{gser} (KN.m)			M_{pser} (KN.m)		
2.529		3.404			7.308		
Propriétés de la section							
Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
2.634	3164.7	15154	0.00314	6.687	2.675	32456.59	10818.86
Contraintes							
σ_{sj} (MPa)		σ_{sg} (MPa)			σ_{sp} (MPa)		
88.295		118.853			255.154		
Inerties fictives							
μ_j	μ_g	μ_p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{f ig} (cm ⁴)	I _{f ip} (cm ⁴)	I _{f vg} (cm ⁴)	
0	0	0.307	16669	16669	9149.4	16669	
Evaluation des flèches							
f_{ij} (cm)		f_{ig} (cm)		f_{ip} (cm)		f_{vg} (cm)	
0.063		0.086		0.564		0.258	
$\Delta f_t = 0.673\text{cm} < f_{adm} = 0.74\text{ cm}$							

On a $\Delta f_t = 6.73\text{ mm} < f_{adm} = 7.4\text{ mm}$; la flèche est pas vérifier selon le sens // lx

Selon le sens // Lx

Tableau 43. Vérification de la flèche pour la dalle sur quatre appuis

Evaluation des charges							
q_{jser} (KN/ml)		q_{gser} (KN/ml)			q_{pser} (KN/ml)		
3.239		4.36			9.36		
Evaluation des moments en travées							
M_{jser} (KN.m)		M_{gser} (KN/ml)			M_{pser} (KN/ml)		
1.832		2.466			5.295		
Propriétés de la section							
Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
2.634	3165	15150	0.00314	6.687	2.675	32456.59	10818.86
Contraintes							
σ_{sj} (MPa)		σ_{sg} (MPa)			σ_{sp} (MPa)		
63.978		86.121			184.884		
Inerties fictives							
μ_j	μ_g	μ_p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{fīg} (cm ⁴)	I _{fīp} (cm ⁴)	I _{fīg} (cm ⁴)	
0	0	0.168	16670	16670	7826	16670	
Evaluation des flèches							
f_{ij} (cm)		$f_{īg}$ (cm)		$f_{īp}$ (cm)		$f_{īg}$ (cm)	
0.070		0.094		0.431		0.283	
$\Delta f_t = 0.550 \text{ cm} < f_{adm} = 0.91 \text{ cm}$							

On a $\Delta f_t = 5.50 \text{ mm} < f_{adm} = 9.1 \text{ mm}$; la flèche est pas vérifier selon le sens // ly

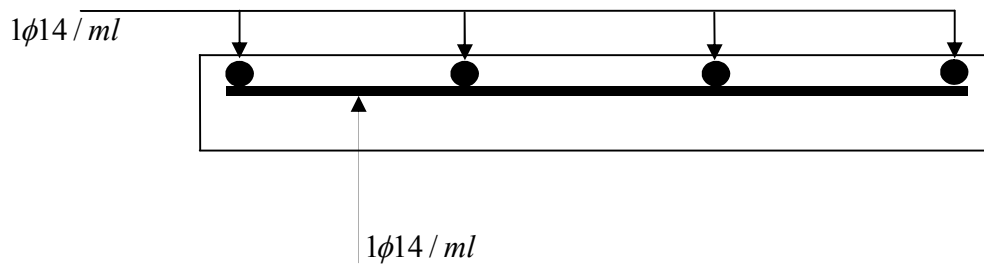
Schéma de ferrailage :

Figure III.20. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

III.4. Etude de l'acrotère**III.4. 1. Définition**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.4. 2. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

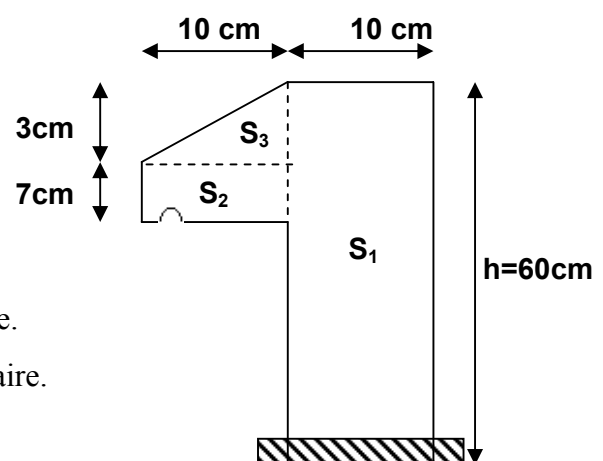


Figure. III.21. Coupe de plan de l'acrotère

III.4. 3. Evaluation des charges et surcharges

✓ Evaluation des charges

❖ Les charges permanentes

➤ Le poids propre :

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

Avec S : Surface de l'acrotère

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1) = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$\text{Le poids propre : } G = 25 \times 0.0685 \times 1 = 1.713 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc: } G = 1,713 \text{ KN/ml.}$$

➤ Enduit de ciment :

- Enduit extérieure : (e=1,50cm)

$$G_1 = \rho \times e \times 20 \times 0.015 \times 0.6 = 0.18 \text{ KN/ml}$$

- Enduit intérieure : (e=2cm)

$$G_2 = \rho \times e \times 20 \times 0.02 \times 0.6 = 0.24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } G_T = G + G_1 + G_2 = 1,713 + 0,18 + 0,24 = 2.133 \text{ KN/ml.}$$

Donc la charge permanente totale est estimée à : $G_T = 2,133 \text{ KN/ml}$.

▪ La charge d'exploitation:

La surcharge d'exploitation pour l'acrotère (selon le DTR BC 2.2) est: $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t \dots\dots\dots \text{(RPA Article 6.2.3)}$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [**Tab (4.1) du RPA99**]

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [**Tab.(6.1) du RPA99**].

G_t : poids de l'élément considéré.

✓ **Pour notre cas :**

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Groupe d'usage 2.} \\ - \text{Zone II}_a \text{ (Oued Ghir willaya de Bejaia)} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ G_t = 2.133 \text{ KN / ml.} \end{array} \right.$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.133 \Rightarrow F_p = 1.024 \text{ KN.}$$

✓ **Calcul des sollicitations**

$$\text{Calcul du centre de gravité } G(X_g; Y_g): x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} \quad \text{et } y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$x_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$y_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,6/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,5 + 0,07/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,57 + 0,03/3)}{0,0685}$$

$$x_G = 0.0620 \text{ m} \quad y_G = 0.330 \text{ m}$$

Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 2,133 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,024 \text{ KN} \Rightarrow M_{Fp} = 1,024 \times 0,330 \Rightarrow M_{Fp} = 0,340 \text{ KN.m}$$

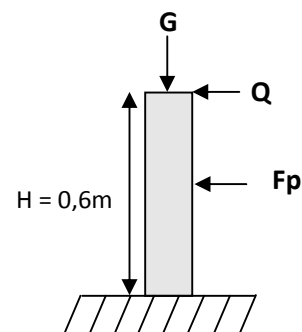


Figure III.22. Les Sollicitations sur l'acrotère

III.4. 4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,879} = 0,313 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h / 250) = \max(2 \text{ cm}; 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

(BAEL 91 Article A.4.3.5)

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$l_f : \text{Longueur de flambement ; } l_f = 2 \times h = 1.2m$$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc: } \begin{cases} e_2 = 0.00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.342m \end{cases}$$

Tableau III.44. Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35×G + 1.5×Q	G+Q
N (KN)	2.133	2.879	2.133
M (KN.m)	0.94	0.9	0.6

III.4. 5.Calcul à l'ELU

✓ **Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé**

$$N_u = 2.879 \text{KN} \quad ; M_u = N_u \times e = 2.879 \times 0.342 \Rightarrow M_u = 0.984 \text{KN.m};$$

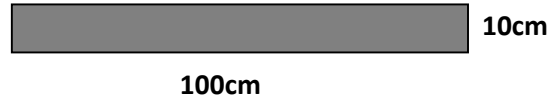


Figure III.23. Section à ferrailer

✓ **Ferrailage**

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.986 + 2.879 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.072 \text{KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.01179) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0148;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07943 \text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{0.07943 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.39 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 \times 10^{-4} - \frac{2.879 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.307 \text{cm}^2$$

▪ Vérification à l'E.L.U

○ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

○ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

○ **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.3$ cm. On adopte $S_t = 30$ cm.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20$ cm. On adopte $S_t = 20$ cm.

○ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.024 + 1 \Rightarrow V_u = 2.024KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0253 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié (pas de risque de cisaillement)}$$

○ **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i) \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1. 3})$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.024 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \rightarrow \tau_{se} = 0.279MPa$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83MPa \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} < 2,83MPa \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

III.4. 6. Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2.133KN; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6KN.m;$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / I ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

✓ Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A$$

Tel que :

e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.133} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.28 = -0.231 \text{ m} = -23.1 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.231)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.231}{1} \Rightarrow P = -0.158 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

En remplaçant "q" et "p" dans l'équation suivante :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-0.025)^2 + \frac{4 \times (-0.158)^3}{27} = 4.06 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 \times (6.376 \cdot 10^{-3} + 0.025) = 0.0156$$

$$\rightarrow z = t^{\frac{1}{3}} = (0.0156)^{\frac{1}{3}} = 0.25 \text{ m}$$

$$\rightarrow y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0.25 - \frac{-0.158}{3 \times (0.25)} = 0.46 \text{ m}$$

$$y_{ser} = 0.46 - 0.231 = 0.229 \text{ m (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)}$$

$$\Rightarrow y_{ser} = 0.229 \text{ m.}$$

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

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.229^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.229) = 2.66 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.229}{2.66 \times 10^{-2}} = 0.005 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.133 \times 10^{-3}}{2.66 \times 10^{-2}} (0.08 - 0.229) = -0.179 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

III.4.7. Schéma de ferrailage

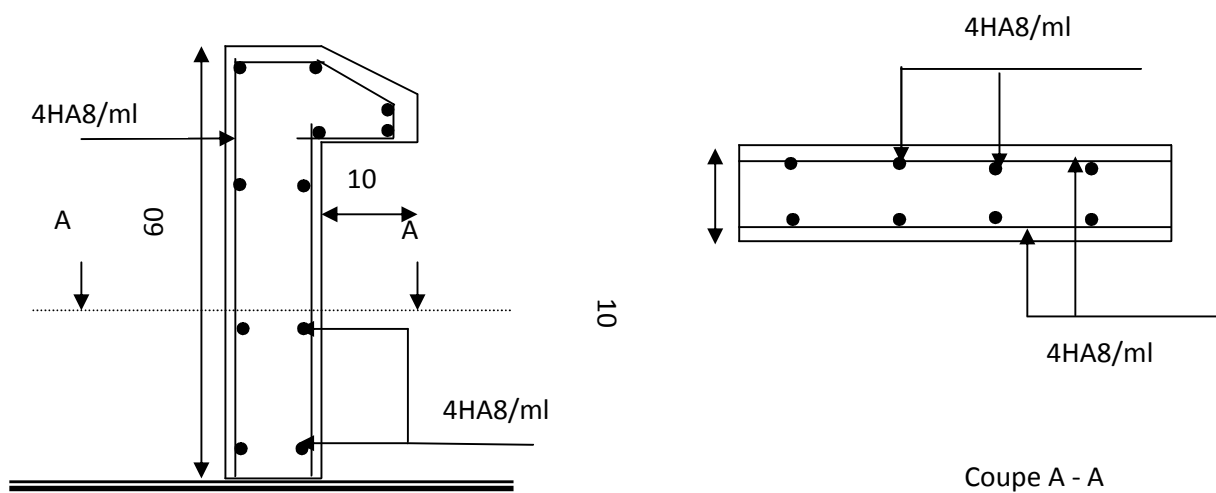


Figure III.24. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude de la poutre de chaînage

III.5.1. Définition

La poutre de chaînage est une poutre en béton armé horizontale. Elle ceinture les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure. Elle sert de porte à faux.

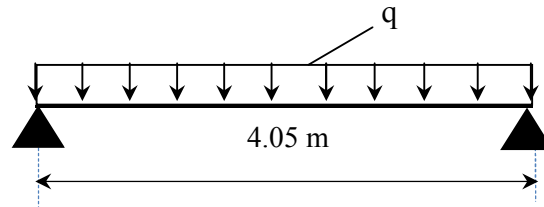


Figure III.25. Schéma isostatique de la poutre de chaînage

III.5.2. Dimensionnement

D'après le **RPA99/2003 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max}=4.05\text{m}$

❖ Condition de la flèche

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 27\text{ cm} \leq h \leq 40.5\text{ cm}$$

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 = 13.33\text{ cm} ; 15\text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15\text{ cm}$$

Avec : l'épaisseur de mur est : 20cm

❖ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30\text{ cm}$$

III.5.3. Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

❖ Poids propre : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2,25\text{ KN/m}$

❖ Poids du plancher à corps creux : $q_{cc} = P_{plancher} \left(\frac{l_g}{2} + \frac{l_d}{2} \right)$

Avec : $l_g = 0$; $l_d = 2,20\text{ m}$

Poids du mur : $G_{\text{mur}} = 2.80 \times 1.1 = 3.08\text{KN/m}$

$$G_{\text{mur}} = 3.08\text{KN/m}^2 ; \quad Q = 5\text{ KN/m}^2$$

❖ **Charge d'exploitation sur la poutre :** $Q_0 = Q \times b = 1 \text{ K N / m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} E L U : q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{l_d}{2} + 1,35 G_p + 1,5Q_0 \\ E L S : q_s = (G + Q) \times \frac{l_d}{2} + G_p + Q_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E L U : q_u = (1,35 \times 3,08 + 1,5 \times 5) \times \frac{2,2}{2} + (1,35 \times 2,25 + 1,5 \times 1) = 17,361 \text{ K N / m} \\ E L S : q_s = \left((3,08 + 5) \times \frac{2,2}{2} \right) + (2,25 + 1) = 12,138 \text{ K N / m} \end{cases}$$

Moments isostatiques $\begin{cases} E L U : M_u = q_u \times \frac{L_m a x^2}{8} = 35,594 \text{ K N . m} \\ E L S : M_s = q_s \times \frac{L_m a x^2}{8} = 24,886 \text{ K N . m} \end{cases}$

Moments en travée: $M_t = 0,85 M_0 \begin{cases} E L U : M_t = 30,254 \text{ K N . m} \\ E L S : M_t = 21,153 \text{ K N . m} \end{cases}$

Moment en appui : $M_a = -0,4 M_0 \begin{cases} E L U : M_a = -14,237 \text{ K N . m} \\ E L S : M_a = -9,954 \text{ K N . m} \end{cases}$

III.5.4. Ferrailage à l'ELU

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

Tableau III.45. Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{b u}$	α	Z (m)	$A^{c a}$ ($c n^2$)	$A^{m i}$ ($c n^2$)	$A^{a d o}$ ($c n^2$)
Travée	30,254	A	0,097	0,127	0,256	3,395	0,98	3HA14 = 4,62
Appui	14,237		0,045	0,057	0,263	3,305	0,98	3HA12 = 3,39

➤ Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 17,361 \times \frac{4,05}{2} = 35,156 \text{ K N}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,434 \text{ M P a}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2 f_{c 2} \gamma_b ; 5 \text{ M P a}) = 3,33 \text{ M P a}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ puis on calcule A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.81 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (1 - 0.3 f_{t2})}{0.9 f_e} < 0$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 4H A 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Condition non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times h = 0.98 \text{ cm}^2 < A_{cal} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

$$A_{min} = 0.005 \times b \times h = 4.5 \text{ cm}^2 < A_{cal} \text{ Donc on prend } A_{cal}^t = A_{cal}^a = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

III.5.5. Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.46. Vérification des contraintes

Position	M_{se} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)
En travée	21.153	13.715	38028.924	$7.628 \leq 15$
En appui	9.954	11.411	27215.778	$4.173 \leq 15$

➤ **Vérification de la flèche**

D'après Article B.6.5.1

On a $h=30\text{cm}$ et $l=4.05\text{m}$.

$$\frac{h}{l} = 0.074 \text{ cm} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.074 \text{ cm} \geq \frac{M_t}{10 M} = 0.0849 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

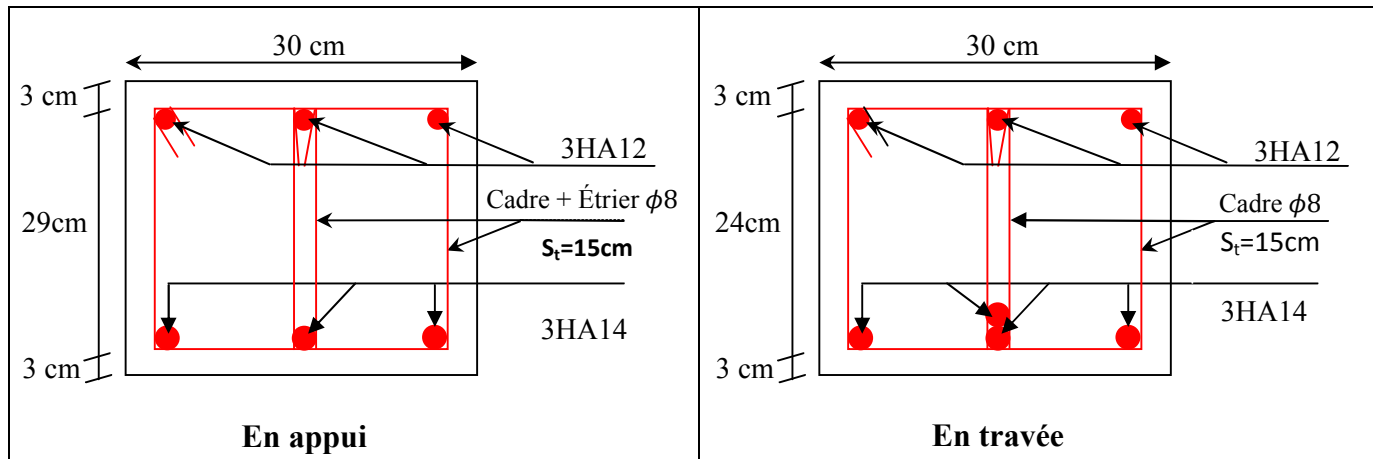


Figure III.26. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

II.6. Etude des escaliers

II.6.1. Définition

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant, il peut être en béton armé, en acier, ou en bois coulé sur place.

Il est composé des éléments suivants :

- Giron (g): la largeur de la marche.
- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- L'emmarchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier(α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour l'escalier confortable ; $\alpha = [200 \text{ à } 400]$.
- La cage : est le volume où se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

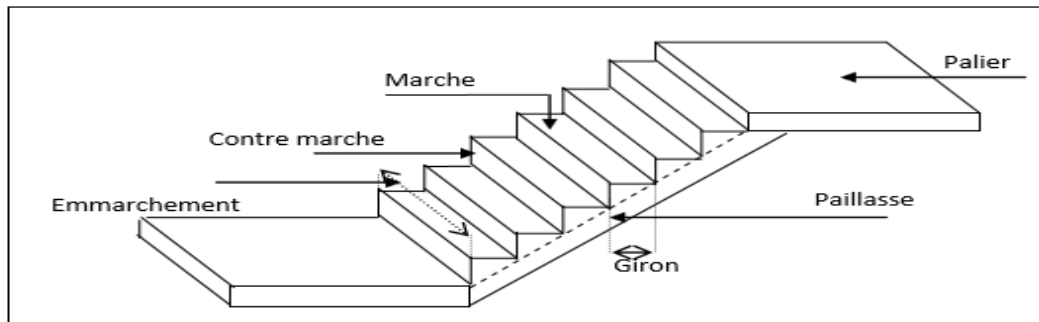


Figure III.27. Schéma d'un escalier

II.6.2. Pré dimensionnement des escaliers

D'après la relation de Blondel, on a : $59cm \leq 2h + g \leq 64cm$(1)

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on cite ceux qui coïncident avec notre projet :

➤ Terminologie

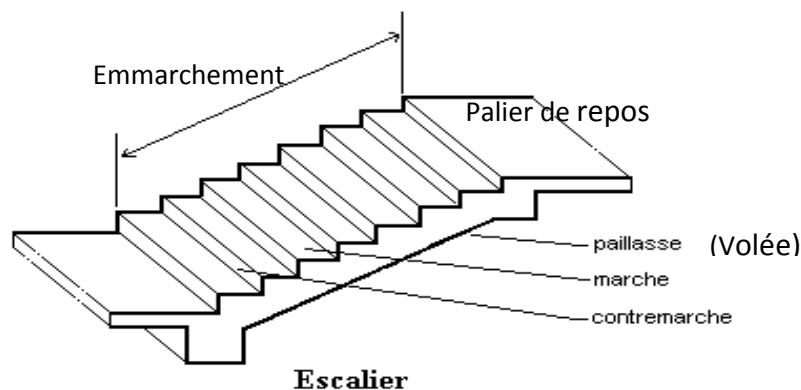


Figure III.28: Schéma Terminologie d'escalier.

Dans notre projet on a trois types d'escalier :

1. Premier type : entre 1^{er} niveau et 2^{eme} niveau des locaux et entre les niveaux de **duplex** : escalier a trois volées et à double Palier de repos.

2. Deuxième type : entre les étages: Escalier droit à deux volées (de l'entresol 1 au 5^{ème} étage)

3. Troisième type : Dans le rentré du bâtiment : simple escalier a une volée

➤ **Pré dimensionnement**

1. Premier type : entre 1^{er} niveau et 2eme niveau des locaux

1.1. Escalier avec volée 3 de 5 marches

_ Pour la volée (1) et (3)

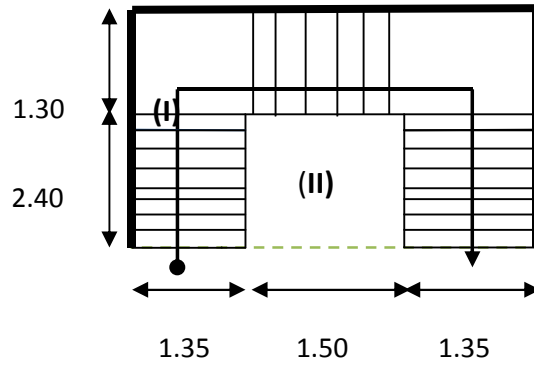
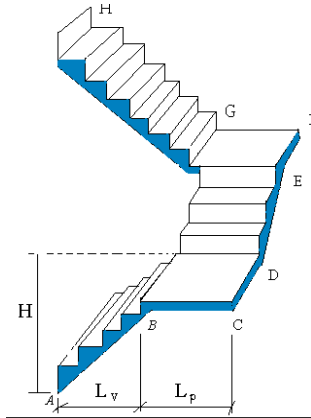


Figure III.29. Schéma statique de l'escalier type01

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$59cm \leq 2h + g \leq 64cm \dots\dots\dots(1)$$

Or : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H_0}{n}$

n : Nombre de contre marche.

n - 1 : Nombre de marches.

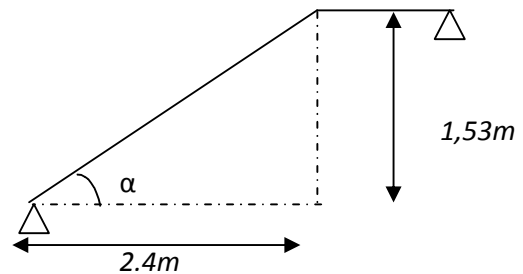


Figure III.30. Schéma statique de la partie (I)

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

L'épaisseur de la paillasse *e* est donnée par :

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

$$L = L_0 + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.3 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 4.15m.$$

L : longueur horizontale de l'escalier.

$$\frac{415}{30} \leq e \leq \frac{415}{20}$$

$$\Rightarrow 13.83\text{cm} \leq e \leq 20.25\text{cm} \quad \text{Soit } e = 15\text{cm}.$$

Calcul du nombre de marche et de contre marche

$$\frac{L_0}{n-1} + \frac{2H_0}{n} = 64$$

On a $L_0 = 2.4 \text{ m}$; $H = 1.53 \text{ m}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \quad \Rightarrow \quad 64n^2 - (64 + 2 \times 1.53 + 2.40)n + 2 \times 1.53 = 0.$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : $n = 9$

Le nombre de marche est : $n - 1 = 8$

$$h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.53}{2.40}\right) = 32.52^\circ$$

_ Pour la volée (II):

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

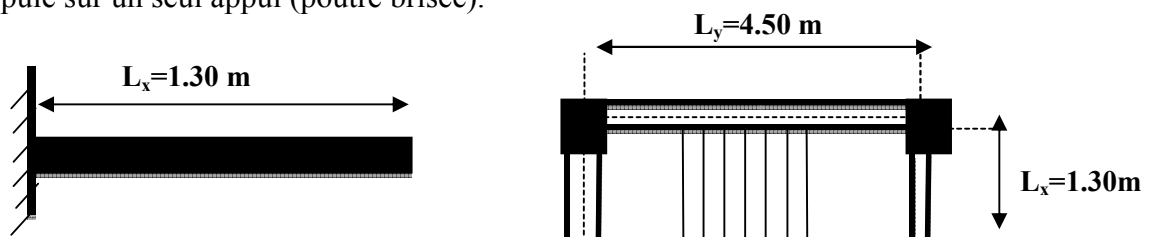


Figure II.31. Schéma statique de la partie (II)

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$\begin{cases} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{130}{20} \Rightarrow e \geq 6.5cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a: $L_0 = 1.50 \text{ m}$; $H = 1.02 \text{ m}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.02 + 1.50)n + 2 \times 1.02 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

- Le nombre de contre marches est : $n = 6$
- Le nombre de marches est : $n - 1 = 5$

Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{1.50}{5} = 0.30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{1.02}{6} = 0.17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contre marche est $h = 17cm$.

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.02}{1.50}\right) = 34.2^\circ$$

Entre les niveaux de duplex (5ème étage)

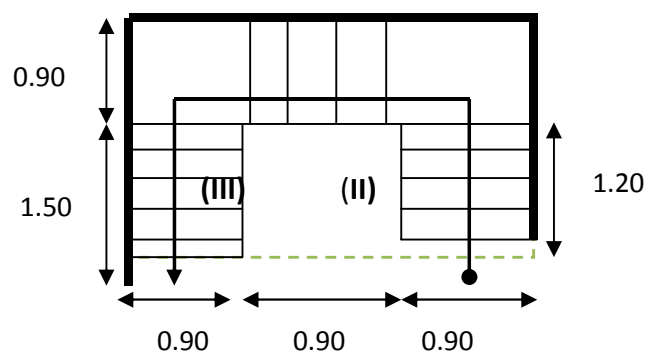
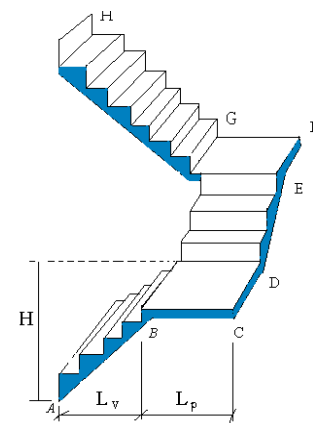


Figure III.32. Schéma statique de l'escalier type01

Pour la volée (I) on a :

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64m \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{Or : } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et } h = \frac{H_0}{n}$$

n : Nombre de contre marche.

$n-1$: Nombre de marches.

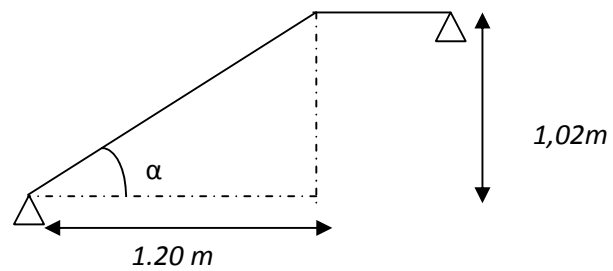


Figure III.33. Schéma statique de l'escalier

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

$$L = L_0 + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 0.90 + \sqrt{1.20^2 + 0.85^2} = 2.37 \text{ m.}$$

L : longueur horizontale de l'escalier.

$$\frac{237}{30} \leq e \leq \frac{237}{20}$$

$$\Rightarrow 7.90 \text{ cm} \leq e \leq 11.85 \text{ cm} \quad \text{Soit } e = 11 \text{ cm.}$$

Calcul du nombre de marche et de contre marche

$$\frac{L_0}{n-1} + \frac{2H_0}{n} = 64$$

On a $L_0 = 1.20 \text{ m}$; $H = 0.85 \text{ m}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \quad \Rightarrow \quad 64n^2 - (64 + 2 \times 85 + 120)n + 2 \times 85 = 0.$$

$$64n^2 - 354n + 170 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : $n = 5$

Le nombre de marche est : $n - 1 = 4$

$$h = \frac{85}{5} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{120}{4} = 30\text{cm}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.20}{0.85}\right) = 54.68^\circ$$

Pour la volée (II) on a :

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

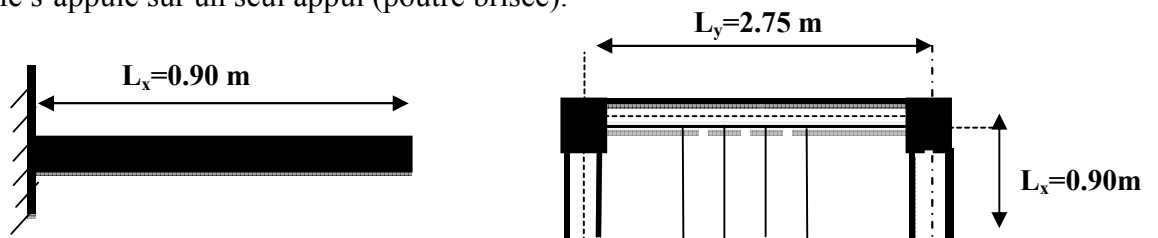


Figure II.34.Schéma statique de la partie (II)

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$e \geq \begin{cases} \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{90}{20} \Rightarrow e \geq 4.5\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \dots \dots \dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

On prend : **e = 12 cm.**

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 90\text{ cm}$; $H = 68\text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 90)n + 2 \times 68 = 0$$

$$64n^2 - 290n + 136 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : **n = 4**

Le nombre de marches est : **n-1=3**

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{90}{3} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{68}{4} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contre marche est $h = 17cm$.

Pour la volée (III) on a :

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64m \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{Or : } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H_0}{n}$$

n : Nombre de contre marche.

$n - 1$: Nombre de marches.

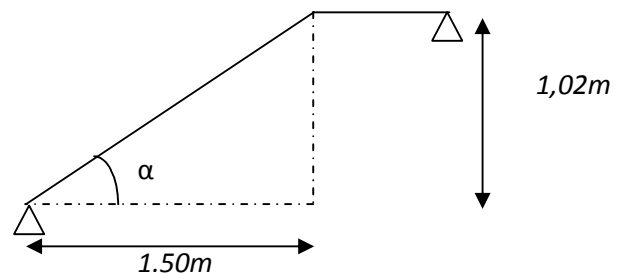


Figure III.35.Schéma statique de la partie (I)

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

$$L = L_0 + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 0,90 + \sqrt{(1,50)^2 + (1,02)^2} = 2,81m.$$

L : longueur horizontale de l'escalier.

$$\frac{281}{30} \leq e \leq \frac{281}{20}$$

$$\Rightarrow 9,37cm \leq e \leq 14,05cm \quad \text{Soit } e = 12cm.$$

Calcul du nombre de marche et de contre marche

$$\frac{L_0}{n-1} + \frac{2H_0}{n} = 64$$

On a $L_0 = 1.50$ m; $H = 1.02$ m.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \quad \Rightarrow \quad 64n^2 - (64 + 2 \times 1.02 + 1.50)n + 2 \times 1.02 = 0.$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : $n = 6$

Le nombre de marche est : $n - 1 = 5$

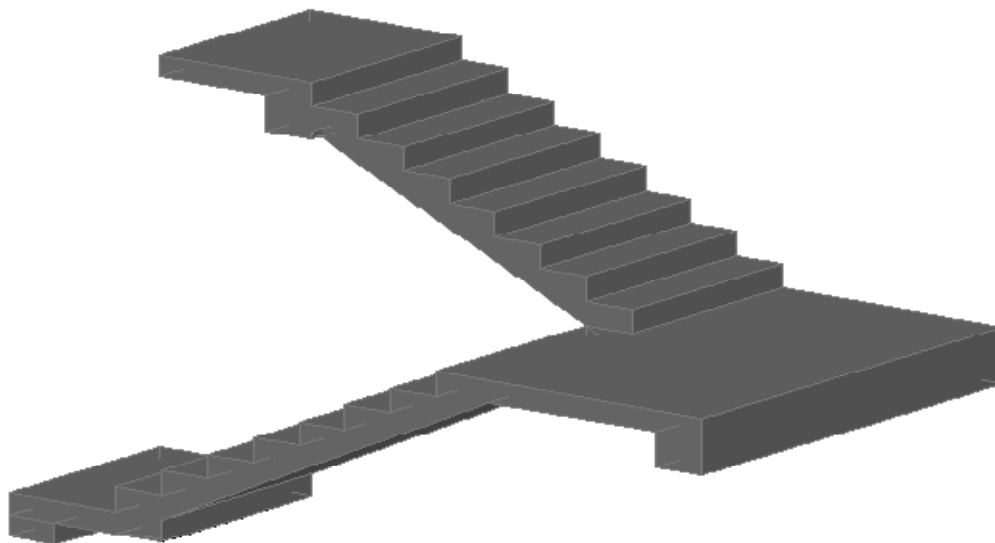
$$h = \frac{119}{7} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.02}{1.50}\right) = 34.21^\circ$$

2. Deuxième type : entre les étages: Escalier droit à deux volées (de l'entresol 1 au 5^{ème} étage)

Puisque on a les même types de volées ; on trouve les même résultats que le 1^{er} type d'escaliers avec la relation de **BLANDEL**.



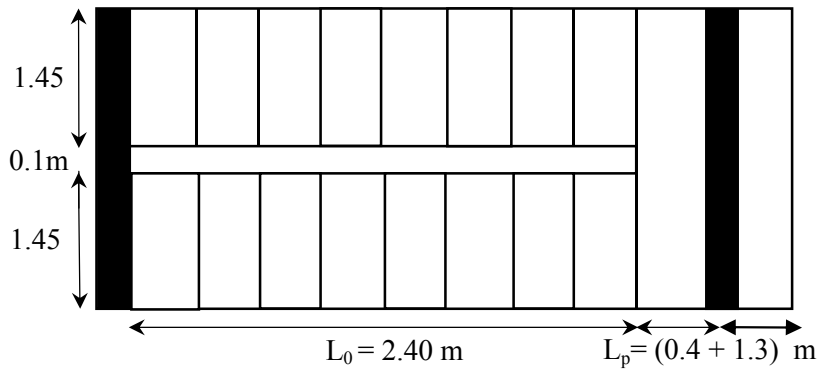


Figure II.36. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

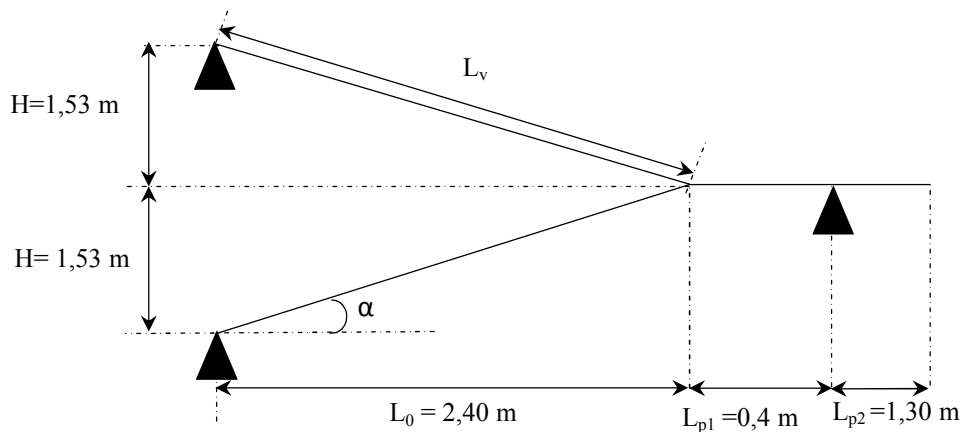


Figure II.37. Schéma de l'escalier droit à deux volées

H : la hauteur du palier ;

L_0 : longueur projetée de la volée ;

L_v : longueur de la volée ;

L_p : longueur du palier de repos ;

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

- **La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :**
 - la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.
 - le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Le nombre de contre marches (n) est donné par $n = H/h$

On fixant la hauteur des contre marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 153/17 = 9$ contre marches

Donc: le nombre de marche est $(n - 1) = 8$ marches

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30$ cm, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.53}{2.40}\right) = 32.52^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse (e)**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 12.70 \text{ cm} \leq e \leq 19.05 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour 2 heures de coupe feu} \end{array} \right.$$

Avec $L = L_v + L_{p1}$: la longueur développée

Soit $e = 15$ cm

Tableau III.47. Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 1)

H(m)	h (cm)	n	g (cm)	L_0 (m)	L_{p1} (m)	L_v (m)	L(m)	α	E (cm)
1.53	17	9	30	2.40	0.4	2.85	3.25	32.52°	15

II.6.3. Evaluation des charges et surcharges sur les planchés pour les escaliers

- Escalier des étages courants

➤ Sur le palier

Tableau III.48. Évaluation des charges sur le palier d'escalier des étages courants.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique(\square) (KN/m ³)	Poids G (KN /m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.12	25	3.00
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente			4.36

➤ **Sur les volées 1 et 2 :**

Poids propre de la volée (la paillasse) : $G = \frac{25 \times e}{\cos \alpha}$

Poids propre des marches : $G_m = \gamma m \frac{p}{2}$

Mortier de pose pour les marches et contre marches:

Horizontal : $e \times \gamma m p$

Vertical: $e m p \times \gamma m \frac{p}{2}$

Revêtement pour les marches et contre marches:

Horizontal : $e r \times \gamma r$

Vertical: $e r \times \gamma r \frac{p}{2}$

Enduit de plâtre en sous faces $G = \gamma p \frac{e p}{\cos \alpha}$

Dans ce cas on a : $\alpha=32.52^\circ$; $g=30\text{cm}$; $e=12\text{cm}$; $h=17\text{cm}$

Tableau III.49. Évaluation des charges sur la volée 1 et 2 d'escalier des étages Courants

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique(\square) (KN/m3)	Poids G (KN /m ²)
Revêtement horizontal	0.02	20	0.40
Revêtement vertical	0.02	20	0.23
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02	20	0.23
Marches	0.17/2	25	2.13
Paillasse	0.12	25	3.55
Enduit de plâtre	0.02	10	0.24
Charge permanente			7.18

Escalier des entresols

➤ **Sur les volées 1 et 3 :**

Dans ce cas on a : $\alpha=32.52^\circ$; $g=30\text{cm}$; $e=15\text{cm}$; $h=17\text{cm}$

Tableau III.50. Évaluation des charges sur la volée 1 et 3 d'escalier des entresols

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique(\square) (KN/m ³)	Poids G (KN /m ²)
Revêtement horizontal	0.02	20	0.40
Revêtement vertical	0.02	20	0.23
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02	20	0.23
Marches	0.17/2	25	2.13
Paillasse	0.15	25	4.44
Enduit de plâtre	0.02	10	0.24
Charge permanente			8.07

➤ **Sur la volée 2**

Dans ce cas on a : $\alpha=34.21^\circ$; $g=30\text{cm}$; $e=12\text{cm}$; $h=17\text{cm}$

Tableau III.51. Évaluation des charges sur la volée 2 d'escalier des entresols

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique(\square) (KN/m ³)	Poids G (KN /m ²)
Revêtement horizontal	0.02	20	0.40
Revêtement vertical	0.02	20	0.23
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02	20	0.23
Marches	0.17/2	25	2.13
Paillasse	0.12	25	3.62
Enduit de plâtre	0.02	10	0.24
Charge permanente			7.25

➤ Sur le palier

Tableau III.52. Évaluation des charges sur le palier d'escalier des entresols.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique(\square) (KN/m ³)	Poids G (KN /m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente			5.11

II.6.4. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on fait l'étude à l'escalier à deux volées pour les étages d'habitations (type 2) et l'étude à l'escalier à trois volées pour les entresols (type 1).

II.6.4.1. Etude à l'escalier à deux volées pour les étages d'habitations (type 2)**A. Etude de la partie (AB)**

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

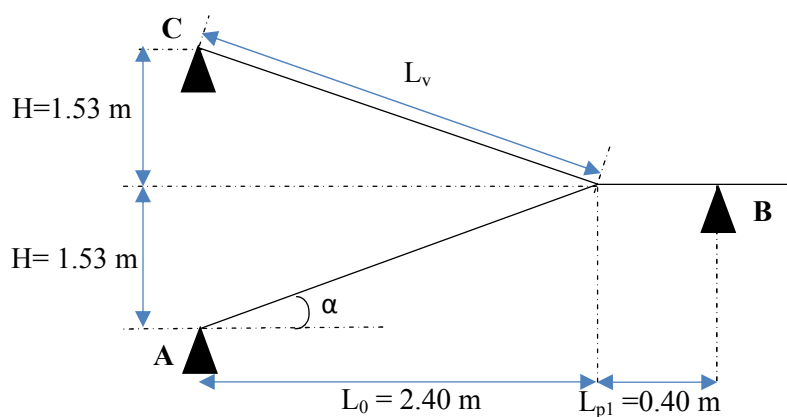


Figure III.38. Coupe en élévation de l'escalier (type 02)

- Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

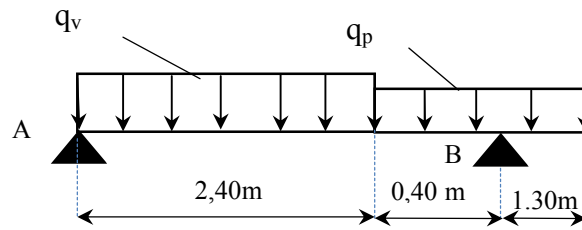


Figure III.39. Schéma statique de l'escalier type 2 (partie AB)

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 7.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ; \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 4.36 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Les combinaisons de charges

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 13.448 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 9.636 \text{ KN/m} \end{cases} ; \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 9.68 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 6.86 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations

- Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \times 2.40 + q_p \times 1.70 = 49.616 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Leftrightarrow \left(q_v \times \frac{(2.40)^2}{2} \right) + (q_p \times 1.7 \times 3.25) - (R_B \times 2.8) = 0$$

$$\text{A l'ELU} : \begin{cases} R_B : 33.257 \text{ KN} \\ R_A : 16.364 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS} : \begin{cases} R_B : 23.801 \text{ KN} \\ R_A : 11.812 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

✓ **Tronçon 1** : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$M(x) + \frac{13.448}{2}x^2 - 16.364x = 0 \Rightarrow M(x) = -6.724x^2 + 16.364x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M(2.4) = -0.543 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -13.448x + 16.364$$

$$\begin{cases} T(0) = 16.364 \text{ KN} \\ T(2.4) = -15.911 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{dT(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -13.448x + 16.364 = 0$$

Donc : $x=0.821m$

$$M^{max} = M(x = 0.821) = 5.323K N . m$$

✓ **Tronçon 2** : $2.4m \leq x \leq 2.8m$

$$M(x) + q_v \times 2.4 \times \left(x - \frac{2.4}{2} \right) + q_b \times 0.5(x - 2.4)^2 - 16.364 \times x = 0$$

$$\Rightarrow M(x) + 13.448 \times 2.4 \times \left(x - \frac{2.4}{2} \right) + 9.636 \times 0.5(x - 2.4)^2 - 16.364 \times x = 0$$

$$M(x) = -4.818x^2 + 7.215x + 10.978$$

$$\begin{cases} M(2.4) = 0.542K N . m \\ M(2.8) = -6.593 K N . m \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -9.636x + 7.215$$

$$\begin{cases} T(2.4) = -15.911 K N \\ T(2.8) = -19.765 K N \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(2.4) = -15.911 K N \\ T(2.8) = -19.765 K N \end{cases}$$

✓ **Tronçon 3** : $0 \leq x \leq 1.3m$

$$M(x) + 9.636 \times \frac{x^2}{2} = 0 \Rightarrow M(x) = -4.818x^2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0K N . m \\ M(1.3) = -8.142 K N . m \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -9.636x$$

$$\begin{cases} T(0) = 0 K N \\ T(1.3) = -12.526 K N \end{cases}$$

Le moment max au niveau de l'appui

$$x=1.3m$$

$$M^{max} = 8.142 K N . m$$

$$\begin{cases} M_0^{max} = 5.323K N . m \\ M_a^{max} = 6.593 K N . m \\ V^{max} = 19.765K N \end{cases}$$

- **Ferraillage**

Puisque les appuis sont partiellement encastés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.85M_{0u} = 4.524 KN.m \\ M_a^{max} = -0.5 M_{0u} = -2.661KN.m \\ V^{max} = 19.765K N \end{cases}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max} .

Soit FPN; $e = 12 \text{ cm}$; $C = 2 \text{ cm}$. $d = 15 \text{ cm}$.

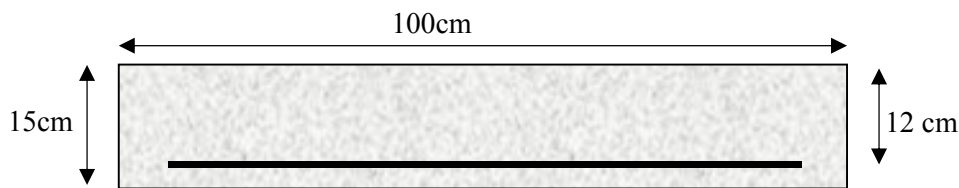


Figure III.40. Section d'escalier à ferrailler

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.53. Ferrailage de l'escalier Type 2

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{calculé}$ (cm^2/ml)	A^{min} (cm^2/ml)	$A^{adopté}$ (cm^2/ml)	St (cm)
En travée	4.524	0.0014	0.0314	0.148	1.54	1.81	5HA8 = 2.51	20
En appui	-2.661	0.0146	0.0184	0.148	0.901	1.81	4HA8 = 2.01	25

$A_{ca} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait

➤ Armature de répartition

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{répartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rép} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$; Soit : $A_{rép} = 4H A 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appui : $A_{rép} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$; Soit : $A_{rép} = 4H A 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$V^{max} = 19.765 \text{ KN} \Rightarrow \tau = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0.131 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ Calcul à l'ELS

✓ vérification des contraintes

Les escaliers sont à l'intérieur, ils ne sont pas exposés aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

• **Les sollicitations**

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = \frac{q_e \times l^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0.85 M_s^{max} \\ M_a = -0.5 M_s^{max} \end{cases}$$

$$q_e = \frac{q_v \times l_1 + q_p \times l_2}{l}$$

$$q_e = \frac{9.68 \times 2.4 + 6.86 \times 0.4}{2.8} = 9.277 \text{ KN/m}$$

$$M_s^{max} = \frac{q_e \times l^2}{8} = 9.092 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.85 \times 9.092 = 7.73 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 \times 9.092 = -4.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_c = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15(d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } y : I = \frac{b_0 \times y^3}{2} + 15 \times [A_s(d - y^2) + A'_s(y - d)^2]$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.54. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{se} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	7.73	3.005	6321.6	3.774	15	Vérifiée
En appui	4.55	2.721	5217.4	2.435	15	Vérifiée

• **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{e}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{e}{l} = \frac{1.2}{2.8} = 0.428 \text{ cm} > 0.0625 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 2) \frac{e}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Leftrightarrow 0.428 \text{ cm} > 0.085 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.14}{100 \times 15} = 0.002 \text{ cm} < 0.01 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

$$L = 2.8 \text{ m} < 5 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage

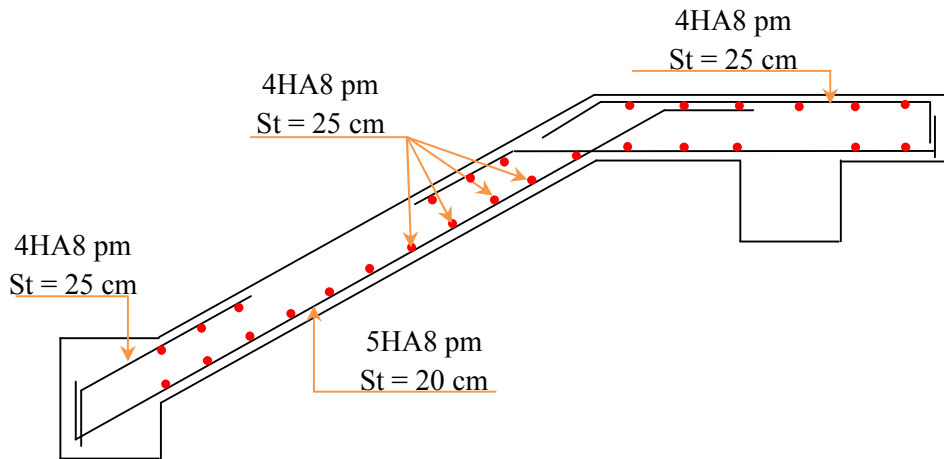


Figure III.41. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2)

B. Etude de la poutre palier

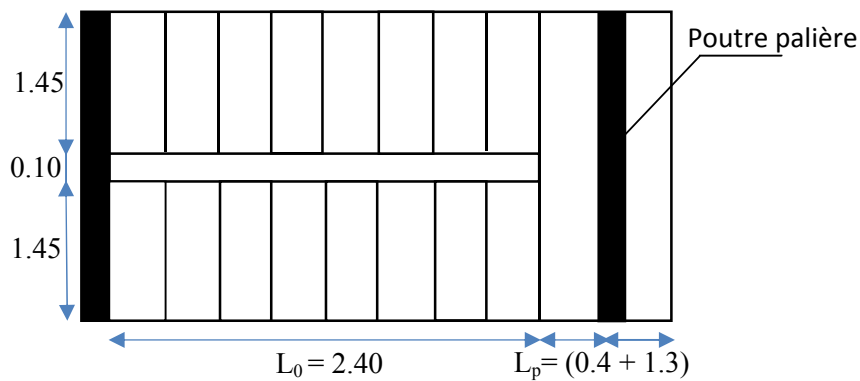


Figure III.42. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

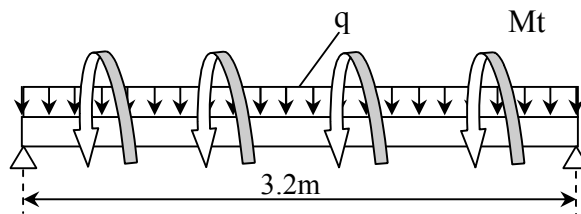


Figure III .43. Schéma statique de la poutre palier

➤ Dimensionnement

Selon le BAEL91, la hauteur de la poutre palier h_p doit être ≥ 30 cm.

D'après la condition de flèche défini par le BAEL91 :

$$L / 15 \leq h_p \leq L / 10 \text{ Avec : } L=2.9\text{m}$$

$$19.33c \text{ m} \leq h_p \leq 29c \text{ m}$$

Soit $h_p=30\text{cm}$

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ c m} \\ b \geq 20 \text{ c m} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ **Définition des charges**

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre :** $g_0 = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ K N / m}$
- **Charge transmise de la paillasse (Réaction d'escalier sur la poutre) :**

$$\begin{cases} E L U : R_u = 33.257 \text{ K N / m} \\ E L S : R_s = 23.801 \text{ K N / m} \end{cases}$$

- **Moment de torsion** $M_{t o r} = M_B \times l / 2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ **Calcul à la flexion simple**

• **Calcul des sollicitations**

$$q = 1,35 g_0 + R_B$$

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35 g_0 + R_{B u} = 36.294 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{B s} = 26.051 \text{ KN/m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments**

$$M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 46.456 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0.85 M_0 = 39.487 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.5 M_0 = -23.228 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Effort tranchant :**

$$V_u = q_u \frac{l}{2} = 58.07 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.55. Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{b l}$	α	Z (m)	$A_{F.S}^{c a}$ ($c m^2$)	$A^{m i}$ ($c m^2$)	$A^{c a} \geq A^{m i}$
Travée	39.487	A	0.0354	0.0451	0.274	4.141	1.014	Vérifiée
Appui	23.228	A	0.0208	0.0263	0.277	2.409	1.014	Vérifiée

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{58.07 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.28} = 0.691 \text{ M P a}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcule A_{trans}

$$a) A_{\text{trans}} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{f_e} = 0.45c \text{ m}^2 \Rightarrow A_{\text{trans}} \geq 0.45c \text{ m}^2$$

$$b) A_{\text{trans}} \geq \frac{b \times S_t (\tau - 0.3f_{t2})}{0.8 f_e}$$

$$A_{\text{trans}} \geq \frac{30 \times 15(0.691 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.0857c \text{ m}^2$$

$A_{\text{trans}} = \max(0.45c \text{ m}^2; 0.0857c \text{ m}^2)$, donc on prend $A_{\text{trans}} = 0.45c \text{ m}^2$

➤ **Calcul à la torsion**

Moment de torsion

$$M_{\text{tor}} = -M_B \times \frac{l}{2} = -4.671 \times \frac{3.2}{2} = -7.4736 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 2).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \phi/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

U: Périmètre de la section de la poutre palière.

Ω : air du contour.

e: épaisseur de la paroi.

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$$

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_{\text{lor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{7.4736 \times 10^{-3} \times 1.2}{2 \times 0.0625 \times 348} = 2.061c \text{ m}^2$$

➤ **Armatures transversales**

$$\text{on fixe } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{\text{tr}} = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_t} = \frac{7.4736 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.257c \text{ m}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{t o r} = \frac{M_{t o r}}{2 \Omega e} = \frac{7.4736 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.195 \text{ M P a}$$

On doit vérifier : $\tau_{t o r} \leq \tau^-$

Avec : $\tau_{t o r} = \sqrt{\tau^F . s + \tau^{t o r}^2} = \sqrt{(0.691)^2 + (1.195)^2} = 1.38 \text{ M p a}$

$F . P . N \Rightarrow \tau^- = \min \left(\frac{0.7 f_{c j}}{\gamma_b} ; 5 \text{ M P a} \right) = 3.33 \text{ M P a}$

Ce qui donne : $\tau_{t o r} \leq \tau^-$ condition est vérifiée

Donc : pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Ferraillage globale**

En travée: $A_{s t} = A_{t r a n s}^F + \frac{A_l^{t o r}}{2} = 4.141 + \frac{2.061}{2} = 5.171 \text{ c m}^2$

Soit 3HA14 + 3HA12 = 8.01 cm²

En appui : $A_{s a} = A_{a p p}^F + \frac{A_l^{t o r}}{2} = 2.409 + \frac{2.061}{2} = 3.439 \text{ c m}^2$

Soit 3HA14 + 1HA12 = 5.75 cm²

Armature transversales : $A_{t r a n s}^F + A_{t r a n s}^S + A_{t r a n s}^{t o r} = 0.45 + 0.257 = 0.707 \text{ c m}^2$

Soit 4Ø8 = 2.01 cm² (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{B s} = 26.051 \text{ KN/m}$

Le moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 33.345 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0.85 M_0 = 28.343 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0.5 M_0 = -16.672 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.56. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{s e}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{b t}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{b t}$ (MPa)	$\sigma_{b t} \leq \bar{\sigma}_{b t}$ (MPa)
En travée	28.343	7.034	19041.1	10.47	15	Vérifiée
En appui	16.672	5.841	13335.4	7.303	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{h}{l} = \frac{30}{32} = 0.937 \text{ cm} > 0.0625 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Leftrightarrow 0.937 \text{ cm} > 0.085 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ 3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{8.01}{30 \times 28} = 0.009 \text{ cm} < 0.01 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ L = 3.2 \text{ m} < 5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

II.6.4.2. Etude des escaliers pour les entresols commerciaux:

A. Etude des volées 1 et 3 :

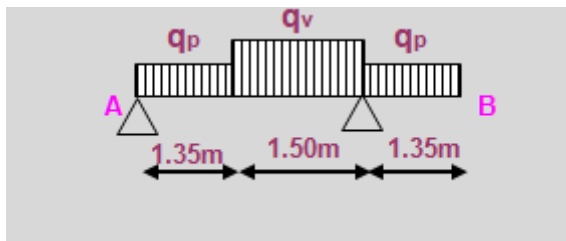


Figure III.44. Schéma d'une volée 1-3 de l'entresol.

• **Les charges**

$$\text{volée} \begin{cases} G_v & 8.07 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v & = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ; \quad \text{palier} \begin{cases} G_p & 5.11 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p & = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

• **Combinaison de charges**

✓ Sur la volée 1 et 3 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} : q_v^u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = [1.35 \times 8,07] + [1.5 \times 2.5] = 14.644 \text{ K N/m l} \\ \text{ELS} : q_v^s = G + Q = [8.07 + 2.5] = 10.57 \text{ K N/m l} \end{array} \right.$$

✓ Sur la palier:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} : q_p^u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = [1.35 \times 5.11] + [1.5 \times 2.5] = 10.648 \text{ K N/m l} \\ \text{ELS} : q_p^s = G + Q = [4.36 + 2,5] = 7.61 \text{ K N/m l} \end{array} \right.$$

- **Réaction d'appuis** : le calcul se fera par la méthode RDM

ELU :

$$\sum \bar{F}_V \Rightarrow R_A + R_B = [2 \times 1.35 \times 10.648] + [1.50 \times 14.644] = 50.715 \text{KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \left[\left(10.648 \times \frac{1.35^2}{2} \right) + 14.644 \times 1.50 \left(\frac{1.50}{2} + 1.35 \right) + 10.648 \times 1.35 \left(\frac{1.35}{2} + 1.50 + 1.35 \right) \right] / 4,2$$

$$\Rightarrow R_B^u = R_A^u = 25.358 \text{K N} .$$

ELS: de la même manière que à l'ELU on trouve:

$$\Rightarrow R_B^s = R_A^s = 18.201.$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant:**

Calcul par la méthode des sections

✓ **Tronçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 1.35 \text{m}$$

$$T(x) = R_A - 10.648x = 25.357 - 10.648x$$

$$\begin{cases} T(0) = 25.357 \text{ KN} \\ T(1.35) = 10.983 \text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = 25.357x - 10.648 \frac{x^2}{2} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.35) = 24.531 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(m \text{ a } x) = 25.358 \text{ K N} \\ M(m \text{ a } x) = 24.531 \text{ K N . m} \end{cases}$$

✓ **Tronçon 2 :**

$$1.35 \leq x \leq 2.85 \text{m}$$

$$T(x) = 25.357 - 10.648 \times 1.35 - 14.644(x - 1.35)$$

$$\begin{cases} T(1.35) = 10.983 \text{KN} \\ T(2.85) = -10.983 \text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = \int T(x) dx$$

D'après les calculs, on trouve :

$$\begin{cases} M(1.35) = 24.531 \text{KN.m} \\ M(2.85) = 24.531 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T(m a x) = 10.983 \text{ K N} \\ M(m a x) = 24.53 \text{ K N . m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = -14.644x + 30.7516 = 0$$

$$\text{Donc : } x = 2.1m$$

On trouve : $M^{max}(2.1) = 28.649 \text{ KN.m}$; $V^{max} = R_A = 25.358 \text{ K N}$.

- **Calcul des moments réels**

$$M_t^{max} = 0.85 \times 28.649 = 24.351 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{max} = -0.5 \times 28.649 = -14.324 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN; e = 17cm ; C=2cm. d=15cm.

Tableau III.57. Résultats des ferrailages des volées 1-3 de l'entresol

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	24.351	0.076	0.099	0.144	4.85	1.81	6HA12=6.79	15
En appui	14.324	0.044	0.057	0.146	2.81	1.81	5HA10=3.93	20

$A_{cal} \geq A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferraillage est satisfait

- **Vérifications**

- **Calcul à ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{max} = 25.358 \text{ K N}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{25.358 \times 10^3}{100 \times 15} = 0,169 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 f_{ct}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{évié}$$

Donc : Pas besoin des armateurs transversales

- **Calcul des armatures de répartition:** on a une charge répartie donc :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ on choisit : } 4\text{HA}8 = 201 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{En appui : } A_s \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ on choisit : } 3\text{HA}8 = 151 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Vérification des espacements:** on a FPN donc :

- **Sens principale :**

En travée : $S_t = 15\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ vérifiée.

En appuis : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$vérifiée.

- **Sens secondaire :**

Armature de répartition : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$vérifiée.

➤ **Calcul à l'ELS**

- **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$q_v^s = G + Q = 8.07 + 2.5 = 10.57\text{K N /m l}$$

$$q_p^s = G + Q = 5.11 + 2.5 = 7.61\text{K N /m l}$$

$$R_B^s = R_A^s = 18.201\text{K N}$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on trouve :

$$M_0^{m a x} (2.1) = 20.609\text{KN.m} ; V^{m a x} = R_A = 18.201\text{K N} .$$

- **Calcul des moments réels**

$$M_t^{m a x} = 0.85 \times 20.609 = 17.518\text{KN.m} ; M_a^{m a x} = -0.5 \times 20.609 = -10.305\text{KN.m}$$

- **En travée**

$$A_s = 6.79\text{cm}^2 ; M_t^{m a x} = 17.518\text{KN.m} ; Y = 4.6\text{cm} ; I = 14260.6\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{17.518 \times 4.6}{14260.6} \times 10^3 = 5.65\text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **En appui**

$$A_s = 3.93\text{cm}^2 ; M_a^{m a x} = -10.305\text{KN.m} ; Y = 3.65\text{cm} ; I = 9214.97\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.305 \times 3.65}{9214.97} \times 10^3 = 4.08\text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{h}{l} = \frac{30}{420} = 0.0714 \text{ cm} > 0.0625 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Leftrightarrow 0.0714 \text{ cm} > 0.085 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ 3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{10,72}{30 \times 28} = 0.127 \text{ cm} < 0.0105 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} et la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91

$$\text{comme suit : } f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4 \text{ m}$$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

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

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

$$\text{Sous g: } \begin{cases} q_v^g = 8.07 \frac{KN}{m} \\ q_p^g = 5.11 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Sous j: } \begin{cases} q_v^j = 5.996 \frac{KN}{m} \\ q_p^j = 3.694 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Sous p: } \begin{cases} q_v^p = 10.57 \frac{KN}{m} \\ q_p^p = 7.61 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\rho = 0.0026 ; \begin{cases} \lambda_i = 8.015 \\ \lambda_v = 3.206 \end{cases} ; y = 3.656 \text{ cm} ; I_0 = 243324 \text{ cm}^4$$

$$I = 9214.97 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul de E**

$$E_i = 32456.596 \text{ MPa} ; E_v = 10818.865 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul des σ_{st}**

$$\sigma_{st}^g = 2369.394 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^j = 1745.766 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^p = 3234.549 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul des μ**

$$\mu_g = 0.863 ; \mu_j = 0.819 ; \mu_p = 0.897$$

✓ Calcul des moments d’inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_g \bar{t}} = 33789 \text{ c m}^4 \\ I_{f_j \bar{t}} = 35353 \text{ c m}^4 \\ I_{f_p \bar{t}} = 32653 \text{ c m}^4 \\ I_{f_g \bar{v}} = 71023 \text{ c m}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{g_v} = 29.459 \text{ m m} \\ f_{j_i} = 14.535 \text{ m m} \\ f_{p_i} = 29.158 \text{ m m} \\ f_{g_i} = 20.641 \text{ m m} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (g_v - f_{j_i}) + (p_i - f_{g_i}) = 23.44 \text{ m m} < f = \frac{4 \ 2 \ 0 \ 0}{5 \ 0 \ 0} = 2.6 \text{ m m}$$

Donc la flèche n’est pas vérifiée

Schéma de ferrailage

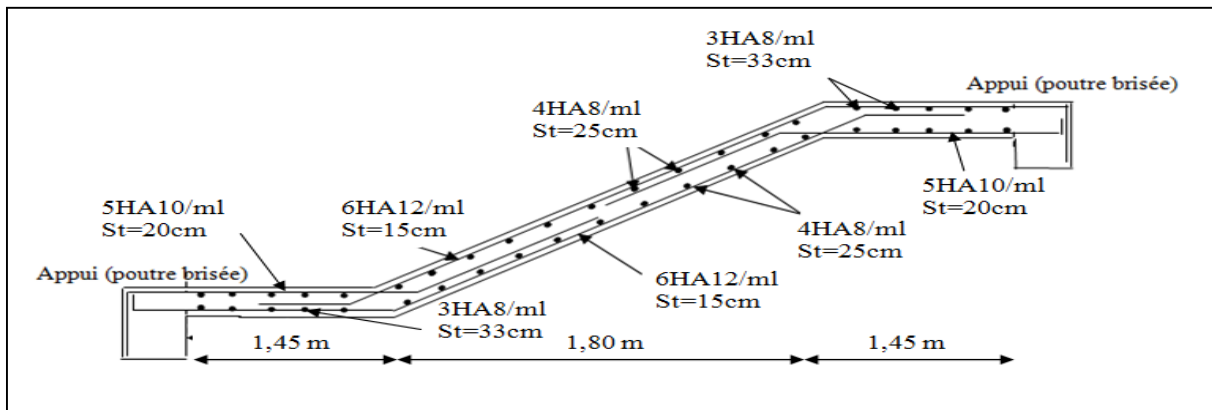


Figure III.45. Schéma de ferrailage de l’escalier droit 1 et 3

B. Etude des volées 2 :

Nous avons les volées 2 et 4 sont identiques, donc leur études sa serra comme une console.

a) Les charges

$$\text{Volée 2: } \left\{ \begin{array}{l} G_v = 7.25 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

P_m : Poids du garde corps en acier: $\gamma = 1 \text{ KN/m}^2$

$$P_m = (\gamma \times b \times h_{a r d e c} \rho_{p r s})$$

$$P_m = (1 \times 1 \times 1.2) = 1.2 \text{ K N}$$

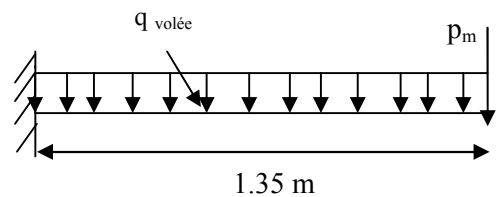


Figure III.46. Schéma d’une volée 2 et 4 de l’entresol.

Combinaison de charges

$$q_u = 1.5 \times G_v + 1.5 \times Q_v = 1.35 \times 7.25 + 1.5 \times 2.513.537 \text{ K N/ m l}$$

$$q_s = G_v + Q_v = 7.25 + 2.5 = 9.75 \text{ K N/ m l}$$

$$P_m^u = 1.35 \times 1.2 = 1.62 \text{ K N}$$

$$P_m^s = 1.2 \text{ K N}$$

Par la méthode de RDM on trouver :

1. Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

$$M_u = - \left[\frac{13.537 \times 1.35^2}{2} + 1.62 \times 1.35 \right] = -14.522 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - \left[\frac{9.75 \times 1.35^2}{2} + 1.2 \times 1.35 \right] = -10.504 \text{ KN.m}$$

2. Calcul l'effort tranchant

$$\begin{cases} V_u = R_C^u = 13.537 \times 1.35 + 1.62 = 19.894 \text{ KN} \\ V_s = R_C^s = 9.75 \times 1.35 + 1.2 = 14.362 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Ferrailage**✓ Ferrailage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.58. Résultats des ferrailages des volées 2 des l'étages courants.

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	-14.522	0.045	0.058	0.146	2.848	1.81	4HA10=3.14	25

✓ Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_t \text{ adoptée}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit $t_r \neq 4H A 8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $t_t \neq 25 \text{ cm}$.

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.894 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.132 MPa \leq \overline{\tau_{bu}} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 MPa$$

$\tau_{bu} = 0.132 MPa \leq \overline{\tau_{bu}} = 1.16 MPa$ Condition vérifiée

→ Pas de risque de cisaillement, donc on aura pas besoin de

✓ **Espacement des armatures**

Armatures principales : $S_t = 25cm \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$ condition vérifiée.

Armatures secondaires: $S_t = 25cm \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$condition vérifiée.

c) Calcul à l'ELS

✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$; $M_{ser} = 10.504 \text{ KN.m}$; $y = 2.868 \text{ cm}$; $I = 5775.94 \text{ cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = \frac{10.504 \times 2.868}{5775.94} \times 10^3 = 5.215 MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15 MPa$$
.....vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0.17}{1.35} = 0.125 > 0.05 \Rightarrow$ la condition vérifiée .
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.14}{100 \times 15} = 0.002 < 0.0105 \Rightarrow$ la condition vérifiée .

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

d) Schéma de ferrailage

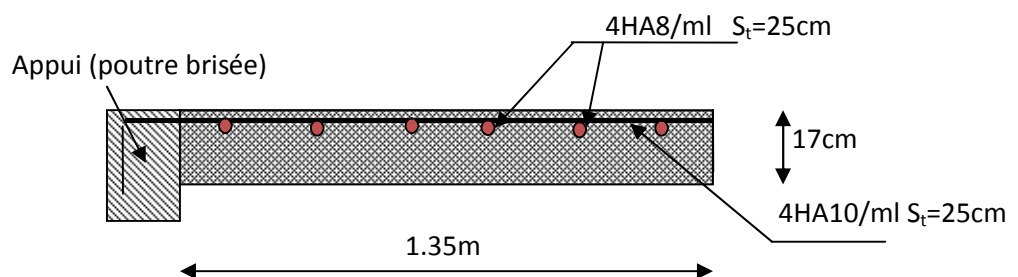


Figure III.47. Schéma de ferrailage des volées 2 et 4

III.7. Etude de la poutre brisée

L'étude de la poutre brisée se sera calculée en flexion et en torsion.

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

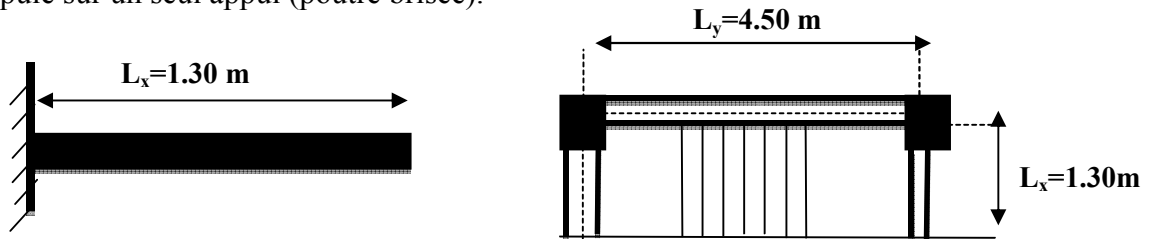


Figure II.48. Schéma statique de la partie (II)

➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm} \quad \text{Avec : } L=3\text{m}$$

Soit : $h=30\text{cm}$

➤ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend } (b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre** : $g_0 = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la partie (AB)** : $\begin{cases} ELU : R_u = 25.358 \text{ KN/m} \\ ELS : R_s = 18.201 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **Moment de torsion** $M_{tor} = M_B \times l / 2 = 21.486 \text{ KN.m}$: provoqué par la flexion de la partie (AB).

Avec : $M_B = 14.324 \text{ KN.m}$

• Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} ELU : q_u = 1.35 g_0 + R_{B_u} = 28.395 \text{ KN/m} \\ ELS : q_s = g_0 + R_{B_s} = 20.451 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 31.944 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0.85 M_0 = 27.152 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.5 M_0 = -15.972 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = q_u \frac{l}{2} = 42.592 \text{ KN}$$

➤ Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.59. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{b \lambda}$	α	Z (m)	$A_{F.S}^{c a}$ ($c n^2$)	$A^{m i}$ ($c n^2$)	$A^{c a} \geq A^{m i}$
Travée	27.152	A	0.084	0.111	0.143	5.443	1.01	Vérifiée
Appui	15.972		0.049	0.064	0.146	3.14	1.01	

➤ Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{42.592 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.28} = 0.507 MPa$$

➤ Armatures transversales

On fixe $S_t = 15$ cm et on calcule A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 c m^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau - 0.3 f_{t2})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0.153 c m^2$$

$A_{trans} \geq \max(0.45 c m^2; -0.153 c m^2)$, donc on prend $A_{trans} \geq 0.45 c m^2$

➤ Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -14.324 \times \frac{3}{2} = -21.486 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1)

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \phi/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120$ cm : Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ Armatures longitudinales

$$A_{lor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{21.486 \times 10^{-3} \times 1.2}{2 \times 0.0625 \times 348} = 5.927 c m^2$$

➤ **Armatures transversales**

on fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ $\Rightarrow A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.74 \text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{21.486 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.437 \text{ MPa}$

On doit vérifier : $\tau_{tor} \leq \tau^-$

Avec : $\tau_{tor} = \sqrt{\tau_{F.P.N}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{(0.507)^2 + (3.437)^2} = 3.474 \text{ MPa}$

$F.P.N \Rightarrow \tau^- = \min\left(\frac{0.7 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\tau_{tor} < \tau^-$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

En travée: $A_{st} = A_{tra} + \frac{A_{tor}}{2} = 1.031 + \frac{2.568}{2} = 2.316 \text{ cm}^2$

Soit 3HA8 + 2HA10 = 3.08 cm²

En appui : $A_{sa} = A_{ap} + \frac{A_{tor}}{2} = 0.575 + \frac{2.568}{2} = 1.859 \text{ cm}^2$

Soit 3HA8 + 2HA10 = 3.08 cm²

Armature transversales : $A_{tran} = A_{tra} + A_{tor} = 0.45 + 0.321 = 0.771 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2.01 cm² (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 20.451 \text{ KN/m}$

Moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 23.007 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0.85 M_0 = 16.556 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.5 M_0 = -11.503 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.60. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{se} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	16.556	8.509	8107.326	17.376	15	Non vérifiée
En appui	-11.503	8.509	8107.326	12.072	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 30 \text{ cm} > 25. \text{ cm} \dots \dots \text{.Vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4.2. b . d}{f_e} \Leftrightarrow 3.08 \text{ c m}^2 < 8,82 \text{ c m}^2 \dots \dots \dots \text{.Vérifiée}$$

$$3) L = 1.3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{.Vérifiée}$$

➤ **Schéma de ferrailage**

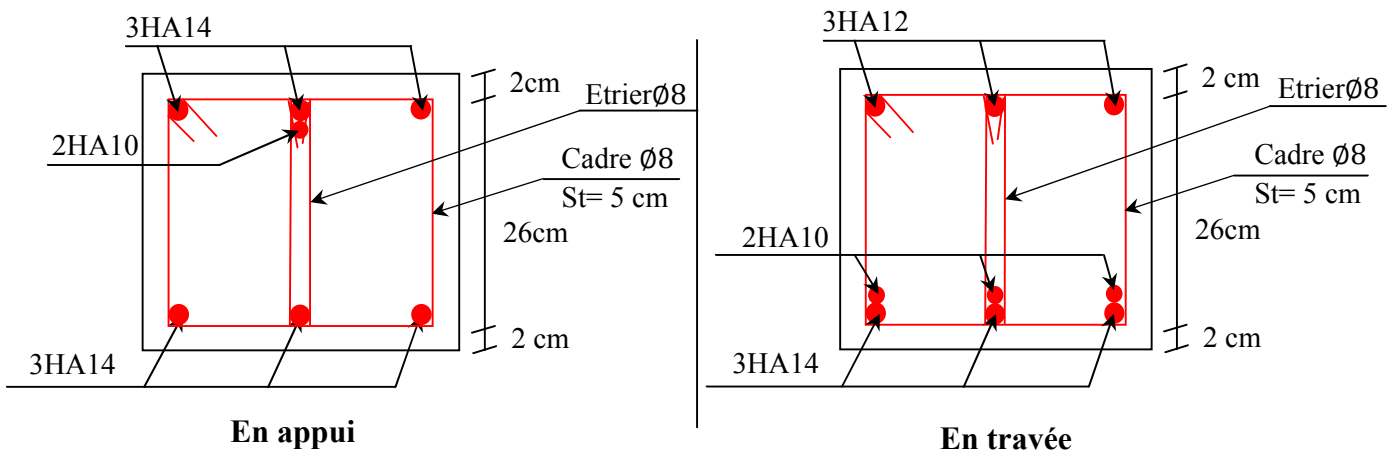


Figure III.49.Schéma de ferrailage de la poutre palière

Remarque : De la même manière pour l'étude à la troisième type d'escalier (simple escalier a une volée)

III.8.Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV.1 Introduction

L'étude dynamique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, la conception architecturale et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec le logiciel SAP2000. V.15 qui analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/Version2003) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV 3. Méthode choisit

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. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Notre structure n'est pas régulière en élévation, ainsi les conditions complémentaires de RPA99/Version 2003 art (4.1.2) $H_{structure} > 23m$.

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalent n'est pas satisfait ; ci pourquoi on adopte la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de RPA99/Version 2003 et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyen importance)
- zone sismique :IIa $\Rightarrow A=0.15$

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

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

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Avec ξ : Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2 de

$$\text{RPA99/Version2003} \Rightarrow \xi = ((10 + 7)/2) = 8.5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816$$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003)

$$\text{On a site ferme (S2) donc : } \begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec : $h_N = 34.24m$.

h_v : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$\begin{cases} T = 0.05 \times (29.56)^{\frac{3}{4}} = 0.633s \dots \dots \dots (I) \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \dots \dots \dots (II) \end{cases}$$

et : $L_{x,y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

Avec : $L_x=26.8m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 20.95m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 29.56}{\sqrt{26.8}} = 0.513s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend : $T_x=0.513s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.67}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_x = 1.45$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.75}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_y = 1.35$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 29.56}{\sqrt{20.95}} = 0.581s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_y=0.581s$

Q : facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$

Avec: P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Valeurs de Pq Selon x-x		Valeurs de Pq Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Non	0.05	Non	0.05
2) Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3) Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne :

$$\begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$).

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

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

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Tableau 4.5 du RPA99/ Version2003}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel SAP2000V15 on a trouvé : $W_{tot} = 37034.583KN$

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

Sens x : $V_{st_x} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1933,205 \text{ KN}$

Sens y : $V_{st_y} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1799.880 \text{ KN}$

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.1 Principe

Le principe de cette méthode est d’estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

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

RPA99/ Version 2003(4.3.3)

Avec : η : Facteur de correction d’amortissement.

IV.5. 2. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des démentions des éléments et des voiles, afin d’aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d’éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, on a opté pour la disposition Suivante :

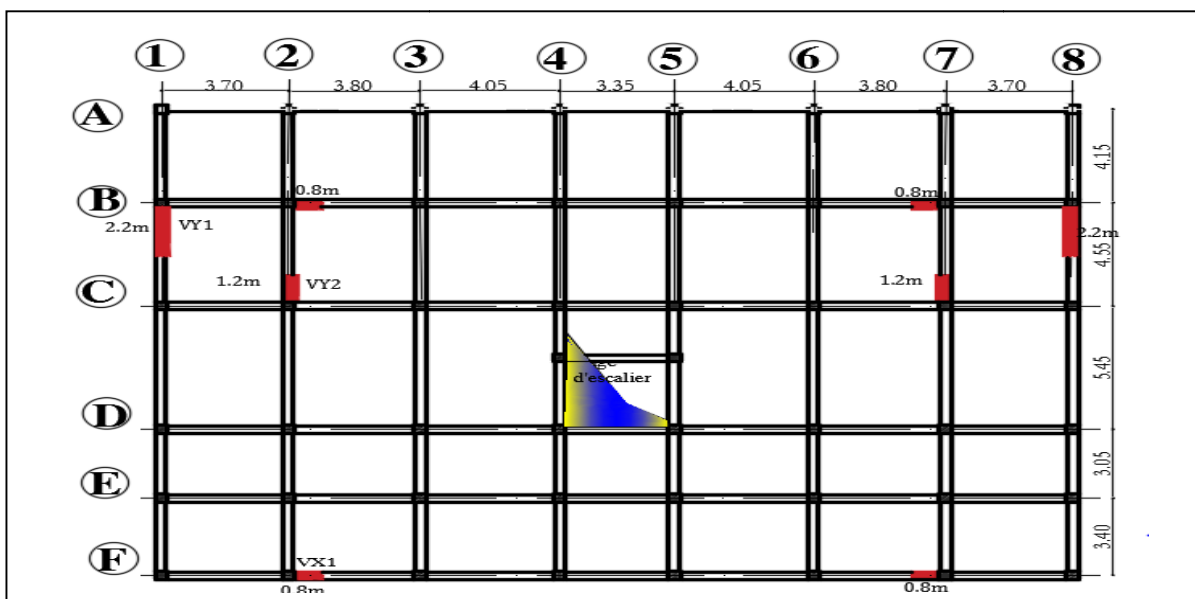


Figure IV.1. Schéma de dispositions des voiles.

IV.5.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 V15

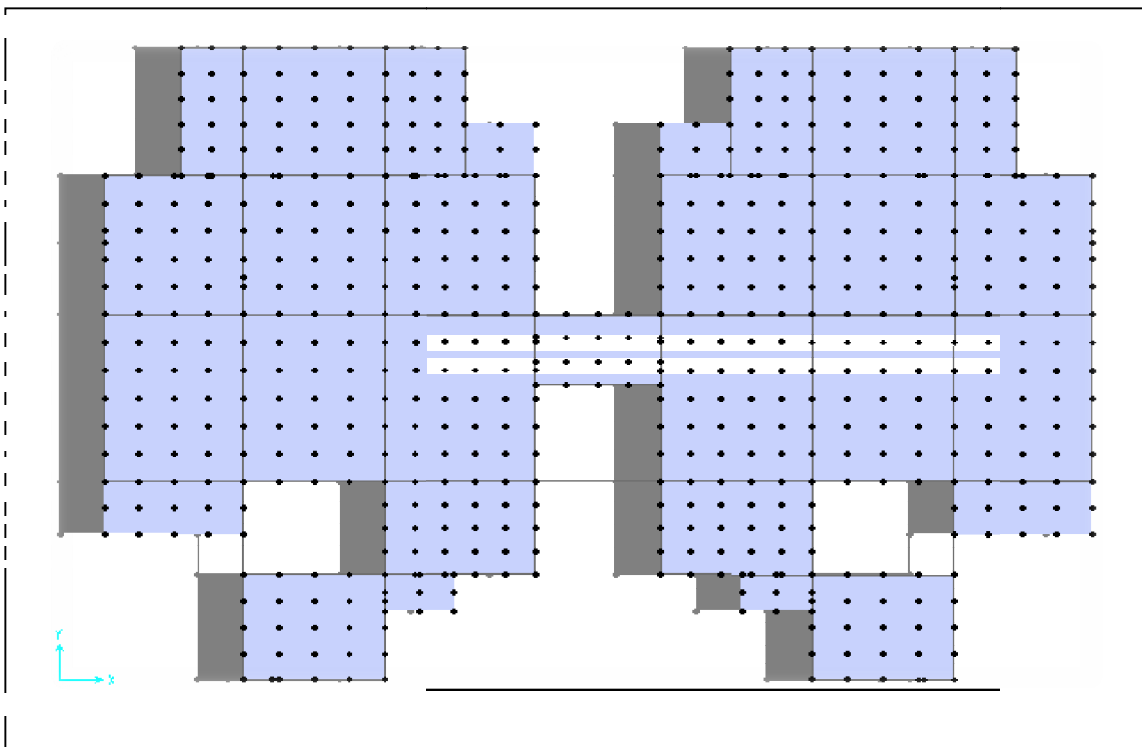


Figure IV.2. 1ere mode de déformation (translation suivant X-X)

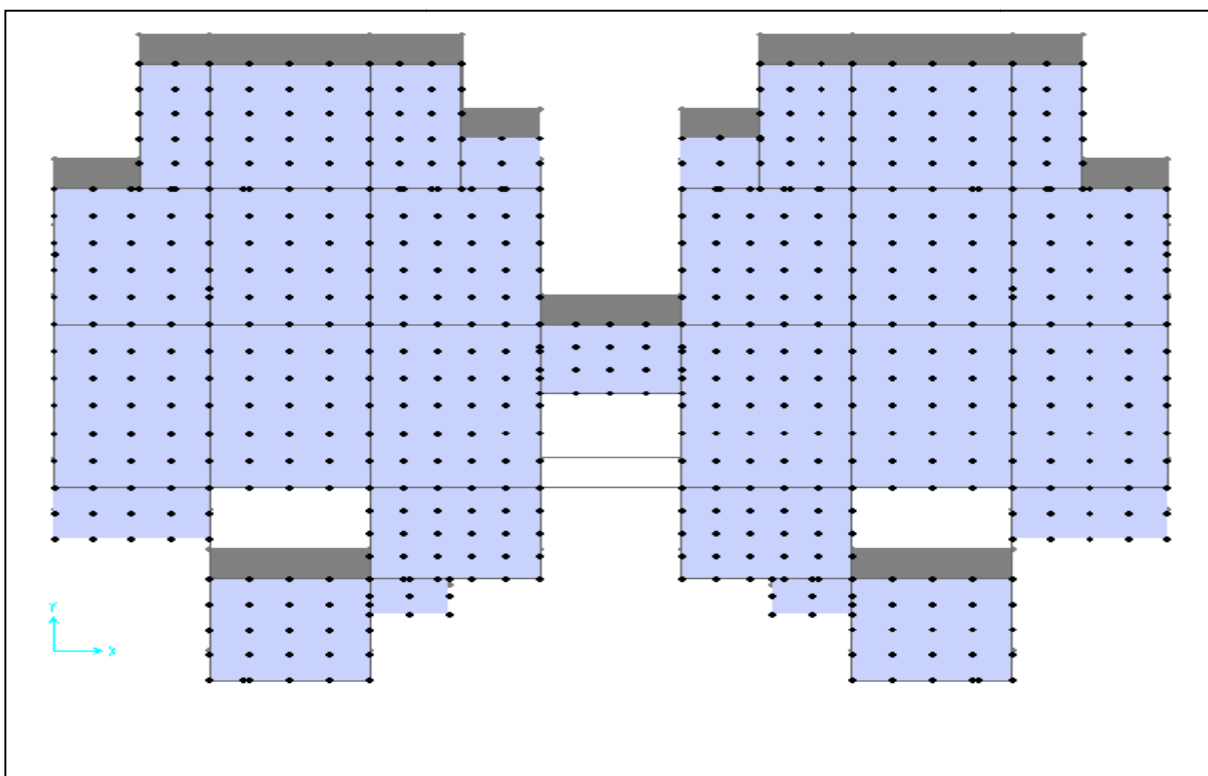


Figure IV.3. 2ème mode de déformation (translation suivant Y-Y)

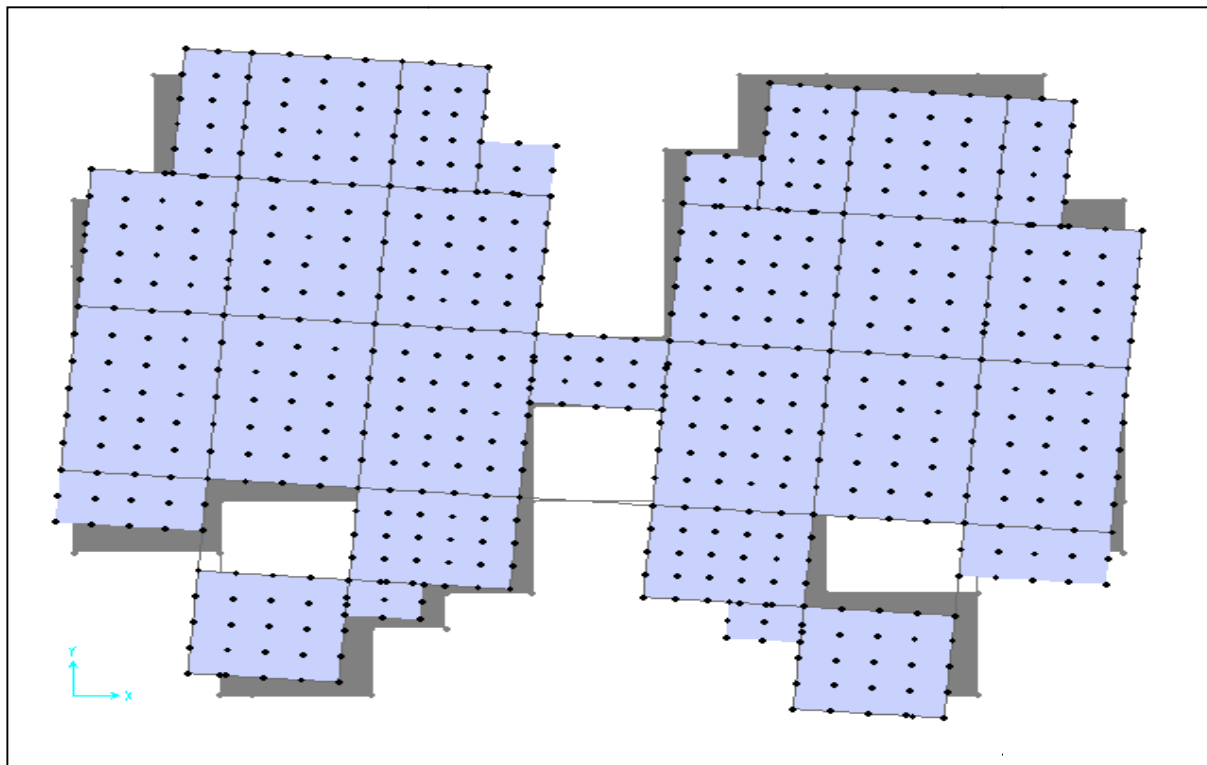


Figure IV.4. 3ème mode de déformation (translation suivant Z-Z)

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.

	Période (s)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.903634	0.76143	0.000003524	0.76143	0.000003524
2	0.76748	0.00000417	0.73489	0.76143	0.73489
3	0.687472	0.00025	8.184E-07	0.76168	0.7349
4	0.524608	8.589E-07	1.161E-11	0.76168	0.7349
5	0.524578	4.869E-10	0.00051	0.76168	0.73541
6	0.476537	3.472E-07	0.00041	0.76168	0.73582
7	0.471325	0.00049	8.166E-07	0.76217	0.73582
8	0.320618	0.13714	6.982E-07	0.89931	0.73582
9	0.263836	4.642E-07	0.14365	0.89932	0.87947
10	0.22632	0.0005	5.213E-08	0.89981	0.87947
11	0.191691	0.04739	3.855E-07	0.9472	0.87947
12	0.14972	7.315E-07	0.05455	0.9472	0.93402

Interprétation des résultats :

Ce modèle présente une période fondamentale : $\begin{cases} T_x = 0.90s \\ T_y = 0.76s \end{cases}$

Les 1er et 2eme modes sont des modes de translation selon y-y et x-x respectivement

Le 3ememode est un mode de rotation selon z-z.

On doit retenir les 12 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (Selon le RPA99/2003).

/9- $\left\{ \begin{array}{l} L_x \text{ dans } 8 \text{ éme} \end{array} \right.$

IV.5.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

IV.5.4.1Vérification de l'interaction voiles portiques

IV.5.4.1.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
Entre sol2	37382.05	3690.749	91.01413	8.985872
Entre sol1	28305.33	3819.901	88.10934	11.89066
RDC	24083.72	3596.045	87.0084	12.9916
1 ^{er} étage	20276.69	3135.286	86.6082	13.3918
2 ^{ème} étage	16389.71	2797.829	85.41851	14.58149
3 ^{ème} étage	12833.16	2227.625	85.2091	14.7909
4 ^{ème} étage	9316.002	1620.23	85.18475	14.81525
5 ^{ème} étage	5832.473	931.34	86.23055	13.76945
5 ^{, ème} étage	2620.527	30.652	98.84384	1.156165

IV.5.4.1.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
<i>Entre sol 2</i>	2567.761	321.601	88.86948	11.13052	2166.552	1067.295	66.99612	33.00388
<i>Entre sol 1</i>	2300.412	441.36	83.90238	16.09762	2167.792	745.788	74.40304	25.59696
<i>RDC</i>	1905.517	447.633	80.97729	19.02271	1873.363	861.635	68.49596	31.50404
<i>1^{er} étage</i>	1841.542	282.568	86.69711	13.30289	1954.371	517.527	79.06358	20.93642
<i>2^{ème} étage</i>	1460.387	426.086	77.41362	22.58638	1486.397	730.341	67.05335	32.94665
<i>3^{ème} étage</i>	1323.21	285.969	82.22889	17.77111	1421.599	460.907	75.51631	24.48369
<i>4^{ème} étage</i>	1027.397	261.194	79.73026	20.26974	986.921	528.506	65.12494	34.87506
<i>5^{ème} étage</i>	753.537	181.467	80.59185	19.40815	832.218	230.401	78.31763	21.68237
<i>5^{ème} étage</i>	411.229	21.137	95.11132	4.888682	494.844	7.717	98.46447	1.535535

Interprétation des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

IV.5.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy} / V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%., ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	V _{dyn} (KN)	V _{st} (KN)	V _{dyn} /V _{st} >0.8	Observation
X-X	3017.521	1933.205	1.56	vérifiée
Y-Y	3235.292	1799.880	1.79	vérifiée

Interprétation des résultats : La condition des efforts tranchants est vérifiée.

VI.5.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$; Avec : h_e la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 Vérification des déplacements.

Niveaux	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
Entre sol2	480	0.2853	1.4265	0	1.43	0.350	0.001803	0.902	0	0.90	0.221
Entre sol1	306	0.619	3.095	1.4265	1.67	0.545	0.004153	2.077	0.009	1.18	0,384
RDC	306	0.9997	4.9985	3.095	1.90	0.622	0.007011	3.506	0.021	1.43	0.467
1 ^{er} étage	306	1.3582	6.791	4.9985	1.79	0.586	0.009915	4958	0.035	1.45	0.475
2 ^{ème} étage	306	1.7335	8.6675	6.791	1.88	0.613	0.012926	6.463	0.050	1.51	0.492
3 ^{ème} étage	306	2.0584	10.292	8.6675	1.62	0.531	0.015695	7.848	0.065	1.38	0.452
4 ^{ème} étage	306	2.4256	12.128	10.292	1.84	0.600	0.018242	9.121	0.078	1.27	0.416
5 ^{ème} étage	306	2.5268	12.634	12.128	0.51	0.165	0.0218242	10.912	0.092	1.79	0.585
5 ^{,ème} étage	306	2.6716	13.358	12.634	0072	0.237	0.021848	10.924	0.109	0.01	0.004

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Sens (x - x) : $\Delta_{k \max} = 0.0085 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0.0306 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Sens (y - y) : $\Delta_{k \max} = 0.009 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0.0306 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

VI.5.4.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1; \text{ Tel que:}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.7 Vérification à L'effet P-Δ.

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
<i>Entre sol2</i>	408.0	37032.406	1.43	3009.121	0.043	0.90	3233.847	0.025
<i>Entre sol1</i>	306.0	28526.2	1.67	2622.013	0.059	1.18	2913.58	0.032
<i>RDC</i>	306.0	24569.185	1.90	2353.15	0.065	1.43	2734.998	0.036
<i>1^{er} étage</i>	306.0	20787.958	1.79	2124.11	0.057	1.45	2471.898	0.034
<i>2^{ème} étage</i>	306.0	17033.3	1.88	1886.473	0.055	1.51	2216.738	0.032
<i>3^{ème} étage</i>	306.0	13377.0	1.62	1609.179	0.044	1.38	1882.506	0.027
<i>4^{ème} étage</i>	306.0	9723.5	1.84	1288.6	0.045	1.27	1515.427	0.023
<i>5^{ème} étage</i>	306.0	6058.7	0.51	935	0.011	1.79	1062.619	0.028
<i>5^{ème} étage</i>	306.0	2400.1	0.72	432.4	0.013	0.01	502.561	0.000132

Interprétation des résultats : On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet (P- Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

VI.5.4.5 Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \times f_{c,j}} \leq 0.3$ RPA99/version 2003(Art : 7.4.3.1).

l'effort sera vérifié à ELA.

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c,j}$: est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	Br (cm2)	Nd (KN)	v	Observation
Entre sol 2	55×50	1991.191	0.29	Vérifiée
Entre sol 1	50×45	1266.544	0.22	Vérifiée
RDC	45×40	1042.319	0.22	Vérifiée
1 ^{er} étage	45×40	850.008	0.19	Vérifiée
2 ^{ème} étage	40×35	684.683	0.19	Vérifiée
3 ^{ème} étage	40×35	533.057	0.15	Vérifiée
4 ^{ème} étage	35×35	404.273	0.13	Vérifiée
5 ^{ème} étage	35×35	373.172	0.12	Vérifiée
5' ème étage	35×35	193.224	0.06	Vérifiée

Interprétation des résultats :

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.6. Conclusion

La modalisation avec logiciel de calcul SAP2000 V15, nous a permis de faire une étude tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. Ainsi que la vérification à la foi des conditions de R.PA nous a poussés de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Poutre principale (35×45) cm²; Poutre secondaire (35×40) cm²

Poteaux de sous-sol 2 commercial (55×50) cm²

Poteaux de sous-sol 1 commercial (50×45) cm²

Poteaux de R.D.C et 1er étage (45×40) cm²

Poteaux de 2eme et 3eme étage (40×35) cm²

Poteaux de 4eme et 5eme avec 2 étages (35× 35) cm²

Poteaux de 6eme de 1 m (35×35) cm²

Pour les voiles ; e = 20cm pour entre sol 2 ; e = 15cm pour les reste d'étages.

V.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{corr}$)

Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{corr}$)

Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{corr}$)

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad * G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad * 0.8G \pm E$$

V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

Les armatures longitudinales

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

Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II.

Leur pourcentage maximal sera de :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

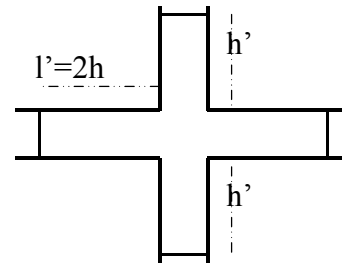


Figure V.1 Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section Du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol2	55×50	22	110	165
Entre sol 1	50×45	18	90	135
RDC + 1er étages	45×40	14.4	72	108
2 ,3ème étages	40×35	11.2	56	84
4, 5,5' ème étages	35×35	9.8	49	73.5

Les armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec V_u : L'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 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2.5 si l'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_{L\text{min}}, 15\text{cm})$.

Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_{L\text{min}}$.

Où : $\Phi_{L\text{min}}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots \text{RPA99.V2003}$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elencement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{\text{min}}$

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000V15, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau .V.2. Les sollicitations dans les poteaux.

Section	$N_{\text{max}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\text{min}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\text{max}} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
55×50	1622.915	9.1512	470.795	14.4352	135.8455	216.98	27.727
50×45	-1996.229	-119.4353	847.504	41.89	123.8975	-70.831	30.229
45×40	-1377.705	8.1254	235.595	3.1946	-134.5233	-708.708	31.092
40×35	-931.602	6.8641	94.945	2.7354	98.7801	-439.394	29.995
35×35	-527.825	-18.2932	137.159	4.3331	69.8306	-343.441	74.53

V.2.3 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

Exemple de calcul

Soit le poteau de galerie commerciale (45×50) cm²:

$$b = 45\text{cm} \quad ; \quad h = 50\text{cm}$$

$$d = 45\text{cm} \quad ; \quad d' = 5\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18.47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

Calcul sous : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}} \Rightarrow G + Q + Ey$

$$N_{\max} = -1996.229 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 119.4353 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{119.4353}{1996.229} \times 100 = 5.98 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

□ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 518.6811 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 279.8105 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h + 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1479.28 \text{ KN.m}$$

$$279.8105 \text{ KN.m} < 1479.28 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{518.6811 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.55^2 \times 18.47} = 0.308 \Rightarrow \mu_{bu} > 0.186 \quad \square \text{ pivot B} \quad \square \xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.265}) = 0.47$$

$$\xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-0.47}{0.47} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 3.946 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0.308 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.3654 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{518.6811 \times 10^{-3}}{0.3654 \times 348} \times 10^4 = 40.79 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 40.79 - \frac{1996.229 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -16.57 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

V.2.3.1 Armatures longitudinale

Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A'cal (cm ²)	Acal (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Entre sol2	55×50	0	13.8	22	16HA14=24.63
Entre sol 1	50×45	0	36.5	18	12HA14+4HA12=22.99
RDC + 1er étages	45×40	0	20.4	14.4	16HA12=18.1
2 ,3éme étages	40×35	0	14	11.2	12HA12=13.57
4, 5,5' éme étages	35×35	0	10.1	9.8	12HA12=13.57

V.2.3.2 Armatures transversales

Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau de galerie commerciale (50×55):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.63}{0.55} = 4.62 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$D'où : A_t = \frac{3.75 \times 27.727 \times 10^{-3} \times 14}{55 \times 400} \times 10^4 = 0.756 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

Espacement

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

La quantité d'armature minimale

On a : $3 < \lambda g < 5$, d'où :

Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0.5\%(t \times b) = 0.5\%(14 \times 55) = 3.85 \text{ cm}^2$

Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0.5\%(t \times b) = 0.5\%(20 \times 55) = 5.5 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 8 cadre HA10=6.28 cm²

V.2.3.3 Résultats du calcul des armatures transversales

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	Entre sol 2	Entre sol 1	RDC et 1er étages	2,3ème étages	4, 5,5'ème étages
Section (cm2)	55×50	50×45	45×40	40×35	35×35
Øl max (cm)	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
Øl min (cm)	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2
L0 (cm)	363	261	261	261	261
Lf(cm)	254.1	182.7	182.7	182.7	182.7
Δg	4.62	3.654	4.06	4.567	5.22
Pa	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
Vu (kn)	27.727	30.229	31.092	29.995	74.53
Lr(cm)	65	60	50	50	50
St zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
St zone courante (cm)	15	15	15	15	15
$A_t^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	0.67	0.68	0.78	0.85	2.39
$A_t^{\min} \text{ (cm}^2\text{)z.nodale}$	3.85	3	2.7	2.4	1.26
$A_t^{\min} \text{ (cm}^2\text{)z.courante}$	5.5	5	4.5	4	2.1
$A_{tadopte} \text{ (cm}^2\text{)}$	6.28	6.28	6.28	4.02	4.02
Nombre des cadres	8T10	8T10	8T10	8T8	8T8

V.2.4 Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau de galerie commerciale (55×60):

$$l_0 = 3.75m \text{ et } N_{\max} = 1853.357KN.$$

$$N_{\max} \leq N_d = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que : $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \end{cases}$ Coefficients de sécurité béton, acier.

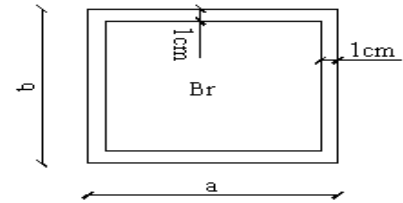


Figure V.2 Section réduite du béton

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0 = 2.625m$)

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12 \times b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.6^2}{12}} \Rightarrow i = 0.173m$$

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

λ : élanement du poteau prise : $\lambda = 3.46 \times l_f / b$poteau rectangulaire

$\lambda = 4 \times l_f / \phi$poteau circulaire

$$\Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{2.625}{0.55} = 16.51 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.51}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.814.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (55 - 2) \times (60 - 2) = 3074cm^2 = 0.3074m^2$$

$$N_d = 0,814 \times \left[\frac{0.3074 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 26.77 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 5544.056 KN$$

$$N_{\max} = 3118.685 KN < N_d \rightarrow \text{Pas de risque de flambement .}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(B_r \geq B_{r\text{cal}})$		Observation
					B_r	$B_{r\text{cal}}$	
Entre sol2	1853.357	0.1443	17.609	0.809	0,2544	0.1041	Vérifiée

Entre sol 1	1622.915	0.1299	14.334	0.822	0.2064	0.0898	Vérifiée
RDC + 1er étages	1377.705	0.1155	16.121	0.815	0.1634	0.0768	Vérifiée
2,3éme étages	931.602	0.101	18.436	0.805	0.1254	0.0526	Vérifiée
4, 5,5' éme étages	527.825	0.101	18.436	0.805	0.1089	0.0298	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\square bc1. 2 \leq \overline{\sigma_{bc}} ; \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

tel que :

$$\square bc1 = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ (béton fibre supérieure).}$$

$$\square bc2 = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \text{ (béton fibre inférieure).}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15 A' (V - d')^2 + 15 A (d - V')^2$$

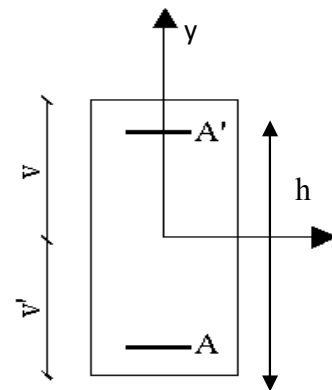


Figure V.3 Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	Entre sol 2	Entre sol 1	RDC+ 1er étages	2,3éme étages	4, 5,5' éme étages
Section (cm2)	55×50	50×45	45×40	40×35	35×35
d (cm)	50	45	40	35	30
A' (cm2)	22	18	14.4	11.2	9.8
A (cm)	22	18	14.4	11.2	9.8

V (cm)	30.806	27.823	24.839	21.855	20.887
V' (cm)	19.194	17.177	15.161	13.145	14.113
I _{yy'} (m ⁴)	0.0105	0.00071	0.0046	0.0028	0.002
N _{ser} (MN)	1.485	0.9136	0.62	0.339	0.0831
M _{ser} (KN.m)	0.03826	0.03289	0.02759	0.03241	0.01222
M _{serG} (MN.m)	0.1184	0.0808	0.0551	0.0462	0.0148
σ _{bc1} (MPa)	5.75	4.38	3.74	2.79	0.83
σ _{bc2} (MPa)	7.57	6.02	5.26	4.6	1.72
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon leRPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$ Tel que : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

avec :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

(La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	λ _d	d (cm)	V _u (KN)	μ _{bu} (MPa)	τ _{bu} (MPa)	Observation
Entre sol2	2750	254.1	4,62	0.04	50	27.727	0.110	1	vérifiée
Entre sol 1	2250	182.7	3,654	0.04	45	30.229	0.149	1	vérifiée
RDC + 1er étages	1800	182.7	4,06	0.04	40	31.092	0.194	1	vérifiée

2,3 ^{ème} étages	1400	182.7	4,567	0.04	35	29.995	0.244	1	vérifiée
4, 5,5 ^{ème} étages	1225	182.7	5,22	0.075	30	74.53	0.608	1.875	vérifiée

V.2.5 Dispositions constructives

Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50 \text{ cm.}$$

Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

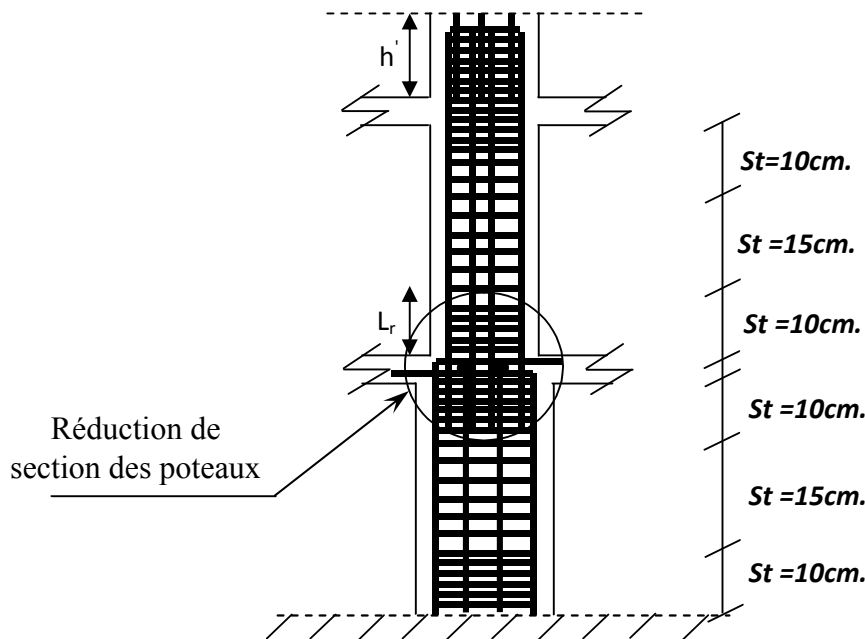


Figure V.4 Ferrailage des sections des poteaux

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right)$$

$$L' = 2 h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

❖ **Entre sol2 :**

$$L' = 2 \times 40 = 90cm$$

$$h' = \max(47 ; 60 ; 55 ; 60cm) = 60cm.$$

❖ **Entre sol1 :**

$$L' = 90cm$$

$$h' = 70cm.$$

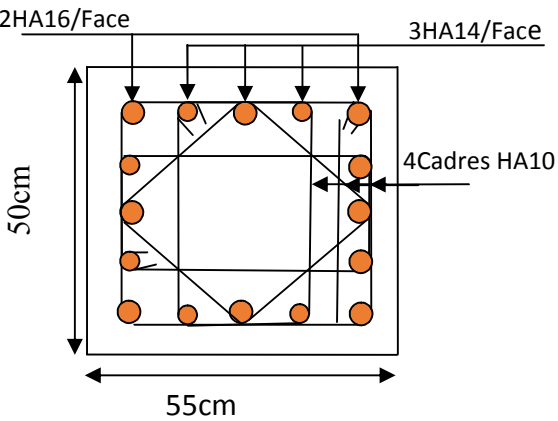
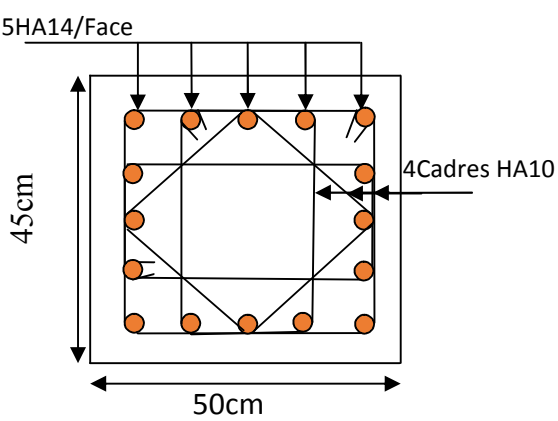
❖ **RDC+Les étages :**

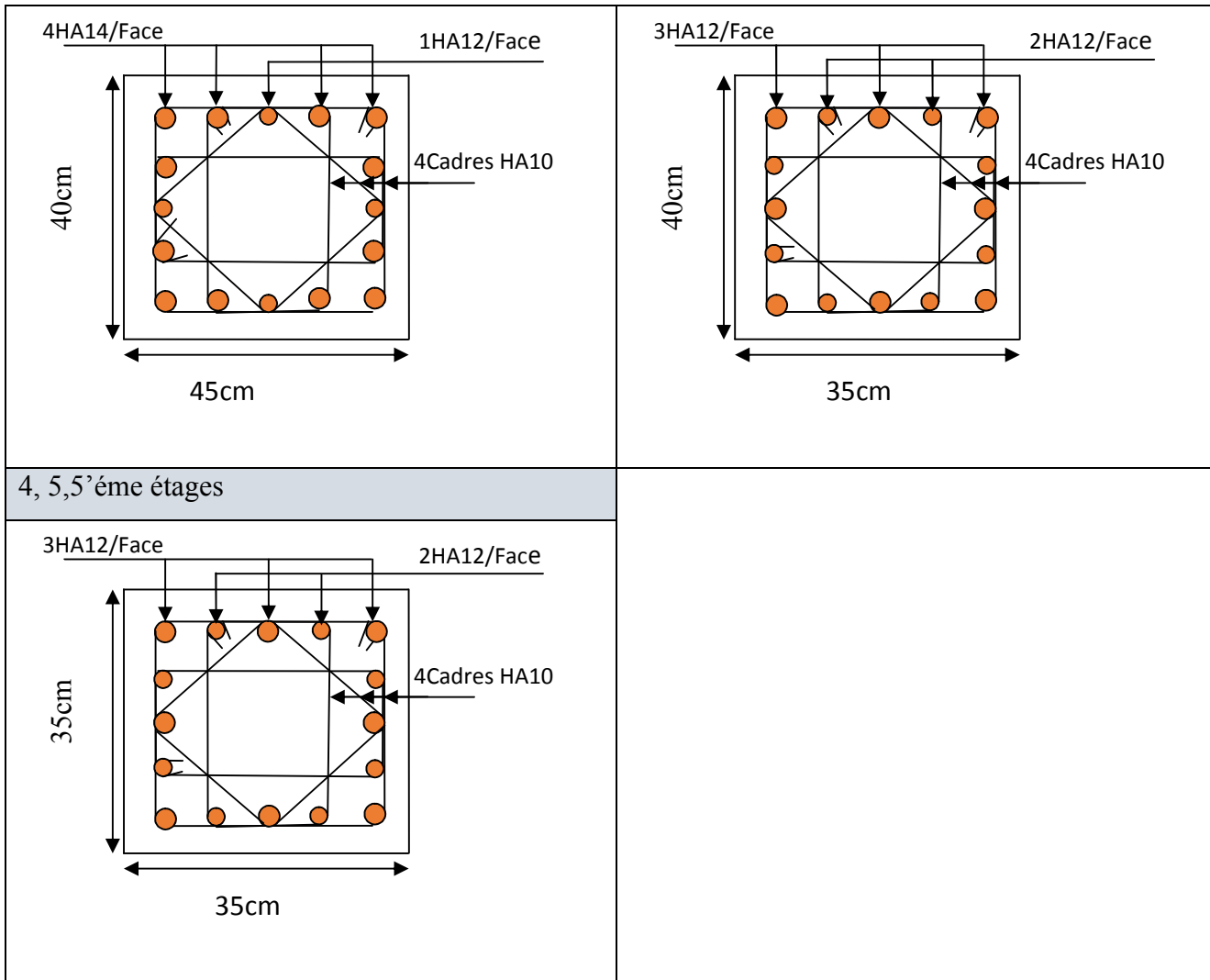
$$L' = 90cm$$

$$h' = 60cm$$

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.8 Ferrailage des sections des poteaux

E-sol 2	E-sol 1
	
RDC+ étage 1	2 et 3ème étages



4, 5, 5'ème étages

V.3 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000.V15. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{aligned}
 & *1.35G + 1.5Q && G + Q \\
 & *G + Q \pm E && 0.8G \pm E
 \end{aligned}$$

V.3.1 Recommandation du RPA99

Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_t^{min} = 0.5\% \times b \times h$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de béton en zone courante.

6% de la section de béton en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa)

avec : ϕ_{max} : est le diamètre maximale utilisé.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.

L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t)$. : Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$: En dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_t est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

V.3.2. Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

Tableau V.9 Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

Type de poutre	Section (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
Principale	35 × 45	7.875	63	94.5
Secondaire	35 × 40	7	56	84

V.3.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	Mtravée	Mappui	V	Mtravée	Mappui	V
Entre sol 2+1	87.3491	-108.2616	179.291	83.8404	-91.6236	246.207
RDC+étages courants	85.4427	-112.65	184.933	77.4331	-93.8568	255.716
Terrasse inaccessible	32.2763	-56.7232	111.194	27.9207	-42.5084	134.478

V.3.4 Ferrailage des poutres

Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée Avec

les sollicitations suivantes : $\begin{cases} M_a = -108.2616 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(ELA) \\ M_t = 87.2763 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(ELA) \end{cases}$

Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{108.2616 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.42^2 \times 18.47} = 0.095 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.095 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.142}) = 0.193$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.399 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{108.2616 \times 10^{-3}}{0.341 \times 400} \times 10^4 = 7.79 \text{ cm}^2$$

Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{87.3491 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.42^2 \times 18.47} = 0.076 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.076 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.076}) = 0.098$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.403 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{87.3491 \times 10^{-3}}{0.347 \times 400} \times 10^4 = 6.22 \text{ cm}^2$$

Les ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau.11 Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min adopt} (cm ²)	Nbre de barres
Entre sol 2 et 1	PP	35×45	Appuis	7.79	7.875	10.65	3HA14(filante)+3HA16(chapeaux).
			Travée	6.22		8.01	3HA14(filante)+3HA12(chapeaux).
	PS	35×40	Appuis	7.53	7	10.65	3HA14(filante)+3HA16(chapeaux).
			Travée	6.85		9.24	3HA14(filante)+3HA14(chapeaux).
RDC+Les étages courants	PP	35×45	Appuis	8.13	7.875	10.65	3HA12(filante)+3HA14(chapeaux).
			Travée	6.08		8.01	3HA14(filante)+3HA12(chapeaux).
	PS	35×40	Appuis	7.72	7	10.65	3HA12(filante)+3HA14(chapeaux).
			Travée	6.3		8.01	3HA14(filante)+3HA12(chapeaux).
Terrasse inaccessible	PP	35×45	Appuis	3.98	7.875	6.79	3HA12(filante)+3HA12(chapeaux).
			Travée	2.24		6.79	3HA12(filante)+3HA12(chapeaux).
	PS	35×40	Appuis	3.38	7	6.79	3HA12(filante)+3HA12(chapeaux).
			Travée	2.20		6.79	3HA14(filante)+3HA12(chapeaux).

Les armatures transversales

❖ Diamètre des armatures transversales

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

➤ Poutres principales

$$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) \text{cm} = \min(1.2; 1.28; 3.5) \text{cm}$$

➤ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) \text{cm} = \min(1.2; 1.14; 3.5) \text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier) Ø8.

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

❖ Zone nodale :

$$St \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

➤ Poutres principales : $St \leq \text{Min}(11,25 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$ Soit : $St=10 \text{ cm}$

➤ Poutres secondaires : $St \leq \text{Min}(8,75 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$ Soit : $St=8 \text{ cm}$

❖ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

➤ Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \Rightarrow$ Soit : $St=15 \text{ cm}$

➤ Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$ Soit : $St=15 \text{ cm}$

Vérifications des armatures transversales

➤ Pour les poutres principales:

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$$

➤ Pour les poutres secondaires :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.575 \text{ cm}^2$ condition vérifiée pour toutes les poutres.

Verification à l'ELU

Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{\min} < A_{\text{cal}}$; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification des contraintes tangentielles

Vérification de l'effort tranchant

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

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Principales	184.933	1,666	3.33	Vérifiée
Secondaires	255.716	2,66	3.33	Vérifiée

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car : $\tau_{bu} < \bar{\tau}_u = 3.33MPa$.

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ BAEL91 (Art IV.1)

En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ BAEL91 (Art IV.2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 Vérification au cisaillement.

Poutres	Al (cm ²)	Vu (MN)	M _a (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principales	10.65	184.933	-112.65	5.53	-4.408	Vérifiée
Secondaires	10.65	255.716	-938568	7.35	-2.01	Vérifiée

Vérification à l'ELS

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Principales	Appui	-34.4604	15.54	155628.45	3.44	15	Vérifiée
	Travée	17.9344	13.89	126203.82	1.97	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-40.9731	14.37	116429.88	5.06	15	Vérifiée
	Travée	18.245	12.87	94828.55	2.48	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

D'après leCBA93 etBAEL91/99, la vérification de la flèche est inutile si les conditions

suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

- Poutres principales

$\frac{h}{L} = \frac{45}{497} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée

$\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.031$

$\frac{A}{b \times d} = \frac{10.65 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.42} = 0.0072 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$Condition vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{460} = 0.0869 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0869 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.5 Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-a-dire :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(art7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Ce pendant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

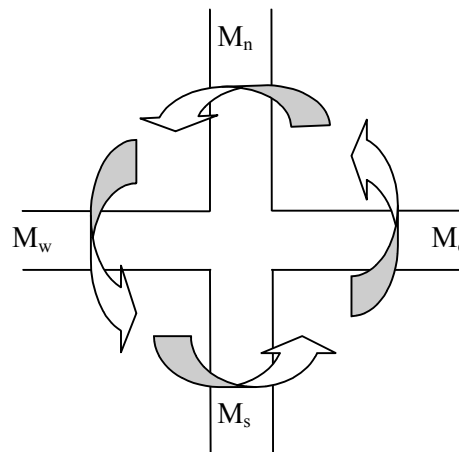


Figure V. 5 Les moments dans la zone nodale

V.3.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } Z=0,9 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

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

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux

Niveau	h (m)	z (m)	A_s (cm ²)	M_R (KN.m)
ESOL 2	0.55	0.495	22	378.972
ESOL 1	0.50	0.45	18	281.88
RDC	0.45	0.405	14.4	202.95
Etage1	0.45	0.405	14.4	202.95
Etage2	0.40	0.36	11.2	104.31
Etage3	0.40	0.36	11.2	104.31
Etage4	0.35	0.315	9.8	107.43
Etage5	0.35	0.315	9.8	107.43
Etage5'	0.35	0.315	9.8	107.43

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.16 Moments résistants dans les poutres

Niveau	h (m)	z (m)	A_s (cm ²)	M_R (KN.m)
ESOL 2	0.45	0.405	10.65	133.423
ESOL 1	0.45	0.405	8.01	100.349
RDC	0.45	0.405	10.65	133.423
Etage1	0.45	0.405	9.24	115.758
Etage2	0.45	0.405	10.65	133.423
Etage3	0.45	0.405	8.01	100.349
Etage4	0.45	0.405	10.65	133.423
Etage5	0.45	0.405	8.01	100.349
Etage5'	0.45	0.405	6.79	85.065

V.3.5.2 Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	MN	MS	MN+MS	MW	ME	1.25 (MW+ME)	Observation
ESOL 2	378.972	378.972	757.944	150.101	15.101	133.423	Vérifiée
ESOL 1	281.88	281.88	563.76	150.101	150.101	100.349	Vérifiée
RDC	202.95	202.95	405.9	112.893	112.893	133.423	Vérifiée
Etage1	202.95	202.95	405.9	112.893	112.893	115.758	Vérifiée
Etage2	104.31	104.31	208.62	112.893	112.893	133.423	Vérifiée
Etage3	104.31	104.31	208.62	112.893	112.893	100.349	Vérifiée
Etage4	107.43	107.43	214.86	112.893	112.893	133.423	Vérifiée
Etage5	107.43	107.43	214.86	112.893	112.893	100.349	Vérifiée
Etage5'	107.43	107.43	214.860	112.893	112.893	85.065	Vérifiée

Interprétation des résultats

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Exemple de ferrailage d'une poutre principale du Entre sol 2.

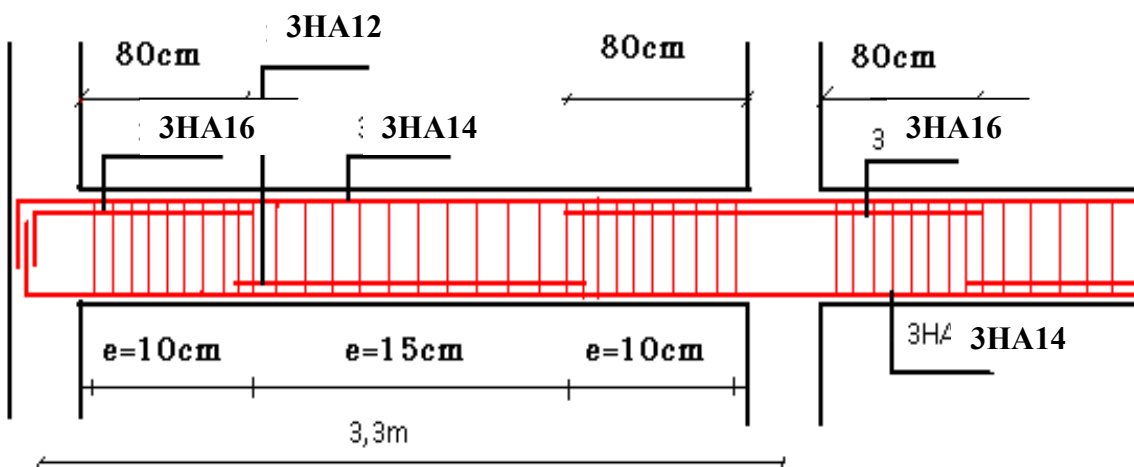


Figure V.6 Exemple de dispositions constructives de la poutre

Sachant que : Le recouvrement des barres sup seront aux travées.

Le recouvrement des barres inf seront aux appuis.

Coupe de schéma de ferrailage de poutre principales de Entre sol 2 (35×45):

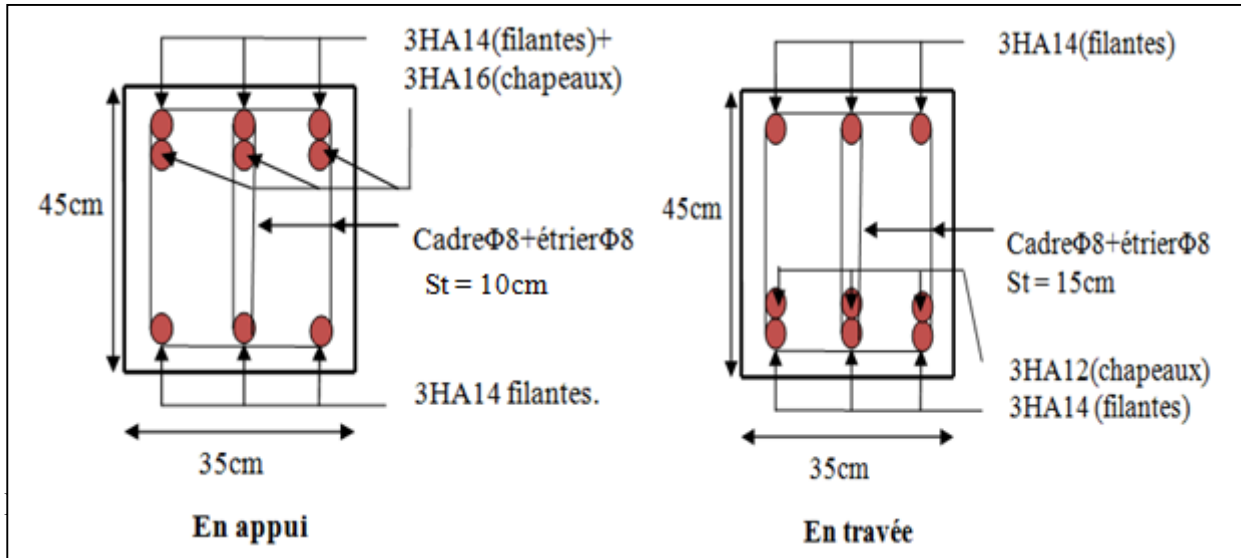


Figure V.7 Exemple de Schéma de ferrailage d'une poutre principale.

V.4 Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e \quad \text{avec } L_t : \text{longueur de la zone tendue ; } e : \text{épaisseur du voile}$$

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

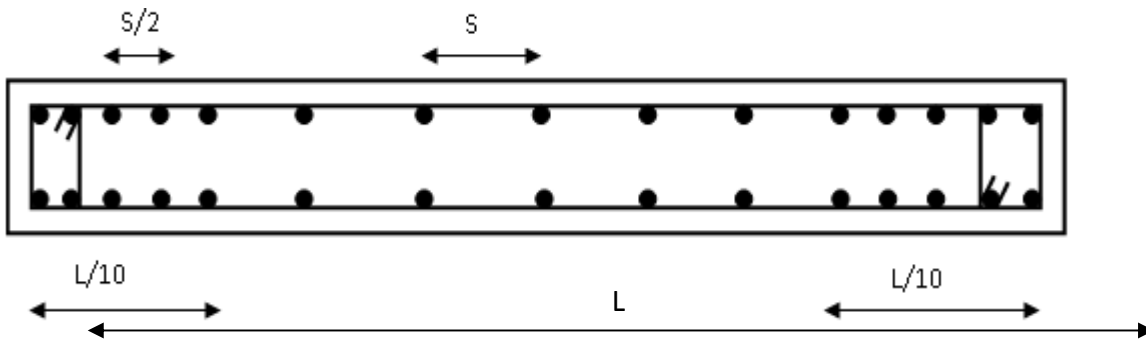


Figure V.8 ferrailage de voile

Armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l’extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m² au moins.

Armatures de couture :

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 par la formule suivante : $A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}$; avec $V=1.4Vu$

Règles communes aux armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimal d’armatures est de :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.15\% \times e \times h & \dots\dots\dots \text{Dans la zone extrême de voile.} \\ A_{\min} = 0.10\% \times e \times h & \dots\dots\dots \text{Dans la zone courante du voile.} \end{cases}$$

Le diamètre des barres (à l’exception des zones d’about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l’épaisseur du voile.

L’espacement $S_t = \min \left(1.5 \times e ; 30cm \right)$ avec e : épaisseur du voile.

Les deux nappes d’armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

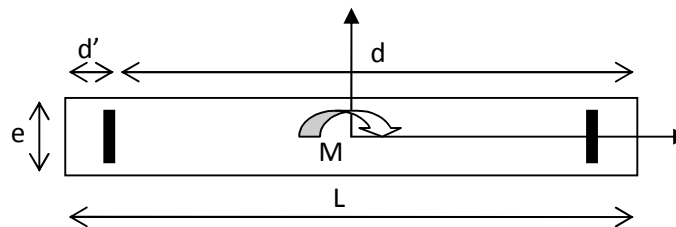


Figure V.9 Schéma d'un voile pleine

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section($e \times l$)

A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{min} \geq 0,15\% \times e \times l$)

A_v^{min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{min} / ten = 0,2\% \times e \times Lt$)

$A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée

($A_v^{min} / comp = 0,1\% \times e \times Lc$)

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

$A_h^{min} \geq 0,15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée

A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement

N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement

V.4.3 Calcul des sollicitations

❖ Sens x-x' :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.18 Sollicitations maximales dans le voile Vx=0.8m.

Niveau	N max et M _{corres}		M max et N _{corres}		N min et M _{corres}		V _u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
ENTRE2	2038.865	640.45	18483.3865	1489.794	988.641	216.5811	-477.993
ENTR1	1683.131	-205.18	-5360.8401	1227.448	819.058	-88.1575	273.939
RDC+1 étages	1638.088	-46.4904	-5099.7523	1194.281	806.533	-2457.48	386.032
2, 3ème étages	1251.977	-17.6673	-5122.9893	913.006	603.669	-7.4323	-364.58
4,5, 5' ème étages	962.27	-20.85	2592.7607	701.921	452.826	-4.5508	217.555

❖ Sens y-y' :

Tableau V.19 Sollicitations maximales dans le voile VY =1.2m

Niveau	N _{max} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}		N _{min} et M _{corres}		V _u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Entesol2	2116.713	104.1934	945.411	1314.882	99.354	51.2729	10.708
Entesol1	1947.066	-33.3137	163.6865	1417.807	736.476	-12.1676	-21.903
RDC+1 étages	1650.954	13.2994	156.0866	1202.993	708.466	7.8715	-26.159
2, 3ème étages	1501.442	19.7236	208.867	1094.323	573.767	11.042	25.146
4,5, 5' ème étages	1501.442	19.7236	326.2796	625.316	508.352	-1.552	17.803

Tableau V.20 Sollicitations maximales dans le voile VY =2.2m

Niveau	N _{max} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}		N _{min} et M _{corres}		V _u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Entre sol 2	2155.903	-248.402	-9173.5896	885.202	-629.015	-179.151	65.59
Entre sol 1	1695.6055	206.155	610.4028	2914.131	2913.501 1	177.192	12.535
RDC+1 étages	1455.176	70.8485	7910.7119	1063.788	584.046	10.1756	36.67
2, 3ème étages	1277.079	34.2975	6317.529	917.277	279.533	-1.7392	-35.94
4,5, 5'ème étages	1082.88	11.2873	5048.2054	791.648	53.21	-6.1148	26.21

Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ Sens x-x' :

Tableau V.23. Ferrailage du voile Vx =0.8m

Niveau	Entresol2	Entresol1	RDC+1 étages	2,3ème étages	4,5.5'ème étages
Section (cm2)	80×20	80×15	80×15	80×15	80×15
M(KN.m)	640.45	-205.18	-46.4904	-17.6673	-20.85
N(KN)	2038.865	1683.131	1638.088	1251.977	962.27
V(KN)	-477.993	273.939	386.032	-364.58	217.555
σ(MPa)	2.75	1.58	2.22	2.1	1.25
$\bar{\tau} = 0.2f_c28$ (MPa)	5	5	5	5	5
A _v ^{cal} /face (cm ²)	34.2	23.08	19.9	15.29	12.08
A _v ^{min} (cm ²)	1.6	1.2	1.2	1.2	1.2
A _{v,a d o} (cm ²)	37.7	24.13	24.13	18.47	13.57
N ^{bre} /par face	12HA20	12HA16	12HA16	12HA14	12HA12

St (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	2.58	1.48	2.09	1.97	1.18
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

❖ Sens y-y' :

Tableau V.26. Ferrailage du voile Vy=1.2m

Niveau	Entresol2	Entresol1	RDC+1 étages	2,3ème étages	4,5,5 'ème étages
Section (cm ²)	120×20	120×15	120×15	120×15	120×15
M(KN.m)	104.1934	-33.3137	13.2994	19.7236	14.7236
N(KN)	2116.713	1947.066	1650.954	1501.442	1209.225
V(KN)	10.708	-21.903	-26.159	25.146	17.803
σ(MPa)	0.06	0.13	0.15	0.15	0.1
$\bar{\tau}=0.2f_c28$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	25.63	22.73	19.45	18.1	14.77
A_v^{min} (cm ²)	2.6	2.7	2.7	2.7	2.7
Lt (m)	0.75	0.85	0.88	0.86	0.86
A_{mi}^{tenc} (cm ²)	3	2.55	2.64	2.58	2.59
A_{vado} (cm ²)	32.17	24.63	20.55	20.55	18.1
N^{bre} /par face	16HA16	10HA14+ 6HA14	10HA12+ 6HA14	10HA12+ 6HA14	16HA12
St(cm)	20	20	20	20	20
Lc (m)	0.3	0.1	0.05	0.08	0.07
A_{mi}^{com} (cm ²)	0.44	0.15	0.07	0.12	0.11
$A_{z.com}$ (cm ²)	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8

A_h^{cal} (cm ²)	0.06	0.12	0.14	0.14	0.1
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10+ 2HA8	2HA10+ 2HA8	2HA10+ 2HA8	2HA10	2HA8
St(cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.27. Ferrailage du voile Vy=2.2m

Niveau	Entresol2	Entresol1	RDC+1 étages	2,3ème étages	4, 5,5'ème étages
Section (cm ²)	220×20	220×15	220×15	220×15	220×15
M(KN.m)	-248.402	206.155	70.8485	34.2975	11.2873
N(KN)	2155.903	1695.6055	1455.176	1277.079	1082.88
V(KN)	65.59	12.535	36.67	-35.94	26.21
σ (MPa)	0.38	0.07	0.21	0.21	0.15
$\bar{\tau} = 0.2f_c 28$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	28.64	23.23	18.39	16.18	13.29
A_v^{min} (cm ²)	6.6	4.95	4.95	4.95	4.95
$A_{v.a d o}$ (cm ²)	29.25	24.35	24.35	17.34	17.34
N^{bre} /par face	19HA14	12HA12 +7HA10	12HA12 +7HA10	7HA12 +12HA10	7HA12 +12HA10
St(cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.35	0.07	0.44	0,21	0.44
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

V. 5 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V15. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V15.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

Chapitre V :

Etude des éléments

Chapitre V :
Etude des éléments
structuraux

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurée :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Les différents type de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont:

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu)

VI.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ($D=1.5m \leq B \times 6$). Ensuite pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général afin d'assurer le choix qui convient.

VI.2.3. Capacité portante du sol d'assise

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol «78 logements promotionnels avec locaux commerciaux et Equipement socio-éducatif En R+05

avec deux Entresol au lieu dit IBOURASSEN, OUED GHIR wilaya de Bejaia » on permit de conclure les résultats suivants :

- Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pénétrographes a enregistré des résistances de pointe moyenne en surface.
- Le laboratoire à déterminer les caractéristiques suivantes :

D (encrage)=1.5m ; $Q_{adm}=2.00$ bar (contrainte admissible)

VI.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

VI.2.4.1. semelles isolées

A/Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : L'effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel SAP 2000V15.
 $a v e c ; N = 1380.68 K N$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 b a r$

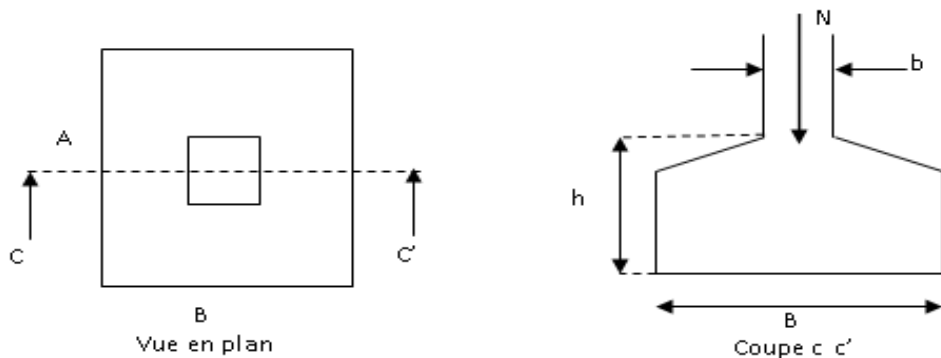


Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace la valeur de A dans l'équation (1) on trouve:

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.55}{0.50} \times \frac{1.38068}{0.2}} = 2.75m$$

$$B \geq 2.75m$$

On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées ne convient pas à notre cas.

VI 2.4.2. Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique le formé de 8 poteaux dans les deux sens comme suit :

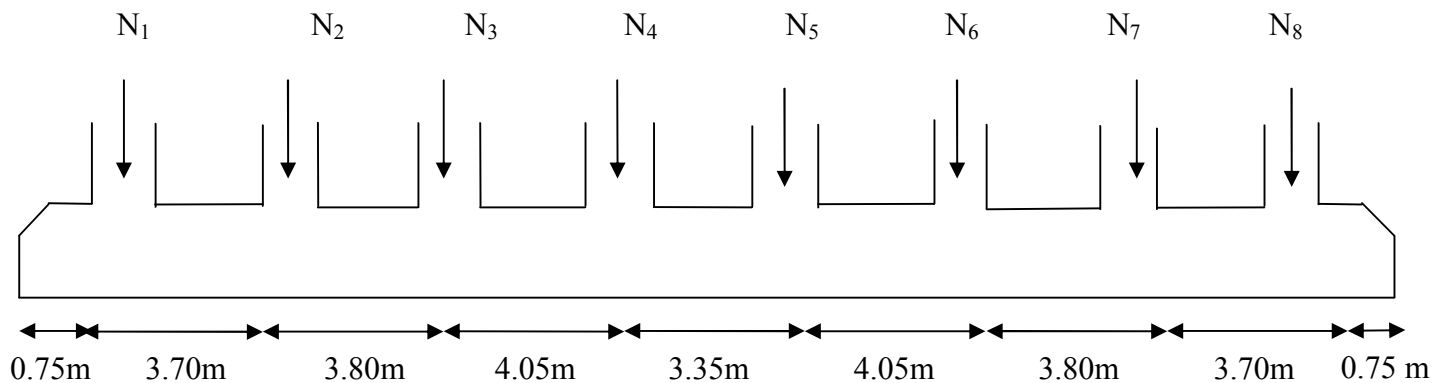


Figure VI.2. Semelle filante

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = \sum_{i=1}^{i=8} = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 + N6 + N7 + N8$$

$$N = \sum_{i=1}^{i=8} = 789.30 + 1372.07 + 1353.17 + 1113.82 + 1114.24 + 1351.78 + 1380.68 + 793.46 = 9268.52KN$$

$$N = 9268.52KN.$$

D'après le portique le plus sollicité : N = 1851.47KN.

✓ Sens x-x :

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{9268.52}{200 \times 26.8} = 1.72m$$

✓ Sens y-y :

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{9268.52}{200 \times 20.95} = 2.21m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portique parallèles, on constate qu'il n'y'a un pas de chevauchement entre les semelles. Donc on opte les semelles filantes.

VI.3.Étude des semelles filantes sous poteaux :

1-Dimensionnement (coffrage) :

• Calcul de la largeur de la semelle (B) :

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{9.26852}{0.20} = 46.34m^2$$

S : Surface de la semelle.

$$S = L_{Total} \times B \Rightarrow B = \frac{S}{L_{Total}}$$

$$L = \sum L_i + 2 \times L_{débordement} ; \quad \text{Avec : } L_{débordement} = 0.75m.$$

$$\Rightarrow L = 27.95m.$$

$$\text{Donc : } B \geq \frac{46.34}{27.95} = 1.65m \Rightarrow B = 1.70m.$$

• Calcul de la hauteur totale de la semelle (ht) :

La hauteur totale de la semelle (ht) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + c$$

Avec :

- c : enrobage des armatures ; c = 5 cm ;
- d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{B-b}{2} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit : } d \leq \frac{B-b}{2} \Rightarrow ht \leq \frac{B-b}{2} + c$$

$$ht \leq \frac{1.70-0.55}{2} + 0.05 = 0.625m.$$

$$d = 0.58m = 58cm$$

$$\text{Soit : } ht = 0.60m \Rightarrow ht = 60cm.$$

➤ **Charges agissantes sur la semelle**

Les charges revenant à la semelle sont exposées dans figure ci-dessous :

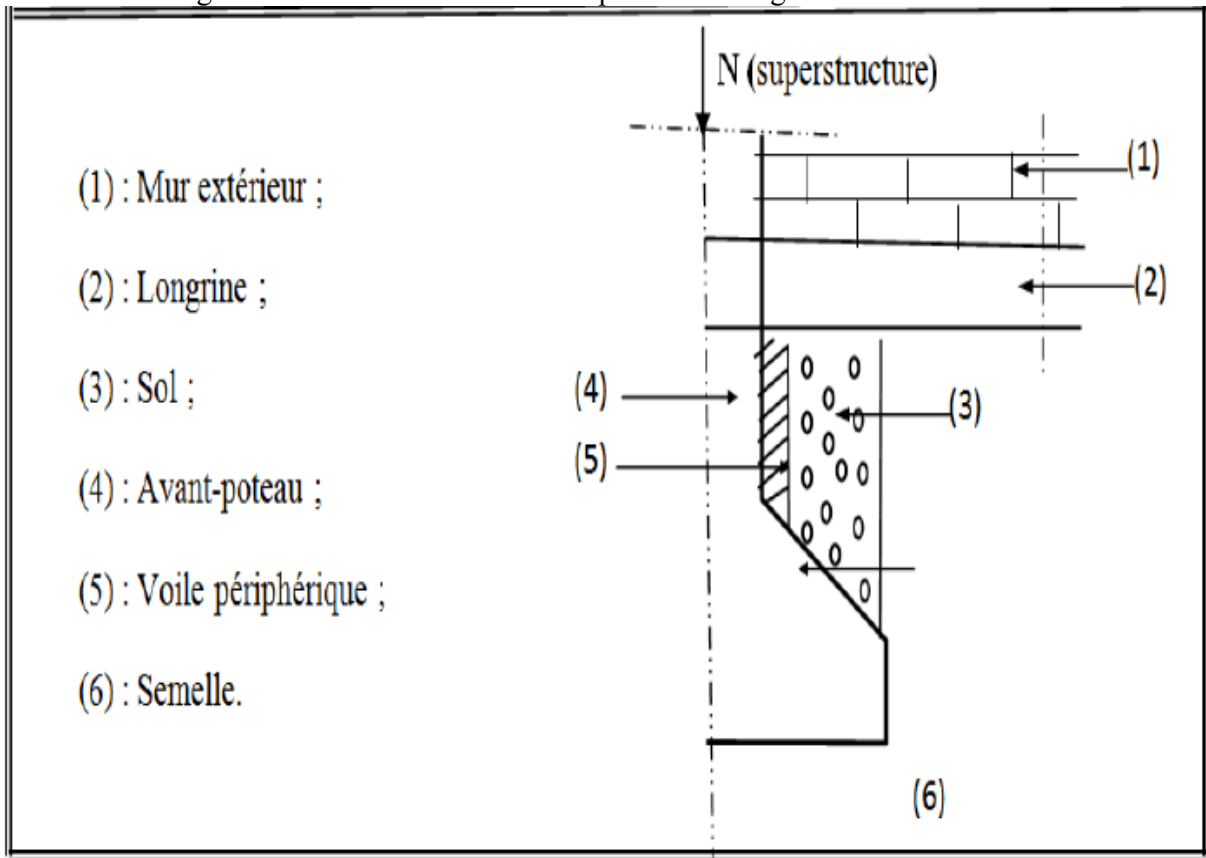


Figure VI.3: différentes charges agissant sur la semelle.

$$N_{Total} = N_{(superstructure)} + N_{(infrastructure)}$$

Avec :

$$N_{(superstructure)} = \sum N_i ; N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i ».}$$

$$N_{(superstructure)} = 9268.52 \text{KN.}$$

$$N_{(infrastructure)} = 1851.47 \text{KN.}$$

$$N_{Total} = 11119.99 \text{KN.}$$

- Calcul de la surface de la semelle (S) :

La surface de la semelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_{Total}}{\sigma_{sol}} = \frac{11119.99}{200} = 55.60 \text{m}^2.$$

- Calcul de la largeur de la semelle (B) :

$$S = L \times B.$$

$$L = \sum L_i + 2 \times L_{débordement} ; \text{ Avec : } L_{débordement} = 0.75 \text{m.}$$

$$\Rightarrow L = 27.95 \text{m.}$$

Donc : $B \geq \frac{55.60}{27.95} = 1.98m$; soit : $B = 2m$.

-Calcul de la hauteur totale de la semelle (ht) :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{B-b}{2} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit : } d \leq \frac{B-b}{2} \Rightarrow ht \leq \frac{B-b}{2} + c$$

$$ht \leq \frac{2-0.55}{2} + 0.05 = 0.775m.$$

Soit : $ht = 0.8m \Rightarrow ht = 80cm$.

3- Le Ferrailage :

3.1. Aciers principaux (A//B) :

$$A//B = N_u \cdot \frac{B-b}{8.d \cdot \sigma_{sol}}$$

Avec :

N_u : effort ultime sollicitant la semelle ;

σ_{st} : contrainte d'acier ; $\sigma_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1 = 400$ MPa.

D'après SAP 2000 on a : $N_u = 5721.40$ KN

3.2. Aciers de répartition (A ⊥ B) :

$$A \perp B = \frac{A//B}{3}$$

- Application numérique :

$B = 2$ m; $N_u = 5721.40$ KN; $b = 55$ cm; $d = 80$ cm

$$A//B = \frac{5721.40 \times 10 \times (2 - 0.55)}{8 \times 0.8 \times 400} = 32.406 cm^2$$

$$A//B = 32.406 cm^2 = 5.41 cm^2/ml.$$

On adopte : 6HA12/ml = 6.79 cm² avec un espacement de 20cm.

$$A \perp B = \frac{32.406}{3} = 10.802 cm^2 = 1.80 cm^2/ml.$$

On adopte : 4HA10/ml = 3.16cm² avec un espacement de 15cm

VI.4. Étude des poutres de rigidité :

1- Définition :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

2- Dimensionnement :

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 4.05 \text{ m} \Rightarrow \frac{405}{9} \leq h \leq \frac{405}{6} \Rightarrow 45\text{cm} \leq h \leq 67.5\text{cm}$$

Soit : h=60cm.

b = b avant poteau $\Rightarrow b = 55\text{cm}$.

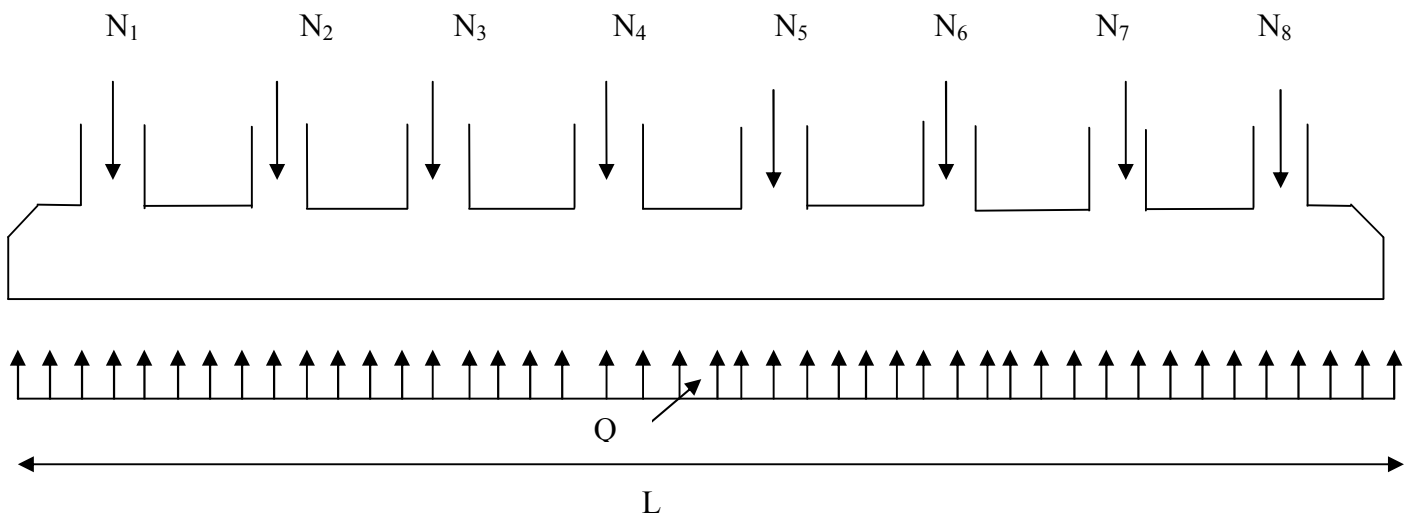
3- Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité :

Figure. VI. 4: Charges agissantes sur la poutre de rigidité.

$$Q = \frac{\sum N_i}{L} ; N_i = 9268.52\text{KN} \text{ et } L = 27.95\text{m.} \Rightarrow Q = 331.610\text{KN/ml.}$$

4- Calcul des sollicitations :**✓ Méthode de calcul :**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

Après calcul avec la méthode de Caquot on a trouvé les résultats suivant :

Tableau VI.1: sollicitations agissant sur la poutre de rigidité

Travées	L(m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	q(KN/ml)	M _t (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)
AB	3.70	1.555	567.467	331.610	307.406	-93.265	-455.812
BC	3.80	1.956	598.556	331.610	178.251	-455.812	-385.822
CD	4.05	2.051	679.904	331.610	311.609	-385.822	-350.992
DE	3.35	1.675	465.186	331.610	114.195	-350.992	-350.992
EF	4.05	1.999	679.904	331.610	311.609	-350.992	-385.822
FG	3.80	1.844	598.556	331.610	178.251	-385.822	-455.812
GH	3.70	2.145	567.467	331.610	307.406	-455.812	-93.265

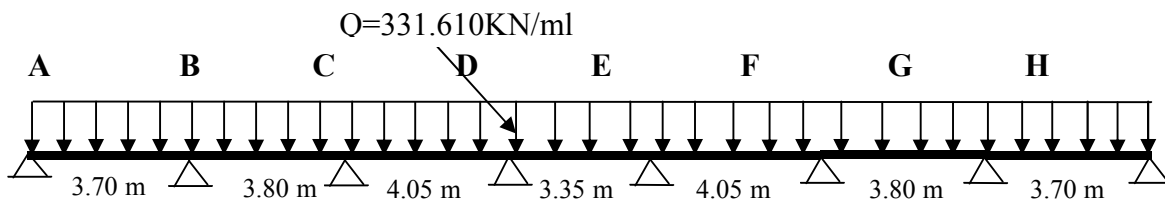


Figure III.8. Schéma statique de la poutre de rigidité.

5- Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) à la flexion simple. Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.2: ferrailage de la poutre de rigidité.

Travées	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t cal (cm ²)	A _a cal (cm ²)	A _t adopt (cm ²)	A _a adopt (cm ²)
AB	307.406	-93.265	20.25	5.189	6HA25=29.45	4HA14=6.16
BC	178.251	-455.812	11.746	16.69	4HA20=12.57	6HA25=29.45
CD	311.609	-385.822	12.26	14.6	4HA20=12.57	8HA16=16.08
DE	114.195	-350.992	6.11	13.52	4HA14=6.16	8HA16=16.08
EF	311.609	-350.992	12.26	13.52	4HA20=12.57	8HA16=16.08
FG	178.251	-385.822	11.746	14.6	4HA20=12.57	8HA16=16.08
GH	307.406	-455.812	20.25	16.69	6HA25=29.45	6HA25=29.45

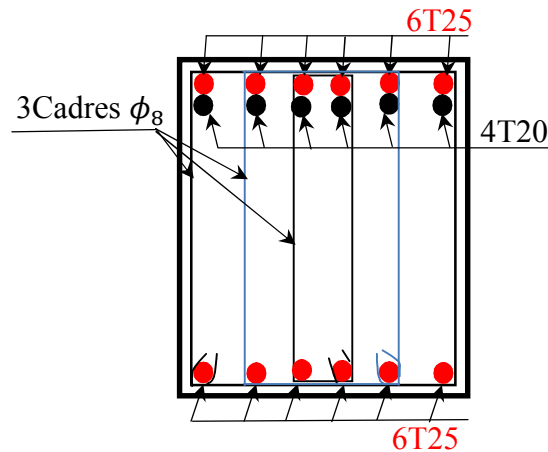


Figure VI.5: Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.

VI.5. Les longrines :

1- Définition :

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

2- Rôle des longrines :

Elles ont pour rôle de :

- porter les murs de façades ;
- limiter les dallages ;
- solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

3- Dimensions minimales de la section transversale des longrines :

$$b \times h = \begin{cases} 25 \times 30 : \text{Sites de catégorie S2 et S3.} \\ 30 \times 30 : \text{Site de catégorie S4.} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (Art 10.1.1.b).}$$

La hauteur *h* des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots [1] \text{ (Art IV.2.3).}$$

avec :

*L*_{max} : longueur maximale entre axes des longrines ; *L*_{max} = 4.05m.

$$\Rightarrow \frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \Rightarrow 27cm \leq h \leq 40.5cm \Rightarrow \text{Soit : } h = 35cm; b = 30cm.$$

Les dimensions adoptées pour les longrines sont : (*b* × *h*) = (30 × 35) cm².

4- Calcul des longrines

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$\frac{N}{\alpha} \geq 20KN.$$

avec :

N : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés (poteaux) :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considéré :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Site : S2} \\ \text{Zone : IIa} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha = 15.$$

5- Calcul des armatures :

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B.A.E.L91] :

5.1. Les armatures longitudinales(AI) : BAEL (Art. A.4. 5. 33)

$$A1 \geq (A_{(ELU)}; A_{(ELS)}).$$

Avec :

- $A_{(ELU)}$: section d'armatures calculée à l'état limite ultime : $A_{(ELU)} = \frac{F_{(ELU)}}{\sigma_{sol}}$

$$F_{(ELU)} = \frac{Nu_{max}}{\alpha}$$

avec: Nu_{max} : Effort normal dans le poteau le plus sollicité à l'ELU.

$\sigma_x = 348$ MPa : contrainte limite ultime de l'acier.

- $A_{(ELS)}$: section d'armatures calculée à l'état limite de service : $A_{(ELS)} = \frac{F_{(ELS)}}{\sigma_{sol}}$

$$F_{(ELS)} = \frac{NS_{max}}{\alpha}$$

avec: NS_{max} : Effort normal dans le poteau le plus sollicité à l'ELS.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 202 \text{MPa}$$

avec :

σ_s : Contrainte limite de service de l'acier.

➤ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{30 \times 58 \times 2.1}{400} = 9.14 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAEL (Art.A.4.2.1)}$$

➤ **Minimum d'armature exigé par le RPA :**

$$A_{min} = 0, 6 \% b.h = 0, 6\% (30 \times 35) = 6.3 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{RPA (Art.10.1.1.b)}$$

Donc : on adopte 6T12=6.78 cm².

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: Ferrailage longitudinal des longrines.

$N_{U \max}$ (KN)	$F_{(ELU)}$ (KN)	$A_{(ELU)}$ (cm ²)	$N_{S \max}$ (KN)	$F_{(ELS)}$ (KN)	$A_{(ELS)}$ (cm ²)	A_I (cm ²)	$A_{\min(B.A.E.L91)}$ (cm ²)	$A_{\min(RPA99)}$ (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
1892.11	126.14	3.62	1380.68	92.04	4.55	4.55	9.14	6.3	6HA12=6.78

5.2. Les armatures transversales (A_t) :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

Avec :

ϕ_l^{\min} : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\phi_l^{\min} = 10\text{mm}$).

$$\phi_t \leq \min\left(10; \frac{350}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(10; 10; 30) = 10\text{mm}.$$

$$\phi_t \leq 10\text{mm} \Rightarrow \phi_t = 8\text{mm}.$$

On choisit un cadre et un étrier Φ_8

Donc : On adoptera 2HA8 $\Rightarrow A_t = 1.01\text{cm}^2$.

6. Espacement (St):

$$St \leq \min\left(20c\text{ m}; \frac{h}{4}\right) \dots\dots\dots \text{RPA (Art.10.1.1.b)}$$

$$St \leq \min(20c\text{ m}; 15\text{ cm}) = \min(20\text{cm}; 15\text{cm}) = 15\text{cm}.$$

Soit : $St = 15\text{cm}$.

7- Schéma de ferrailage des longrines:

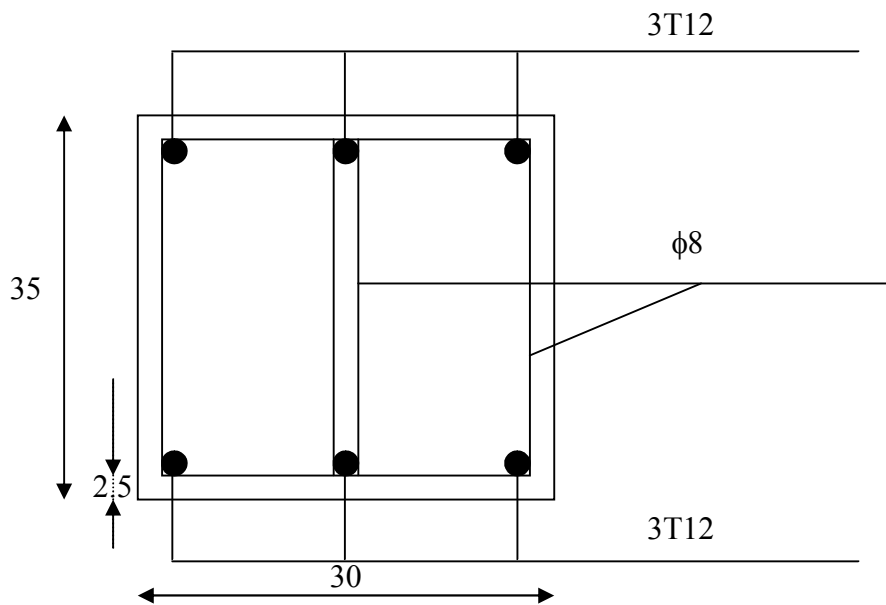


Fig.VI.6. Schéma de ferrailage des longrines

VI.6. Voiles périphériques

VI. Introduction

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h=5.95\text{m}$.
- Epaisseur : $e=20\text{cm}$.

Caractéristiques du sol

On suppose que :

- Poids spécifique : $\gamma = 18\text{KN/m}^3$
- angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$
- Cohésion : $C=0 \text{ KN/m}^2$

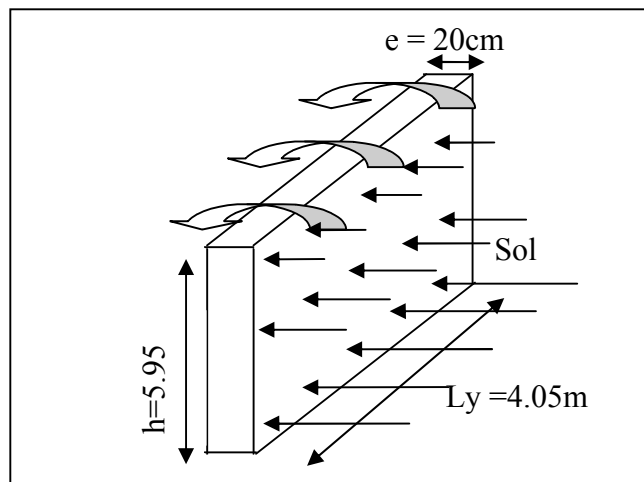


Figure VI.7 : Schéma du mur périphérique

Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2 .

Les Sollicitations

a) Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 18 \times 5.95 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 43.467 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 4.06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Ferrailage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Calcul à l'ELU

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 64.77 \text{ KN/m.}$$

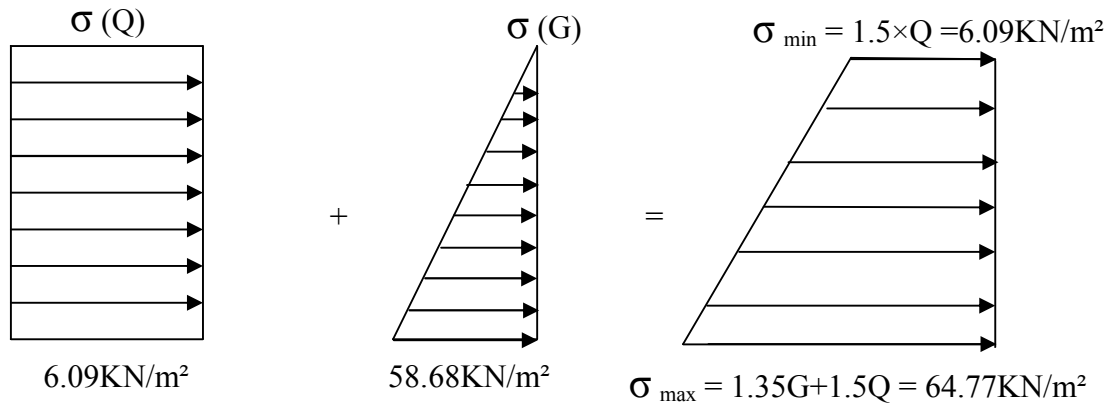


Figure. VI.8: Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 5.95\text{m}; \quad L_y = 4.05\text{m}; \quad e = 20\text{cm}; \quad b = 100\text{cm}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 50.1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 50.1 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.66 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0737 \\ \mu_y = 0.3753 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{ox} = 0.0737 \times 50.1 \times 5.95^2 = 130.719 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_{oy} = 0.3753 \times 130.719 = 49.058 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée** $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 111.11KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 41.70KN.m \end{cases}$
- **Moment en appui** $\begin{cases} M_t^x = 0.5 \times M_{ox} = -65.35KN.m \\ M_t^y = 0.5 \times M_{oy} = -24.52KN.m \end{cases}$
- **Condition de non fragilité :**

$\rho = 0.66 > 0.4$

$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \quad ; \quad \rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour } Fe 400$
 $A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.66) \times 100 \times 20 = 1.872c \text{ m}^2$
 $A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6c \text{ m}^2$
 $A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
 $A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M _t (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Choix
Travée	X-X	111.11	22.39	1.872	25.32	6T14+8T16
	Y-Y	41.70	7.44	1.6	9.24	6T14
Appui	X- Y	-65.35	12.10	1.872	12.32	8T14

Espacement des armatures : nous avons (F.N) donc :

Armatures // L_x : St ≤ min (2e, 25cm) =25cm

Soit : St=25cm

Armatures // L_y : St ≤ min (2e, 25cm) =25cm

Soit : St=25cm

Vérifications

A L'ELU:

Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa.$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{50.1 \times 5.95}{2} \times \frac{4.05^4}{5.95^4 + 4.05^4} = 26.34 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{50.1 \times 4.05}{2} \times \frac{5.95^4}{5.95^4 + 4.05^4} = 83.52 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{26.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.154 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_{uy} = \frac{83.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.49 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_{\max} = G + Q = 43.467 + 4.06 = 47.527 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 4.06 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 36.66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 36.66 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0792 \\ \mu_y = 0.5351 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe II).}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_{ox} = 0.0792 \times 36.66 \times 5.95^2 = 102.79 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \Rightarrow M_{oy} = 0.5351 \times 102.79 = 55. \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée** $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 74.26 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 46.75 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **Moments en appui** $\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -51.40 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -27.5 \text{ KN.m} \end{cases}$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	X-X	74.26	8.91	15	10.4345	201.633	Vérifiée
	Y-Y	46.75	13.06	15	202.067	201.633	Non vérifiée
Appui	X- Y	-51.40	12.13	15	127.848	201.633	Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS

Recalculé à L'ELS

$$A_{St} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}^{adm}}; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \quad \alpha \in [0,1]; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}^{adm}}.$$

Après le recalculé à l'ELS nous avons obtenues des résultats qui sont résumé dans le tableau qui suit :

Tableau VI.6. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_{SER} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	74.26	26.47	14HA16=28.15	12
	Selon y	46.75	16.66	10HA14=20.11	17
En appui	Selon x-y	-51.40	17.66	10HA14=20.11	17

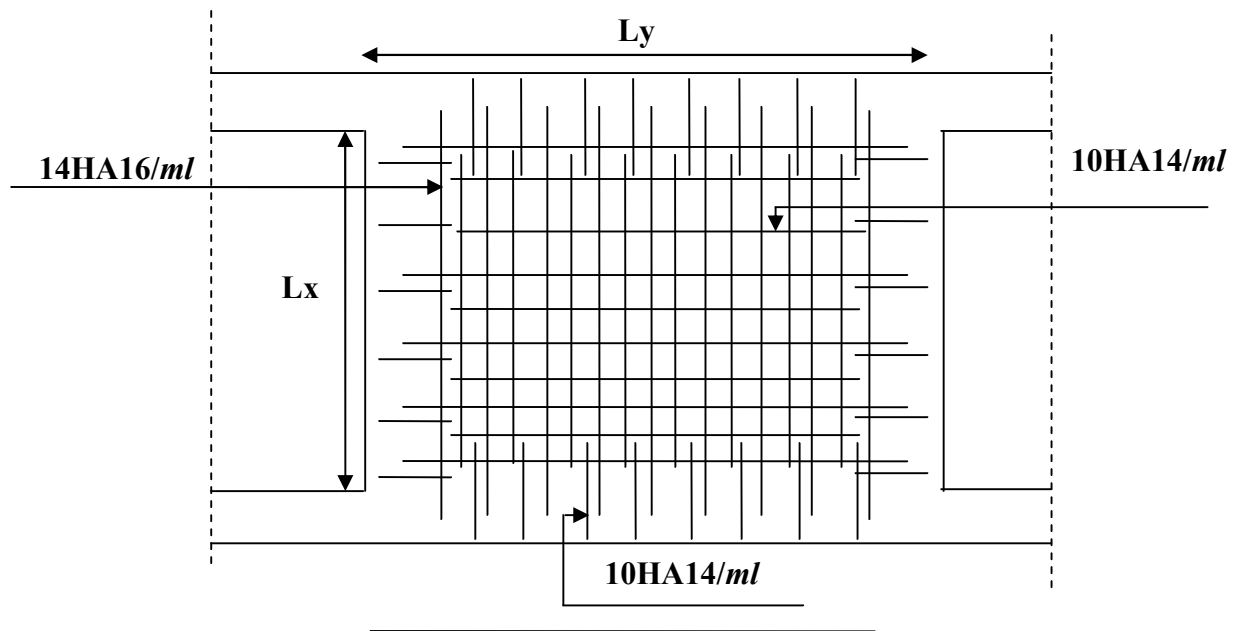


Figure.VI.10.schéma de ferrailage de voile périphérique

VI.7 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raisons dans le cas de. Nous avons adopté les semelles filantes

Conclusion

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation de logiciel SAP2000 V15 ; on peut noter les points suivants :

1. Le prédimensionnement des éléments structuraux est une étape primordiale à la modélisation ;
2. Les planchers ne sont pas obligatoirement des éléments non structuraux, mais sont conçus pour résister aux forces qui agissent dans leurs plans et les transmettre aux éléments de contreventement ;
3. Les éléments non structuraux sont calculés de façon à éviter les dommages et à assurer la sauvegarde de la plupart des équipements ;
4. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
5. La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes ;
6. Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux ;
7. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé ;
8. Les méthodes numériques pour l'étude dynamique utilisées par les logiciels de calcul de structure donnent des valeurs optimales des efforts par rapport à celles obtenues par la méthode statique équivalente proposée par le RPA 99 version 2003. C'est pourquoi, le RPA préconise que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V ;
9. La réussite de l'ouvrage relève de la réussite du projet de fondation ; Selon le type d'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage tel que route, tunnel, barrage, mur de soutènement.

Par ailleurs, ce projet a été précieux pour nous dans les débuts de notre carrière professionnelle à résoudre les problèmes quotidiens de calcul des structures. L'intérêt pour nous a été donc double, apprendre à appréhender les problèmes complexes de calcul de structure et faire les premiers pas pour la résolution des questions pratiques concrètes.

Bibliographie

The word "Bibliographie" is written in a bold, italicized, sans-serif font. The letters are filled with a yellow-to-brown gradient. Below the text is a stylized shadow effect consisting of several parallel, slightly curved lines that create a sense of depth and perspective, making the text appear to float above a surface.

BIBLIOGRAPHIE

- **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- **RPA99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- **Cour de béton armé** :3^{ème} année et master 1 Génie civil.
- Mémoires de fin d'étude d'un bâtiment (R+8+sous sol+galerie commerciale) à usage multiple (habitation, commerce et service) contreventé par un système mixte (Voiles-Portiques).

Présenté par: **M^{er} : IDIR Ouahid et M^{er} : MENASRI Lounes.**

Annexes

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	E.I.U $\nu = 0$		E.I.S $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Symboles et notation

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

G : Action permanente.

H : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

Symboles et notation

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

X , Y et Z : Coordonnées en général.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

Symboles et notation

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poison

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.