



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme MASTER 2 en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7+Entresol) à usage d'habitation contreventé par
un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^r Boukelal
M^r Boufous

Foudil
Yacine

Promotrice :

M^{me} Souidi .F

Promotion 2013-2014

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous rendons louange à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli.

Comme nous tenons à adresser nos vifs remerciements à :

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

A M^{me} Souidi : Notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

A tous nos amis.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Foudil & Yacine

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A la mémoire de mon très cher grand-père.

A mes très chers parents.

A mon très cher frère Abdel Malek,

A ma très chère sœur Ikrame.

A toute la famille BOUKELAL.

A toute la famille HAMLAOUI.

A tous mes amis sans exception.

A mon binôme Yacine ainsi que toute sa famille.

Mes dédicaces vont également à la promotion de GENIE CIVIL 2013/2014.

M. Boukélal Foudil

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en premier lieu à la mémoire de mon grand-père défunt cette année, à mes parents, ma famille, et à mes deux petits neveux, Anaïs et Babi.

À mes amis, et à tous ceux qui me connaissent de près ou de Loin.

M. Boufous Yacine.

Table de Matières

Introduction Générale

Chapitre 1 Généralités

1.1 Introduction -----	1
1.2 Présentation de l'ouvrage -----	1
1.3 Implantation de l'ouvrage-----	1
1.4 Caractéristiques de l'ouvrage-----	1
1.5 Définitions des éléments de l'ouvrage -----	2
1.6. Règlement et normes utilisés -----	3
1.7 Etats limites -----	3
1.8 Actions et sollicitations -----	4
1.9 Caractéristiques des matériaux -----	6
1.10 CONCLUSION -----	14

Chapitre 2 Pré-dimensionnement Des éléments

2.1 Introduction -----	15
2.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires-----	15
2.3. Evaluations des charges et surcharges-----	28
2.4 Descente de charges -----	32
2.5 Vérifications du poteau le plus sollicité (poteau D-3) -----	35
2.6 Conclusion -----	39

Chapitre 3 Etude Des éléments Secondaires

3.1 INTRODUCTION -----	40
3.2. Etude du plancher -----	40
3.3. Etude de Dalles pleines-----	70
3.4. Etude de L'Acrotère -----	79
3.5. Etude de l'ascenseur -----	87
3.6. Etude des escaliers -----	97
3.7. Conclusion -----	116

Table de Matières

Chapitre 4 Etude Dynamique

4.1.	Introduction-----	117
4.2.	Choix de la méthode de calcul : -----	117
4.3.	Disposition des voiles : -----	122
4.4.	Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique : -----	123
4.5.	Conclusion-----	129

Chapitre 5 Etude Des éléments Structuraux

5.1.	Introduction-----	130
5.2.	Etude des poteaux -----	130
5.3.	Etude des poutres -----	141
5.4.	Etude des voiles-----	151
5.5.	Conclusions-----	162

Chapitre 6 Etude De L'infrastructure

6.1.	Introduction-----	163
6.2.	Choix de type de fondations -----	163
6.3.	Voile périphérique-----	180
6.4.	Conclusion-----	185

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Table des Figures

Figure 1.1	<i>Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton</i>	7
Figure 1.2	<i>Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression - flexion)</i>	9
Figure 1.3	<i>Diagramme des contraintes déformations du béton</i>	10
Figure 1.4	<i>Diagramme des déformations limites (ELU)</i>	11
Figure 1.5	<i>Diagramme contrainte déformation de l'acier</i>	13
Figure 2.1	<i>Coupe transversal d'un plancher a corps creux</i>	15
Figure 2.2	<i>Dispositions des poutrelles</i>	16
Figure 2.3	<i>Coupe transversal d'une poutrelle</i>	17
Figure 2.4	<i>Dalle sur 4 appuis</i>	18
Figure 2.5	<i>Dalle sur 4 appuis</i>	19
Figure 2.6	<i>Hauteur libre d'étage</i>	21
Figure 2.7	<i>Vue en coupe du voile</i>	22
Figure 2.8	<i>Terminologie d'escalier</i>	24
Figure 2.9	<i>Escalier a trois volées.</i>	24
Figure 2.10	<i>Vue en plan et schéma statique d'escaliers a trois volées</i>	25
Figure 2.11	<i>Schéma statique de la 1^{ère} et 3^{ème} volée</i>	25
Figure 2.12	<i>Schéma statique de la 2^{ème} volée</i>	26
Figure 2.13	<i>Dimension de l'acrotère.</i>	27
Figure 2.14	<i>Dimension de l'ascenseur.</i>	28
Figure 2.15	<i>Surface afférente du poteau D4</i>	32
Figure 2.16	<i>Surface afférente du poteau D-4</i>	32
Figure 2.17	<i>Surface afférente du poteau D-3</i>	34
Figure 2.18	<i>Surface afférente du poteau D-3</i>	34
Figure 3.1	<i>Schéma statique de la poutrelle type 3</i>	45
Figure 3.2	<i>Schéma statique de la poutrelle type 1</i>	48
Figure 3.3	<i>Schéma statique de la poutrelle en T</i>	55
Figure 3.4	<i>Schéma de ferrailage de la dalle de compression.</i>	69
Figure 3.5	<i>Balcon sur 4 appuis.</i>	70
Figure 3.6	<i>Schéma statique tu balcon</i>	70
Figure 3.7	<i>Schéma de ferrailage du balcon</i>	73
Figure 3.8	<i>Dalle sur quatre appuis type (parking).</i>	73
Figure 3.9	<i>Coupe en travée</i>	78
Figure 3.10	<i>Schéma de ferrailage de la dalle de compression</i>	78
Figure 3.11	<i>Coupe transversale de l'acrotère.</i>	79
Figure 3.12	<i>Schéma de ferrailage de l'acrotère.</i>	86
Figure 3.13	<i>Cage d'ascenseur</i>	87
Figure 3.14	<i>Schéma représentant la surface d'impact.</i>	91
Figure 3.15	<i>Schéma de ferrailage de la dalle</i>	96
Figure 3.16	<i>Coupe de la volée I</i>	97
Figure 3.17	<i>Schéma statique de la volée I</i>	97
Figure 3.18	<i>schéma de ferrailage de l'escalier</i>	101
Figure 3.19	<i>Coupe de la volée II</i>	101
Figure 3.20	<i>Schéma statique de la volée II</i>	101
Figure 3.21	<i>Schéma de ferrailage de l'escalier</i>	103
Figure 3.22	<i>Coupe de la volée3</i>	104

Table des Figures

Figure 3.23	Schéma statique de la volée 3-----	104
Figure 3.24	Schéma de ferrailage de l'escalier-----	107
Figure 3.25	Schéma de ferrailage de la poutre brisé.-----	111
Figure 3.26	Schéma de ferrailage de la poutre de chinage.-----	116
Figure 4.1	Spectre de calcul-----	121
Figure 4.2	disposition des voiles-----	122
Figure 4.3	Mode de déformation (1).-----	124
Figure 4.4	Mode de déformation (2).-----	124
Figure 4.5	Mode de déformation (3).-----	125
Figure 5.1	Zone nodale.-----	131
Figure 5.2	Section d'un poteau-----	137
Figure 5.3	disposition des armatures des poteaux-----	139
Figure 5.4	schéma de ferrailage poteau 50x45-----	140
Figure 5.5	schéma de ferrailage poteau 45x45-----	140
Figure 5.7	schéma de ferrailage poteau 40x40-----	140
Figure 5.6	schéma de ferrailage poteau 45x40-----	140
Figure 5.8	schéma de ferrailage poteau 40x35-----	140
Figure 5.9	schéma de ferrailage des poutres principales RDC-----	147
Figure 5.10	schéma de ferrailage des poutres secondaires RDC-----	147
Figure 5.11	schéma de ferrailage des poutres principales étage courant-----	147
Figure 5.12	schéma de ferrailage des poutres secondaires étage courant-----	148
Figure 5.13	schéma de ferrailage des poutres principales terrasse inaccessible-----	148
Figure 5.14	schéma de ferrailage des poutres secondaires terrasse inaccessible-----	148
Figure 5.15	Zone nodale-----	149
Figure 5.16	Schéma de ferrailage de voile V_{x3} -----	162
Figure 6.1	Vue en plan de la semelle.-----	164
Figure 6.2	Coupe P-P'.-----	164
Figure 6.3	Schéma de la semelle filante.-----	165
Figure 6.4	Dimensions du radier.-----	166
Figure 6.5	Zone de contact poteau-radier-----	168
Figure 6.6	Panneau de dalle.-----	171
Figure 6.7	Schéma de ferrailage du radier.-----	174
Figure 6.9	Schéma statique de la nervure dans le sens Y-Y.-----	176
Figure 6.10	Schéma illustratif de la nervure-----	177
Figure 6.11	Schéma de ferrailage des nervures sens X-X-----	179
Figure 6.12	Schéma de ferrailage des nervures sens Y-Y-----	180
Figure 6.13	Répartition des contraintes sur le voile périphérique-----	182
Figure 6.14	Schéma de ferrailage du voile périphérique-----	183

Table des Tableaux

Tableau 1.1	f_e en fonction du type d'acier. -----	13
Tableau 2.1	Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment -----	27
Tableau 2.2	Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible -----	28
Tableau 2.3	Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible -----	29
Tableau 2.4	Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant -----	29
Tableau 2.5	Évaluation des charges sur les balcons -----	30
Tableau 2.6	Évaluation des charges sur le parking -----	30
Tableau 2.7	Evaluation des charges dans les murs extérieurs. -----	30
Tableau 2.8	Évaluation des charges du palier. -----	31
Tableau 2.9	Évaluation des charges de la volée -----	31
Tableau 2.10	Efforts normaux sur le poteau choisi à différents niveaux -----	33
Tableau 2.11	Efforts normaux sur le poteau choisi à différents niveaux -----	35
Tableau 2.12	Efforts normaux sur le poteau choisi à différents niveaux -----	36
Tableau 2.13	Résultats des vérifications au flambement -----	38
Tableau 3.1	Les différents Types de poutrelles -----	43
Tableau 3.2	Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	
	Calcul des sollicitations -----	44
Tableau 3.3	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales. -----	53
Tableau 3.4	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales. -----	53
Tableau 3.5	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales. -----	54
Tableau 3.6	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales -----	54
Tableau 3.7	Calcul de ferrailage des planchers -----	59
Tableau 3.8	Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant -----	62
Tableau 3.9	Vérification des contraintes à l'E.L.S -----	63
Tableau 3.10	Vérification de la flèche -----	67
Tableau 3.11	Schéma de ferrailage des poutrelles -----	68
Tableau 3.12	Résultats de ferrailage du 1er type de dalle. -----	71
Tableau 3.13	Ferrailage de la dalle sur 04 appuis. -----	74
Tableau 3.14	La vérification de la condition de non fragilité -----	75
Tableau 3.15	Les vérifications des contraintes dans le béton. -----	76
Tableau 3.16	Evaluation des charges verticales sur l'acrotère. -----	79
Tableau 3.17	Combinaison d'action de l'acrotère. -----	80
Tableau 3.18	Résultats de calcul des armatures longitudinales -----	88
Tableau 3.19	Résultats de calcul des contraintes -----	90
Tableau 3.20	Résultats de calcul des armatures longitudinales -----	93
Tableau 3.21	Résultats de calcul des contraintes de béton -----	96
Tableau 3.22	Vérification des contraintes à l'ELS -----	99
Tableau 3.23	Calcul de la flèche -----	100
Tableau 3.24	Vérification des contraintes à l'ELS -----	103
Tableau 3.25	Vérification des contraintes à l'ELS -----	106
Tableau 3.26	Calcul de la flèche -----	107
Tableau 3.27	Les sollicitations dans la poutre -----	108
Tableau 3.28	Le ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple. -----	109
Tableau 3.29	Les sollicitations dans la poutre -----	113
Tableau 3.30	Le ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple. -----	113
Tableau 4.1	Pourcentage de l'amortissement critique ξ (%) -----	118

Table des Tableaux

Tableau 4.2	<i>Critère de qualité Q</i>	120
Tableau 4.3	<i>Périodes de vibrations et participations des masses.</i>	123
Tableau 4.4	<i>Vérification de l'effort normal réduit.</i>	125
Tableau 4.5	<i>Interaction sous charges horizontales</i>	126
Tableau 4.6	<i>Interaction sous charges verticales.</i>	126
Tableau 4.7	<i>Vérification de la résultante des forces sismiques.</i>	127
Tableau 4.8	<i>Vérification des déplacements relatifs.</i>	127
Tableau 4.9	<i>Vérification de l'effet $P-\Delta$</i>	128
Tableau 5.1	<i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.</i>	132
Tableau 5.2	<i>Sollicitations dans les poteaux</i>	133
Tableau 5.3	<i>Armatures longitudinales dans les poteaux</i>	134
Tableau 5.4	<i>Armatures transversales dans les poteaux</i>	134
Tableau 5.5	<i>Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum</i>	136
Tableau 5.6	<i>Vérification des contraintes dans le béton</i>	137
Tableau 5.7	<i>Vérification des sollicitations tangentes</i>	138
Tableau 5.8	<i>Ferraillages des poutres.</i>	142
Tableau 5.9	<i>Vérification de l'effort tranchant</i>	144
Tableau 5.10	<i>Vérification de la contrainte limite de béton</i>	146
Tableau 5.11	<i>Les moments résistants dans les poteaux</i>	149
Tableau 5.12	<i>Les moments résistants dans les poteaux</i>	149
Tableau 5.13	<i>Moments résistants dans les poutres.</i>	150
Tableau 5.14	<i>Vérification des zones nodales</i>	150
Tableau 5.15	<i>Sollicitations de calcul dans le voile $VX1$</i>	153
Tableau 5.16	<i>Sollicitations de calcul dans le voile $Vx2$</i>	154
Tableau 5.17	<i>Sollicitations de calcul dans le voile $Vx3$</i>	154
Tableau 5.18	<i>Sollicitations de calcul dans le voile $Vy1$</i>	154
Tableau 5.19	<i>Sollicitations de calcul dans le voile $Vy2$</i>	155
Tableau 5.20	<i>Sollicitations de calcul dans le voile $Vy3$</i>	155
Tableau 5.21	<i>Ferraillage du voile $Vx1$</i>	156
Tableau 5.22	<i>Ferraillage du voile $Vx2$</i>	157
Tableau 5.23	<i>Ferraillage du voile $Vx3$</i>	158
Tableau 5.24	<i>Ferraillage du voile $Vy1$</i>	159
Tableau 5.25	<i>Ferraillage du voile $Vy2$</i>	160
Tableau 5.26	<i>Ferraillage du voile $Vy3$</i>	161
Tableau 6.1	<i>Ferraillage de la dalle pleine sur 4 appuis</i>	172
Tableau 6.2	<i>Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier</i>	173
Tableau 6.3	<i>Ferraillage de la dalle</i>	174
Tableau 6.4	<i>Sollicitations maximales sur la nervure dans le sens $X-X$.</i>	176
Tableau 6.5	<i>Sollicitations maximales sur la nervure dans le sens $Y-Y$.</i>	176
Tableau 6.6	<i>Ferraillage des nervures</i>	177
Tableau 6.7	<i>Ferraillage du voile</i>	183
Tableau 6.8	<i>Vérification des contraintes.</i>	184

Notations

1. Majuscules Romaines

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_s	: Module de Young de l'acier
E_{ij}	: Module de Young instantané à l'âge de j jours
E_{vj}	: Module de Young diffère à l'âge de j jours
F	: Force ou action en général
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service
N_u	: Effort normal de calcul ultime
P	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
a	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d_0)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g	: Charge permanente unitaire
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre
j	: Nombre de jours de maturité du béton
L	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	: Longueur de flambement.
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
q	: Charge permanente unitaire.

Notations

S_t	: Espacement des armatures transversales.
y_1	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou z_b)	: Bras de levier du couple de flexion.
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>).
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
ε_{bcmax}	: Déformations maximale du béton comprime (<i>epsilon</i>).
ε_{st}	: Déformations des armatures tendues.
ε_{sc}	: Déformations des armatures comprimées.
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>).
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU.
ν	: Coefficient de poisson (<i>nu</i>).
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>).
σ	: Contrainte normale (<i>sigma</i>).
σ_{bc}	: Contrainte maximale du béton comprime.
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	: Contrainte tangente (<i>tau</i>).
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	: Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ	: Coefficient de fluage (<i>phi</i>).
Φ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	: Diamètre d'une armature transversale.
ψ_s	: Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>).

Introduction Générale

Les tremblements de terre sont des phénomènes irréversibles qui provoquent des catastrophes naturelles parmi les plus imprévisibles et inévitables, auxquels sont soumis les populations et les biens. Ils prélèvent chaque année leur lût de victimes et font régresser économiquement les régions touchées.

Le risque sismique dépend d'une part de la probabilité d'occurrence du séisme, donc de l'aléa sismique et, d'autre part de la vulnérabilité des constructions existantes.

Ces tremblements de terre se sont toujours produits, il se produira d'autre à l'avenir.

Faute de pouvoir les éviter, on doit chercher à limiter leurs dommages par des mesures de prévention.

Dans la majorité des cas, l'ampleur des dommages est imputable à des choix conceptuels inadéquats à tous les niveaux ou à une négligence dans la réalisation et son contrôle.

Les dommages causés par les séismes pourraient être réduits si certaines règles adoptées globalement sont respectées, telles qu'un dimensionnement adéquat, une bonne conception en général. Enfin, d'une mise en œuvre exécutée dans les règles de l'art.

La prévention du risque sismique doit constituer une préoccupation à tous les stades d'un projet de réalisation. C'est dans cette optique que notre projet est conçu.

Le projet qui nous a été confié par la société civile professionnelle d'architecture Synapse Architectes, porte sur l'étude d'un bâtiment (R+7+ entresol), Il est destiné à usage d'habitation. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques). Ce travail est structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré-dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du *RPA99addenda2003*. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel Robot Analysis Professional. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Tous les calculs ont été menés en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *CBA93*, *BAEL91*, *RPA99 version 2003* et les différents *DTR*.

Chapitre 1

Généralités

1.1 Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est l'objet de ce premier chapitre.

1.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage de notre étude est un immeuble en R+7 plus 2 entre sols. Cette structure est destinée à usage d'habitation, est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe **2B**, ayant une importance moyenne.

1.3 Implantation de l'ouvrage

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia, qui est classée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa** (zone moyenne sismicité).

Le projet est situé au lieu-dit Ain Boukhilil, sur la route touristique de Gouraya, dans la ville de Bejaia. Ces limites sont les suivantes :

- Au nord-est par un chemin communal
- Au sud-ouest par surplus de terrain
- Au nord-ouest par un passage commun
- Au nord-sud-est par des habitations.

1.4 Caractéristiques de l'ouvrage

1.4.1 Caractéristiques géométriques

- Longueur du bâtiment : **$L_x = 17,55\text{m}$** .
- largeur du bâtiment : **$L_y = 22,84\text{m}$** .
- Hauteur totale du bâtiment : **$32,29\text{m}$** .
- Hauteur des entre sols : **$6,12\text{m}$** .
- Hauteur du RDC : **$3,40\text{m}$** .
- Hauteur des étages courants : **3.06m** .

1.5 Définitions des éléments de l'ouvrage

1.5.1 Choix de l'ossature

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal. Le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc impératif d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

1.5.2 Les planchers

Le plancher est un diaphragme horizontal rigide qui assure la transmission des forces agissant dans son plan.

Pour notre structure nous avons opté pour des dalles en corps creux et des dalles pleines pour le parking (entre sol 1) et les balcons situés en décrochement.

Le choix du plancher corps creux s'est fait pour des raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie dans le cout de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).
- Assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.
- Charge d'exploitation modérée $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

1.5.3 Escalier

Les escaliers permettent le passage d'un niveau à l'autre. Ils peuvent être constitué d'une volée ou plus avec ou sans des paliers intermédiaires. Escalier a cartier tournant

1.5.4 Balcons

Les balcons sont réalisés en dalles pleines

1.5.6 Acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton qui va servir comme garde-corps et pour l'accrochage des échafaudages mobiles lors des travaux d'entretien.

1.5.7 Maçonnerie

Les murs extérieurs : Ils sont en double cloison en brique de 10 cm d'épaisseur séparé par une lame d'air de 10 cm ce qui fait une épaisseur de cloison de 30 cm.

Les murs de séparations intérieurs : Ils sont réalisés en cloison de brique creuse de 10 cm.

1.5.8 Revêtement

Ils sont réalisés :

- En carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

1.5.9 Système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

1.5.10 Eléments composant l'infrastructure

Le choix du type de fondations est en fonction de l'importance de l'ouvrage, des surcharges qu'il reprend et de la nature du sol, (contrainte admissible).

1.5.11 Mur de soutènement

Il est en béton armé et vu sa hauteur importante il doit être muni de raidisseur.

1.6. Règlement et normes utilisés

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- RPA 99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA 93.
- DTR B.C.2.2.

1.7 Etats limites

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de son dépassement.

1.7.1. États limites ultimes (ELU)

Au-delà de l'état limite ultime la résistance des matériaux et des aciers sont atteints. La sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

1.7.2 Etats limites de service (ELS)

C'est l'état qui définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

On distingue :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

1.8 Actions et sollicitations

1.8.1 Les actions

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc...), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc...). Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'actions intervenant dans le calcul.

▪ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

▪ Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement, on peut citer :

- Les chocs, Les séismes, Les explosions et Les feux.

1.8.2 Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions des coefficients de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a- Combinaison d'actions à l'ELU

- **Situation durable ou transitoire**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

- **Situations accidentelles**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b- Combinaison d'action à l'E L S

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c- Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{ll} \text{Situations durables} & \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right. \\ \text{Situations- accidentelles} & \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right. \end{array}$$

1.9 Caractéristiques des matériaux**1.9.1 Le béton**

Le béton est un matériau composite homogène constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. A ces composants s'ajoutent des adjuvants qui améliorent sensiblement les performances du matériau. Des éléments encore plus fins sont aussi introduits pour améliorer la compacité des bétons.

1.9.1.1 Les constituants du béton**▪ Le ciment**

C'est le liant du béton. Il résulte du broyage et de l'homogénéisation de divers constituants dont le plus spécifique est le clinker. Le choix du ciment pour un ouvrage est fonction de la résistance mécanique recherchée.

▪ Les granulats

Ils sont constitués de différents grains minéraux, naturels ou artificiels, dont les caractéristiques influent sur la qualité des bétons, ils représentent le 2/3 du volume du béton.

▪ L'eau de gâchage

L'eau doit être propre et ne doit pas contenir d'impuretés nuisibles (matière organique, alcalis). Elle est nécessaire à l'hydratation du ciment. Elle facilite aussi la mise en œuvre du béton ou du mortier. Un excès d'eau diminue la résistance et la durabilité du béton.

▪ Les adjuvants

Ce sont des produits dont l'incorporation à faibles doses, au moment du malaxage ou avant la mise en œuvre, modifie certaines propriétés du béton, mortier ou coulis, à l'état frais ou durci. Ils permettent de jouer sur les performances du béton en améliorant les conditions de sa mise en œuvre, sa résistance ou sa durabilité.

1.9.1.2 Résistance caractéristique du béton

▪ Résistance à la compression f_{cj}

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression estimé en MPa . Cette résistance est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Ces valeurs sont définies par les formules suivantes :

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \quad (CBA 93 \text{ art :A.2.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \quad (BAEL) \end{cases}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \quad (CBA 93 \text{ art :A.2.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \quad (BAEL) \end{cases}$$

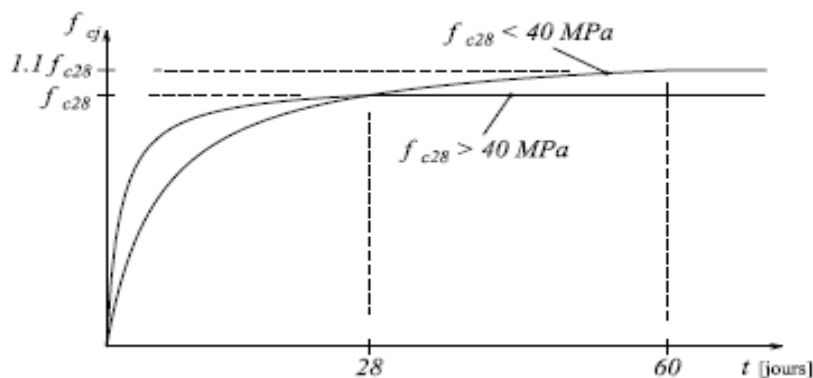


Figure 1.1 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

▪ Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie selon le BAEL91 (art : A.2.1.1.2) par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour notre cas : $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa, $f_{t28} = 2,1$ MPa.

▪ Module de déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

Le module de déformation longitudinale instantané

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

$$(f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \quad \text{d'où : } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

Le module de déformation longitudinale différé

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a :

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

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa.}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

▪ Module de déformation transversale du béton : il est donné par

l'expression
$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)}$$

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

1.9.1.3 Les contraintes limites du béton

▪ La contrainte de compression à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 (Art A. 4. 3. 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{Pour une situation courante.} \end{cases}$$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est $> 24h$.

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $< 1h$.

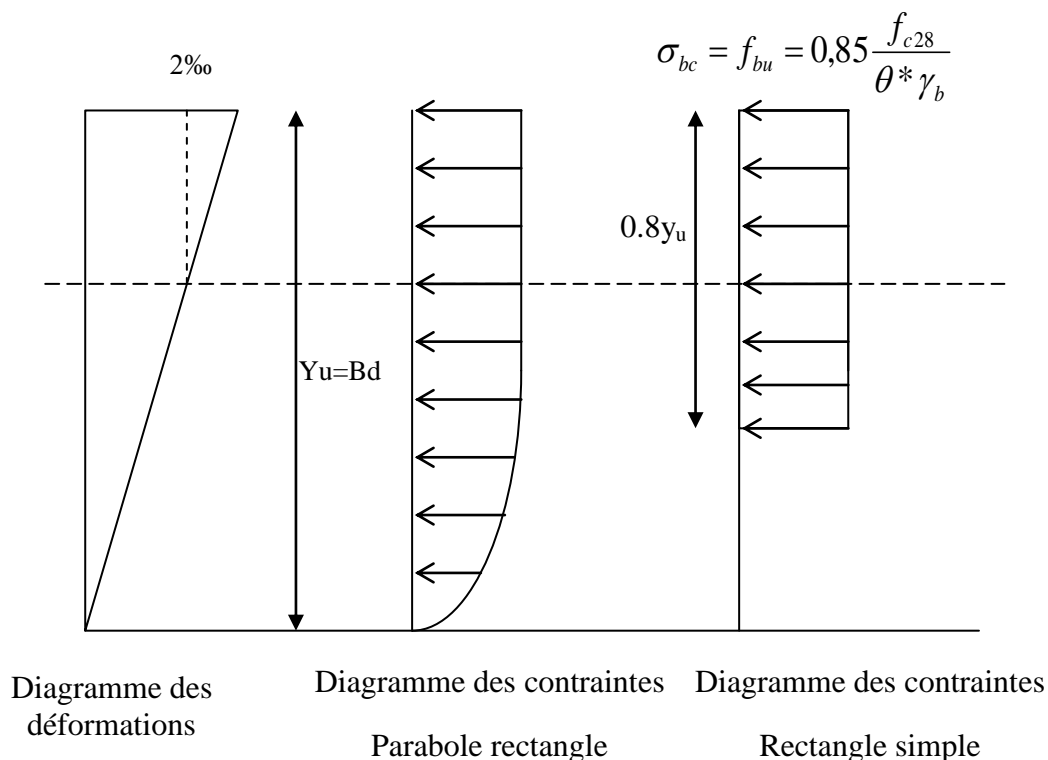


Figure 1.2 Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression - flexion)

▪ La contrainte de compression à l'ELS

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{BAEL91 (Art A.4.5.2).}$$

Dans notre cas $f_{c28}=25\text{MPa}$.

Ce qui donne : $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$.

▪ Contrainte ultime de cisaillement du béton

$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

▪ Diagramme contrainte déformation

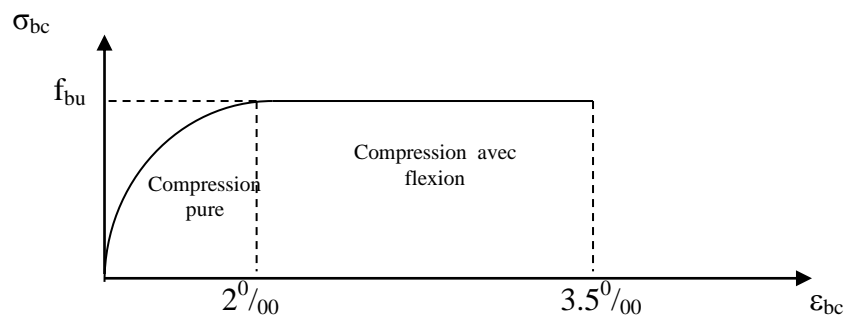


Figure 1. 3 Diagramme des contraintes déformations du

Le diagramme parabole rectangle (Figure I.4) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0.25.f_{bc}.10^3 . \epsilon_{bc} (4-10^3 . \epsilon_{bc})$$

$$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bu} \text{ tel que : } f_{bc} = f_{bu} = 0.85.f_{c28} / \theta * \gamma_b$$

1.9.1.4 Hypothèses de calcul

Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

Calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée.}$$

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

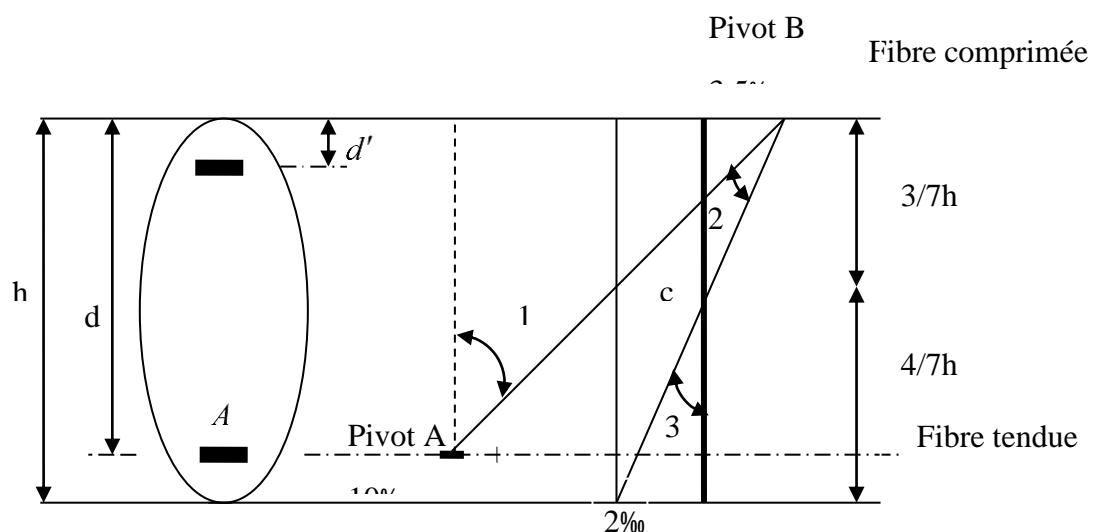


Figure 1.4 Diagramme des déformations limites (ELU)

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à 3/7h de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- $E_{vj} = 10818,865$ Mpa.
- $E_{ij} = 32164,20$ Mpa.
- $f_e = 400$ MPa.

1.9.2 L'acier

Le matériau acier est un alliage de minerai Fer et de Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par sa limite élastique et son module d'élasticité, on distingue :

Ronds lisses (R.L)

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

Les aciers à haute adhérence (HA)

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Treillis soudés

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

▪ **Résistance caractéristique de l'acier**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

1.9.2.1 Principales armatures utilisés

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

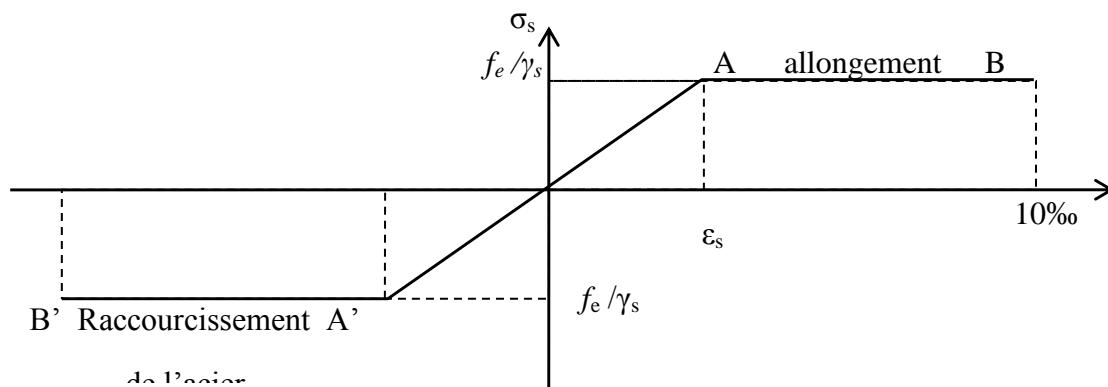
Tableau 1.1 f_e en fonction du type d'acier.

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

- **Contrainte limite**

Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

**Figure 1.5** Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} .$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{cases}$$

Etat limite de service

Nous distinguons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1,65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

1.10 CONCLUSION

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400MPa de résistance à la traction.

Chapitre 2 Pré- dimensionnement Des éléments

2.1 Introduction

Le pré dimensionnement consiste en l'estimation des dimensions des différents éléments de la structure en tenant compte du RPA99/2003 ainsi que des règles de calcul des structures en béton armé le CBA93. Il se fait selon les règles parasismiques Algériennes et les normes techniques assurant la condition de la flèche et de résistance.

2.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires

2.2.1 Planchers a corps creux

Définition

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leurs permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, les planchers isolent du point de vu thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies. Les planchers nécessitent un dimensionnement judicieux basé sur un certain nombre de critères, parmi lesquels on citera le plus important qui est celui de la flèche.

Pré dimensionnement :

(Selon **CBA93**. Article : **B-6-8-4, 2-4**).

Les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment sont composés de poutrelles hourdis et une dalle de compression.

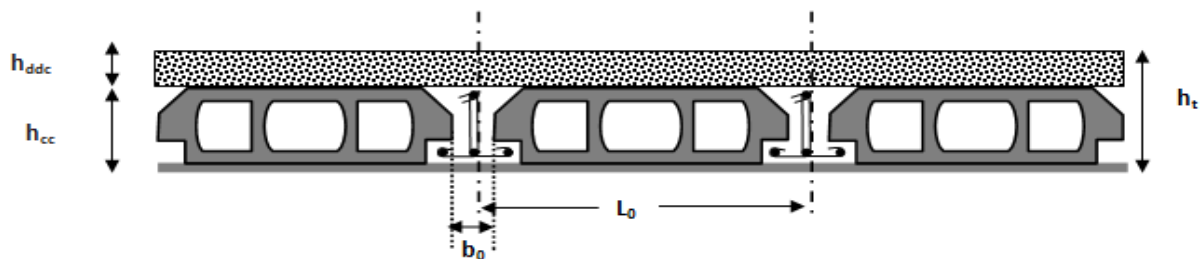


Figure 2.1 coupe transversal d'un plancher a corps creux

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'hourdis.

$h_t = h_0 + h$: hauteur totale du plancher (dalle de compression + entrevous)

b : distance entre axes des poutrelles.

La hauteur totale du plancher h_t doit vérifier la condition suivante :

Dans notre projet : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$ $L_{\max} = 440 \text{ cm}$ ce qui donne : $h_t \geq 19.55 \text{ cm}$.

Donc on opte : $h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

a) Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles doit répondre à deux critères qui sont :

- Critère de la plus petite portée.
- Critère de continuité.

Pour ce qui est dans notre cas, la disposition des poutrelles s'est faite en respectant le critère de la plus petite portée.

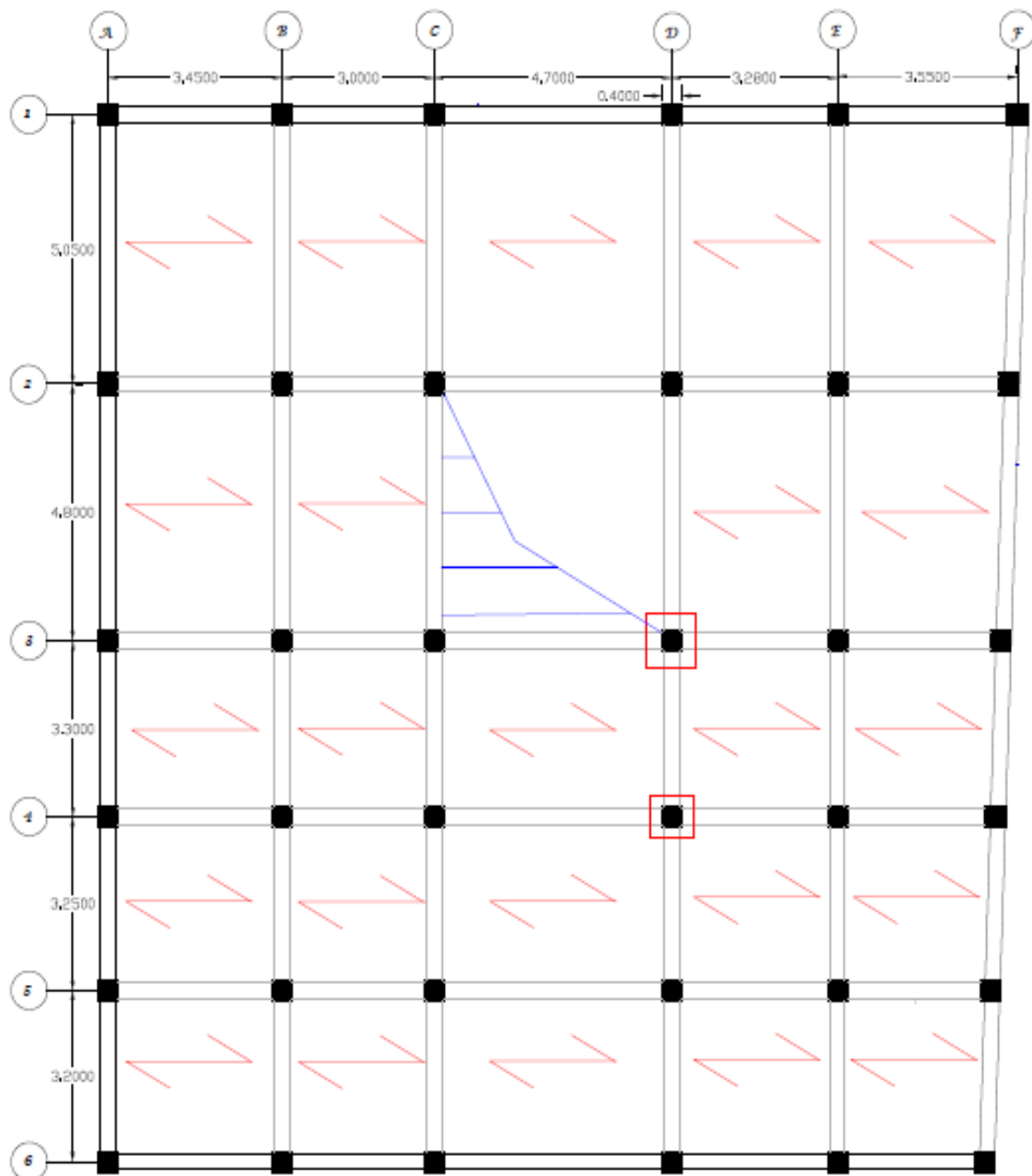


Figure 2.2 dispositions des poutrelles

b) Dimensionnement des poutrelles

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) * 20 \text{ cm}$$

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

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{Où :}$$

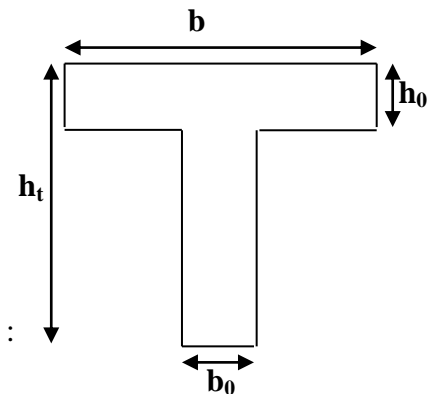


Figure 2.3 coupe transversal d'une poutrelle

L_x : Est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L_x .

Dans notre projet, on a : $L_x = 55$ cm et $L_y = 440$ cm

$$\text{Donc on aura : } \left(\frac{b - 10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{440}{10} \right) = \min(27,5; 44)$$

Ce qui donne : **$b \leq 65,00$ cm.**

On opte pour : **$b = 65$ cm**

2.2.2 Pré dimensionnement des dalles pleines

L'épaisseur des dalles est déterminée par les conditions suivantes :

- **Condition d'isolation acoustique**

La loi de masse déterminant un bon confort acoustique exige une épaisseur "e" selon la nature des bruits :

-Contre les bruits aériens : $M_{\text{plancher}} \geq 400 \text{ Kg /m}^2 \Rightarrow 2500 \times e \geq 400 \text{ kg/m}^2$
 $e \Rightarrow 16 \text{ cm.}$

-Contre les bruits d'impacts : $M_{\text{plancher}} \geq 350 \text{ Kg /m}^2 \Rightarrow 2500 \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2$
 $e \Rightarrow 14 \text{ cm.}$

- **Condition de sécurité contre l'incendie**

Soit 7 cm pour une heure de coupe-feu et 11 cm pour 2 heures de coupe-feu et de 17.5cm pour 4 heures de coupe-feu.

- **Condition de résistance à la flexion**

Si L_x est la plus petite dimension de la dalle, "e" devra respecter les conditions suivantes selon les cas :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ dalle reposant sur 2 cotés
- $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ dalle reposant sur 3 ou 4 cotés

Dans notre cas toutes les dalles reposent sur 3 ou 4 cotés. En considérant la dalle dont les dimensions entre nues sont les plus grandes, nous obtenons :

$$L = 4.7 \text{ m} \Rightarrow L/45 \leq e \leq L/40 \\ \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq e \leq 11.75 \text{ cm}$$

a) Parking

Calcul de ρ

- **Détermination de l_x et l_y**

l_x et l_y sont respectivement la plus grande et la plus petite dimension entre nus de la dalle.

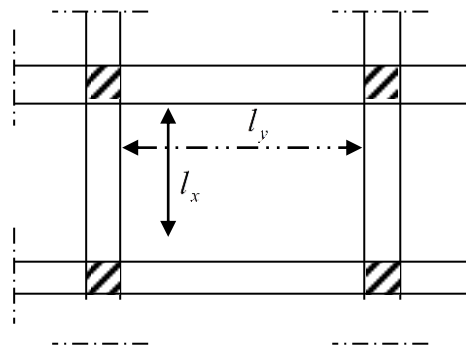


Figure 2.4 dalle sur 4 appuis

En considérant le cas le plus défavorable de la dalle dont les dimensions sont les plus grandes, on trouve : $l_x = 4.7 \text{ m}$ $l_y = 5.05 \text{ m}$.

- **Calcul de ρ**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.7}{5.05} = 0.93 \Rightarrow 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{La dalle est porte selon les deux sens (x et y)}$$

$$\Rightarrow e = \frac{l_x}{40} = \frac{470}{40} = 11.75 \text{ cm.}$$

En tenant compte de toutes ces conditions, nous aboutissons au choix d'une dalle d'épaisseur

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

b) Balcons

Calcul de ρ • Détermination de l_x et l_y

l_x et l_y sont respectivement la plus grande et la plus petite dimension entre nus de la dalle.

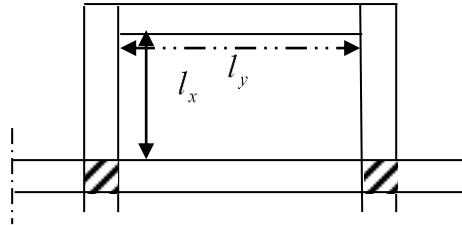


Figure 2.5 dalle sur 4 appuis

En considérant le cas le plus défavorable de la dalle dont les dimensions sont les plus grandes, on trouve :

$$l_x = 1.8 \text{ m}$$

$$l_y = 4.7 \text{ m.}$$

• Calcul de ρ

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{4.7} = 0.38 \Rightarrow \rho < 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle porte dans un seul sens}$$

$$\Rightarrow e = \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 8 \text{ cm.}$$

En tenant compte de toutes ces conditions, nous aboutissons au choix d'une dalle d'épaisseur

$$e = 15 \text{ cm}$$

2.2.3 Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyen rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis, On a deux types : Poutres principales et des Poutres secondaires.

2.2.3.1 Poutres principales

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{BAEL91}).$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 505 - 30 = 475 \text{ cm.}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \Rightarrow 31.66 \leq h \leq 47.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } h = 45 \text{ cm}$$

Pour la largeur (b) :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

(BAEL 91)

$$13,5\text{cm} \leq b \leq 31,5\text{ cm}$$

On prend $b = 30\text{ cm}$

- Vérifications

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

$$\begin{cases} b \geq 20\text{ cm} \\ h \geq 30\text{ cm} \\ h / b \leq 4 \end{cases}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 45\text{ cm}$ et $b = 30\text{ cm}$.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{ cm} \\ h = 45\text{ cm} > 30\text{ cm} \\ h / b = 45 / 30 = 1.5 < 4 \end{cases}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section rectangulaire ($b \times h$) de :

$$(b \times h) = (40 \times 30)\text{ cm}^2.$$

2.2.3.1 Poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, on détermine leur hauteur avec la condition de flèche :

$$L_{\max} = 470 - 30 = 440\text{ cm} \Rightarrow \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \leq h \leq 44\text{ cm}.$$

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

2.2.4 Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- **Stabilité de forme (flambement)**

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

CBA93 (art.8.4.1).

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} \quad ; \quad B_r = (h-d) \times (b-d).$$

B_r : Section réduite de béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ

λ : L'élancement.

L_f : longueur de flambement.

L_0 : longueur du poteau.

I : rayon de giration.

I : moment d'inertie.

N_u : l'effort normal de compression à l'ELU.

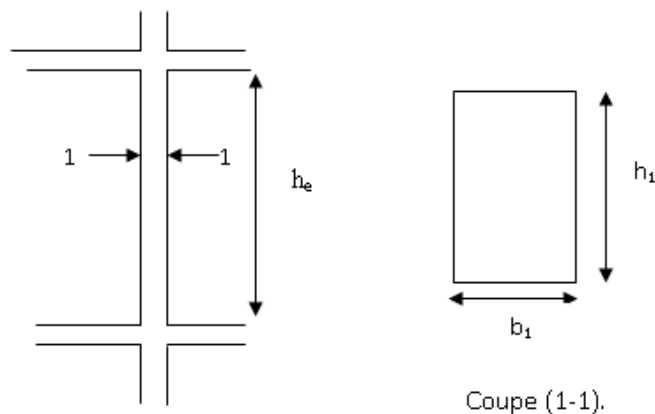


Figure 2.6 Hauteur libre d'étage

- Résistance à la compression

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA2003 (Version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

$h_e = 3.06m$ Pour les entre sol et l'étage courant.

$h_e = 3.40m$ Pour le RDC.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Entresol et RDC, 1^{er} étage : 45*45 cm².

Etage 02 et 03 : 45*40 cm².

Etage 04 et 05 : 40*40 cm².

Etage 06 et 07 : 40*35 cm².

2.2.5 Pré dimensionnement des voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur e :

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15cm \right] \\ L \geq 4a \end{array} \right.$$

RPA99 (Art 7.7.1)

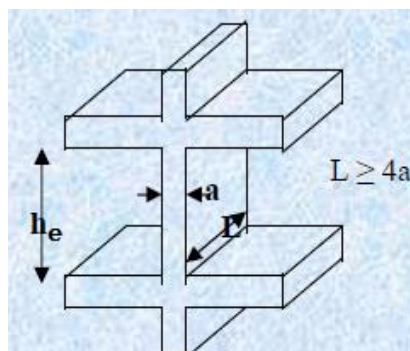


Figure 2.7 Vue en coupe du voile

Pour l'entre sol :

$$\begin{cases} a \geq \max \left[\frac{232}{20}; 15 \text{ cm} \right] \Rightarrow a = 15 \text{ cm.} \\ L \geq 60 \text{ cm.} \end{cases}$$

Pour le RDC :

$$\begin{cases} a \geq \max \left[\frac{320}{20}; 15 \text{ cm} \right] \Rightarrow a = 16 \text{ cm.} \\ L \geq 80 \text{ cm.} \end{cases}$$

Pour les étages courants :

$$\begin{cases} a \geq \max \left[\frac{286}{20}; 15 \text{ cm} \right] \Rightarrow a = 15 \text{ cm.} \\ L \geq 80 \text{ cm.} \end{cases}$$

Donc :

- RDC, Entre Sol: $a=20 \text{ cm.}$
- Etages courants : $a=15 \text{ cm.}$

2.2.6 Les escaliers

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre, l'escalier est composée d'une succession régulière de plans horizontaux, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

H_0 : Hauteur d'une volée.

L_0 : Longueur totale d'escalier.

g : Le giron.

h : Hauteur de la contre marche.

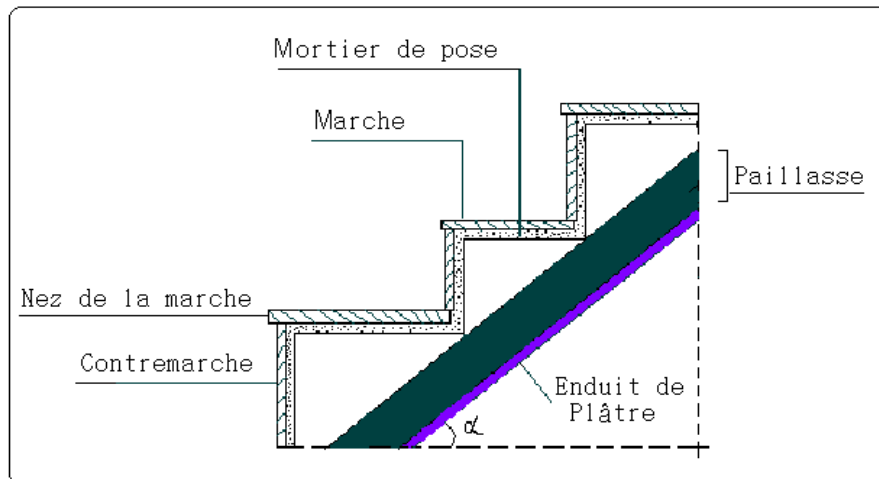


Figure 2.8 Terminologie d'escalier.

Type d'escaliers

Dans notre projet on a un seul type d'escaliers :

- 1^{ère} type : (tout le bâtiment), escalier à trois volées et deux paliers de repos.

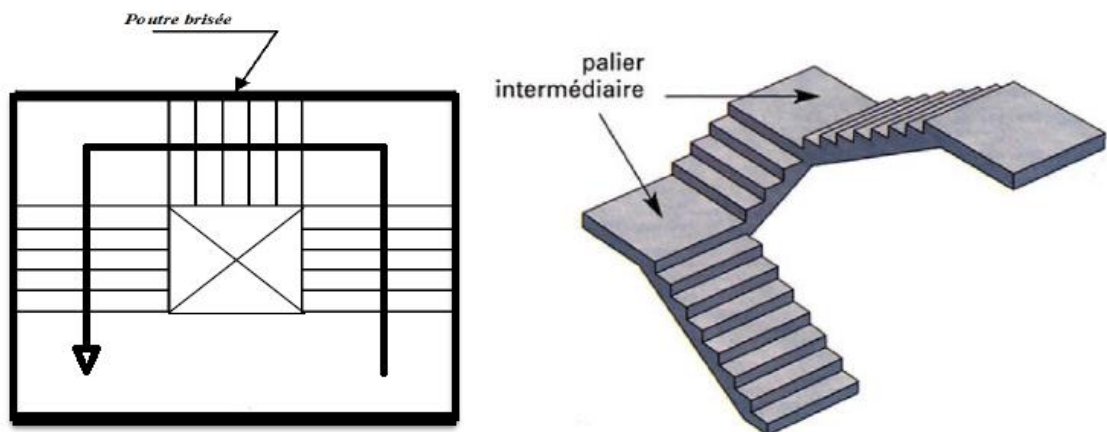


Figure 2.9 Escalier a trois volées.

Pré-dimensionnement des escaliers

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

$$- \quad g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n - 1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

Escalier du RDC

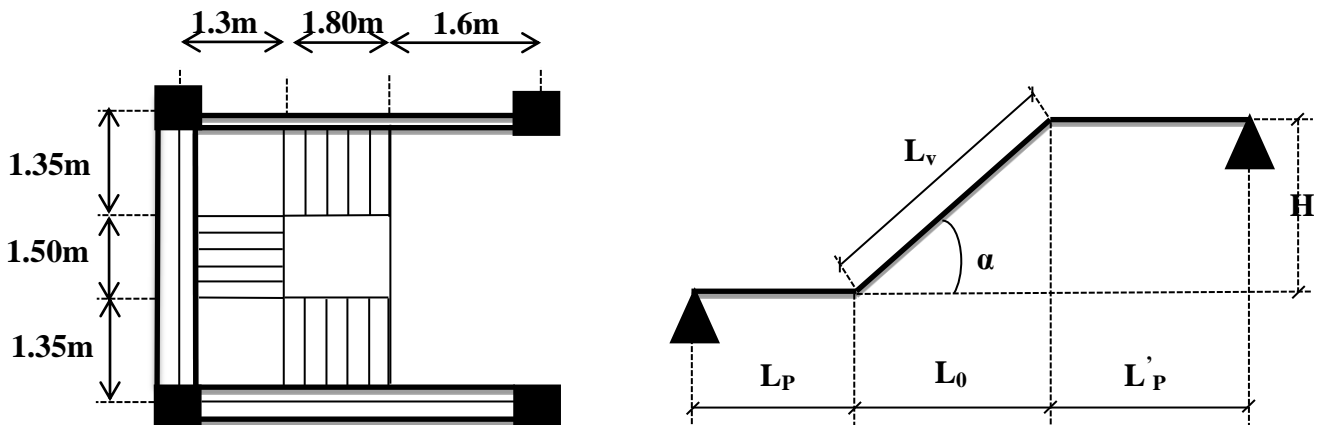


Figure 2.10 vue en plan et schéma statique d'escaliers a trois

Première et troisième volée

- Epaisseur de la pailleasse

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = 130 + \sqrt{1.12^2 + 1.80^2} \Rightarrow L = 342 \text{ cm.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{342}{30} \leq e \leq \frac{342}{20} \Rightarrow 11.4 \leq e \leq 17.1 \text{ cm.}$$

- Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a $H_0 = 112 \text{ cm}$. $L_0 = 180 \text{ cm}$.

$$\Rightarrow 64n^2 + (64 + 2 \cdot 112 + 180)n + 2 \cdot 112 = 0.$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 7$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 6$.

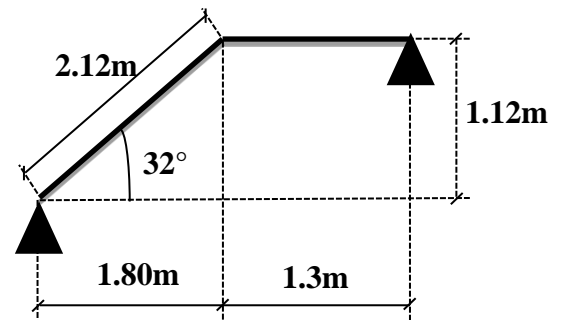


Figure 2.11 schéma statique de la 1^{ère} et 3^{ème} volée

On prend $e = 15 \text{ cm}$ $\alpha = 32^\circ$

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

$$h = \frac{112}{7} = 17 \text{ cm}$$

Donc le giron d'une marche $g=30 \text{ cm}$.

$$g = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

La hauteur d'une contre marche $h=17 \text{ cm}$

Deuxième volée :

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

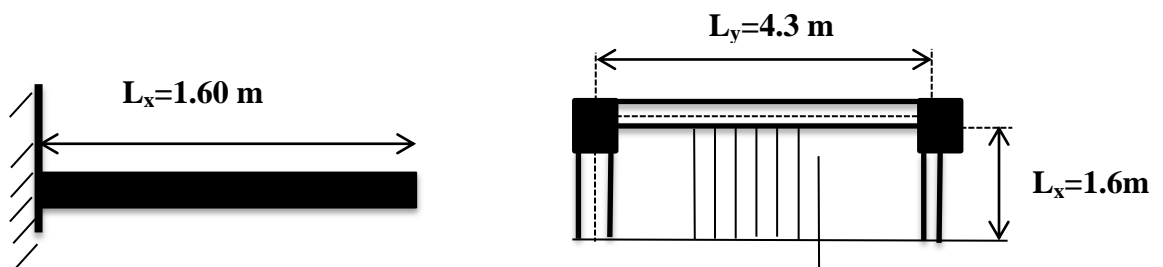


Figure 2.12 schéma statique de la 2^{ème} volée

- **Epaisseur de la pailasse**

$$L = (2 * 135) + \sqrt{80^2 + 160^2} \Rightarrow L=449 \text{ cm.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{449}{30} \leq e \leq \frac{449}{20} \Rightarrow 15 \leq e \leq 22.5 \text{ cm.}$$

On prend $e=15 \text{ cm}$ $\alpha=26.5^\circ$

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

On a : $H_0=80\text{cm}$. $L_0=160 \text{ cm}$.

$$\Rightarrow 64n^2 + (64 + 2*80 + 160)n + 2*80 = 0.$$

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)**

$$h = \frac{80}{5} = 17 \text{ cm}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 40\text{cm}$.

$$g = \frac{160}{4} = 32 \text{ cm}$$

La hauteur d'une contre marche est $h = 16\text{cm}$.

Cages d'escaliers	volées	L_p (m)	L_0 (m)	L'_p (m)	L_v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC	1	/	1.80	1.30	2.12	1.19	3.42	32	7	17	30	15
	2	1.35	1.80	1.35	1.81	1.02	4.49	26.5	6	17	40	15
	3	1.30	1.80	/	2.12	1.19	3.42	32	7	17	30	15
étages courants	1	/	1.50	1.30	1.81	1.02	3.11	34.2	6	17	30	15
	2	1.35	1.60	1.35	1.81	0.85	4.51	28	5	17	40	15
	3	1.30	1.80	/	2.12	1.12	3.46	32	7	17	30	15

Tableau 2.1 Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment

2.2.7 Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse. Il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

➤ Charges revenant de l'acrotère

- Surface de l'acrotère est

$$S_{ac} = S_1 + S_2 + S_3 = (60 \times 10) + (8 \times 10) + 0,5 \times (10 \times 2)$$

$$S_{ac} = 690 \text{ cm}^2 = \mathbf{0,0690 \text{ m}^2}$$

- Le poids propre de l'acrotère par (ml) est :

$$G_1 = 0,0690 \times 25 \times 1 = \mathbf{1,725 \text{ KN/ml}}$$

- Enduit de ciment :

$$G_2 = \rho \times e \times 1 = 18 \times 0,015 \times 1 = \mathbf{0,27 \text{ KN/ml}}$$

$$G_T = G_1 + G_2 = \mathbf{2 \text{ KN/ml}}$$

- La surcharge d'exploitation :

$$Q = \mathbf{1 \text{ KN/ml}} \quad (\text{DTR}).$$

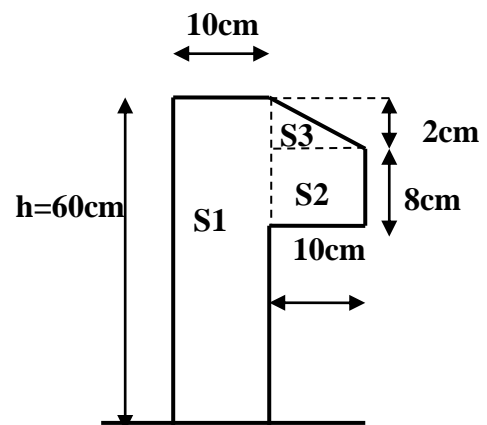


Figure 2.13 Dimension de l'acrotère.

2.2.8 Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Il constitue d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. L'ascenseur qu'on va étudier est conçu pour 8 personnes.

Caractéristique de l'ascenseur

L : longueur de l'ascenseur.

l : largeur de l'ascenseur.

H : hauteur de l'ascenseur.

W : puissance de l'ascenseur = 6.8 KN.

F_c : charge de la cuvette = 145 KN.

P_m : charge due à la salle des machines = 15KN.

D_m : charge due à la salle des machines = 51 KN.

La charge nominale est de 630 Kg.

La vitesse $V = 1.6$ m/s

Donc $G = D_m + P_m + P_{\text{Personne}} = 72.3$ KN.

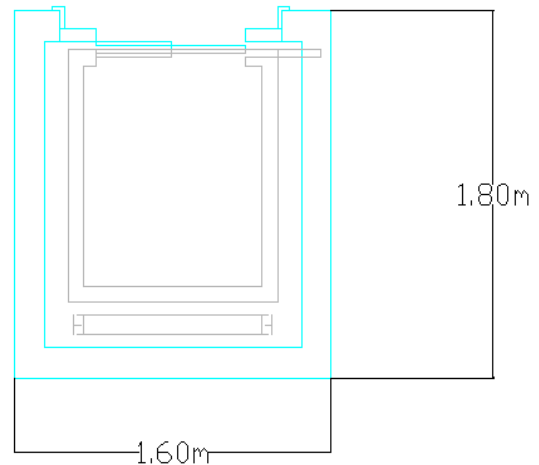


Figure 2.14 Dimension de l'ascenseur.

2.3. Evaluations des charges et surcharges

2.3.1 Terrasse inaccessible

Désignation des éléments	e (cm)	G (kN/m ²)
Gravillon roulé	4	0.80
Etanchéité	2	0.12
Papier Kraft	/	0.05
Forme de pente	10	2.20
Plaque de liège	4	0.03
Pare vapeur	1	0.06
Film polyane	/	0.01
Corps creux	20	2.8
Enduit de ciment	1.5	0.27
Enduit de plâtre	2	0.2
Charge permanente G		6.54
Charge d'exploitation Q		1

Tableau 2.2 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

2.3.2 Terrasse accessible

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Etanchéité multicouche	2	0.12
Forme de pente	10	2.20
Isolation thermique	1.5	0.27
Plancher à corps creux	16+4	2.8
Enduit de plâtre	2	0.20
Charge permanente G		6.75
Charge d'exploitation Q		1.5

Tableau 2.3 Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible

2.3.3 Plancher étages courants a usage d'habitation

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Cloisons de séparation	10	1.00
Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de Sable	2	0.36
Plancher à corps creux	16+4	2.8
Enduit de plâtre	2	0.20
Charge permanente G		5.16
Charge d'exploitation Q		1.5

Tableau 2.4 Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant

3.2.4 Dalle pleine

Balcon

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Plancher dalle pleine	14	3.50
Enduit en ciment	2	0.36
Garde-corps	/	1
Charge permanente G		6.02
Charge d'exploitation Q		3.5

Tableau 2.5 Évaluation des charges sur les balcons

Parking

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Plancher dalle pleine	20	5
Enduit de plâtre	2	0.2
Charge permanente G		5.02
Charge d'exploitation Q		2.5

Tableau 2.6 Évaluation des charges sur le parking

3.2.5 Les murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Désignation des éléments	e (cm)	G KN/m ²)
Enduit de plâtre	2	0.2
Briques creuses extérieur	15	1.30
Lame d'air	5	0.00
Briques creuses intérieur	10	0.90
Enduit de ciment	2	0.36
Charge permanente G		2.76

Tableau 2.7 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

3.2.6 Les escaliers

Palier

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Dalle en BA	15	3.75
Enduit plâtre	2	0.36
Charge permanente G		5.27
Charge d'exploitation Q		2.5

Tableau 2.8 Évaluation des charges du palier.**La volée**

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement horizontale	2	0.40
Revêtement verticale	2	0.22
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Marches	17 (1/2)	1.87
Paillasse	15/(cos 34.2)	4.53
Enduit plâtre	2/(cos 34.2)	0.24
Charge permanente G		8.02
Charge d'exploitation Q		2.5

Tableau 2.9 Évaluation des charges de la volée

2.4 Descente de charges

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert de ces dernières dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments porteurs voir dans certains cas, de modifier la structure. La descente de charge est appliquée tout en respectant la loi de dégression des charges donnée par le **DTR B.C. 2.2** charges permanentes est charges d'exploitations (**art 6.3**). La descente de charges va se faire pour les poteaux D-3 et D-4 car ce sont ceux qui représentent les configurations les plus défavorables (figure II.2).

Dans notre cas les charges appliquées sur les différents niveaux ne sont pas identiques donc on applique la loi de dégression comme suit :

Etage terrasse inaccessible : Q_0

Etage 07 : $Q_0 + Q_1$

Etage 06 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Etage 05 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Etage 04 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Etage 03 : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Etage 02 : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Etage 01 : $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Etage RDC : $Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

2.4.1 Descente de charge pour poteau D-4

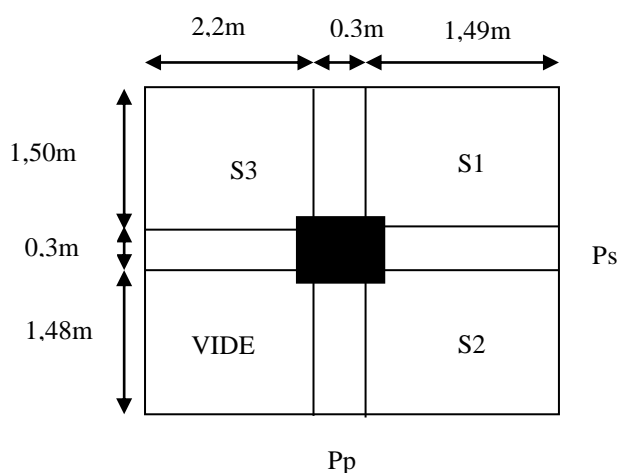


Figure 2.15 Surface afférente du poteau D4

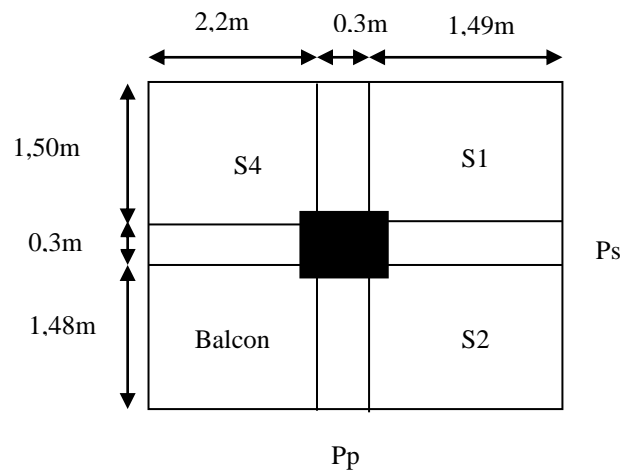


Figure 2.16 Surface afférente du poteau D-4

Surface afférent

$$S_1 = 1.5 \times 1.49 = 2.235 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.48 \times 1.49 = 2.205 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.5 \times 2.2 = 3.3 \text{ m}^2$$

$$S_T = 7.74 \text{ m}^2$$

Exemple de calcul sous terrasse inaccessible

$$G_{\text{poteaux}} = 0.4 \times 0.35 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{10.71 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{poutres principales}} = 0.30 \times 0.4 \times 25 \times 2.88 = \mathbf{8.64 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{poutres secondaires}} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 3.64 = \mathbf{9.55 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{planchers}} = 7.74 \times 6.54 = \mathbf{50.61 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{garde-corps}} = \mathbf{3.98 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{murs extérieurs}} = 1.45 \times 2.66 \times 2.76 = \mathbf{10.64 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{total}} = 10.71 + 8.64 + 9.55 + 50.61 + 3.98 + 10.64 = \mathbf{94.13 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{planchers}} = 1 \times 9.83 = \mathbf{9.83 \text{ KN}}$$

Le tableau suivant donne la descente de charge pour le poteau D-4 :

Niveaux	Q [KN]	G [KN]	Nu= (1.35G+1.5Q) [KN]	1.1 Nu [KN]
Sous la terrasse	9.83	94.13	141.82	156
Sous le 7 ^{ème} étage	35.98	173.51	288.2	317.02
Sous le 6 ^{ème} étage	59.5	272.49	457.12	502.83
Sous le 5 ^{ème} étage	80.42	371.47	622.12	684.32
Sous le 4 ^{ème} étage	98.72	471.85	785.08	863.59
Sous le 3 ^{ème} étage	114.4	572.23	944.125	1038.53
Sous le 2 ^{ème} étage	127.48	672.61	1099.247	1209.17
Sous le 1 ^{ème} étage	139.77	775.9	1257.121	1382.83
Sous le RDC	147.62	876.52	1404.73	1545.2
<p align="center">Tableaux 2.10 Efforts normaux sur le poteau choisi à différents niveaux</p>				

2.4.2 Descente de charge pour poteau D-3

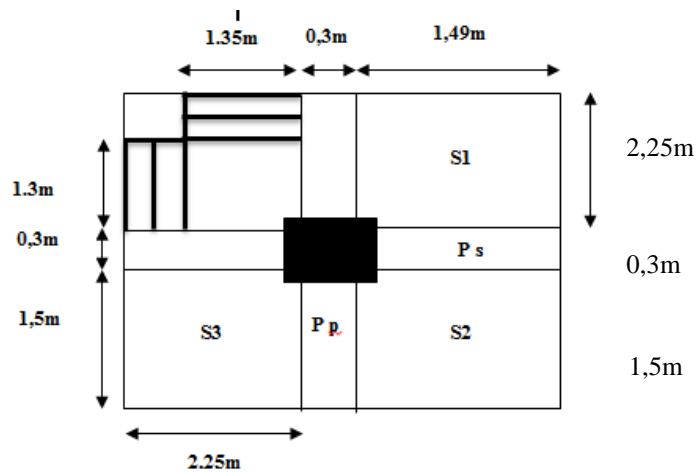


Figure 2.17 Surface afférente du poteau D-3

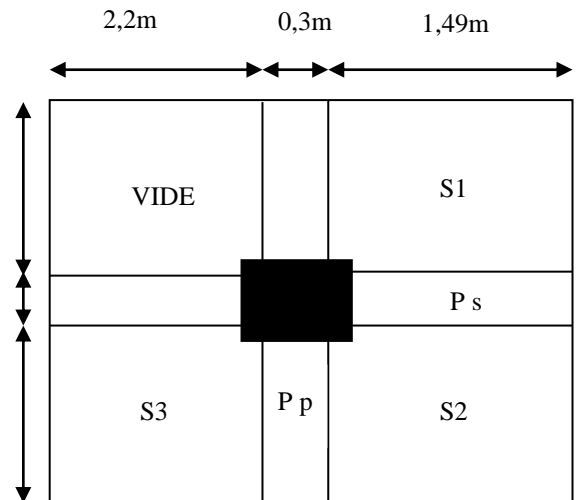


Figure 2.18 Surface afférente du poteau D-3

$$S_{\text{plancher}} = [(1,49 + 2,25) \times 1,5] + (1,49 \times 2,2) = 8,89 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volées}} = (0,95 \times 1,35) + (1,30 \times 0,85) = 2,38 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{paliers}} = (1,30 \times 1,35) = 1,75 \text{ m}^2$$

Exemple de calcul sous Etage courant

$$G_{\text{poteaux}} = 0,4 \times 0,4 \times 25 \times 3,06 = \mathbf{12,24 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{poutres principales}} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 3,65 = \mathbf{10,95 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{poutres secondaires}} = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 3,59 = \mathbf{9,42 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{planchers}} = 8,89 \times 5,16 = \mathbf{45,87 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{Mur}} = 2,81 \times [(2,25 + 2,15) \times 2,66] = \mathbf{32,3 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{escaliers}} = (2,38 \times 8,02) + (1,75 \times 5,27) = \mathbf{28,4 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{total}} = 12,24 + 10,95 + 9,42 + 45,87 + 32,3 + 28,4 = \mathbf{139,18 \text{ KN}}$$

$$Q_T = Q_{\text{plancher}} + Q_{\text{esc}} = (1,5 \times 11,21) + (2,5 \times 4,16) = \mathbf{27,21 \text{ KN}}$$

Le tableau suivant donne la descente de charge pour le poteau D-3 :

Niveaux	Q cumulée [KN]	G [KN]	Nu [KN]	Pu [KN]
Sous la terrasse	11,66	119,15	178,34	196,17
Sous le 7 ^{ème} étage	39,50	248,58	394,84	434,32
Sous le 6 ^{ème} étage	64,56	397,25	633,13	696,45
Sous le 5 ^{ème} étage	86,84	534,98	852,48	937,73
Sous le 4 ^{ème} étage	106,33	674,16	1069,62	1176,58
Sous le 3 ^{ème} étage	123,04	813,34	1282,57	1410,83
Sous le 2 ^{ème} étage	136,96	952,52	1491,35	1640,48
Sous le 1 ^{ème} étage	150,05	1105,55	1717,57	1889,33
Sous le RDC	153,25	1457,84	2197,96	2417,76
Tableaux 2.11				
Efforts normaux sur le poteau choisi à différents niveaux				

2.5 Vérifications du poteau le plus sollicité (poteau D-3)

2.5.1 Vérification de la résistance

Nu = 2197.96 KN. L'effort normal réduit

Le CBA 93 préconise de majorer Nu de 10 % (*art B 8.1.1*) donc on aura :

Pu = 1.1 x Nu = 2417.76 KN.

$$\sigma = \frac{Pu}{b \times h} = \frac{2417.76 \times 10^3}{0.45 \times 0.45} = 13.22 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

Avec : $\theta = 1$ pour une durée d'application de la charge supérieur à 24h, c'est le cas courant.

Et : $\gamma = 1,5$ pour la situation courante.

$\sigma \leq \sigma_{adm}$: D'où la résistants est vérifiée.

Le tableau suivant résume la vérification de la résistance pour les poteaux de tous les niveaux :

Etage	Effort maj 10^3 (MPa)	Section (cm ²)	σ (MPa)	σ_{adm} (MPa)	vérification
Sous la terrasse	178,34	40 x 35	1,40	14,2	Vérifiée
Sous le 7 ^{ème} étage	394,84	40 x 35	3,10	14,2	Vérifiée
Sous le 6 ^{ème} étage	633,13	40 x 35	4,97	14,2	Vérifiée
Sous le 5 ^{ème} étage	852,48	40 x 35	6,69	14,2	Vérifiée
Sous le 4 ^{ème} étage	1069,62	40 x 40	7,35	14,2	Vérifiée
Sous le 3 ^{ème} étage	1282,57	40 x 40	8,81	14,2	Vérifiée
Sous le 2 ^{ème} étage	1491,35	45 x 40	9,11	14,2	Vérifiée
Sous le 1 ^{ème} étage	1717,57	45 x 40	10,49	14,2	Vérifiée
Sous le RDC	2197,96	45 x 45	11,93	14,2	Vérifiée
<p align="center">Tableaux 2.12 Efforts normaux sur le poteau choisi à différents niveaux</p>					

2.5.2 Vérification du flambement

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

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

B_r : section réduit du béton

A_s : section des armatures

γ_b : coefficient de sécurité de béton

γ_s : coefficient de sécurité des acier

α : coefficient en fonction de l'élancement 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'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau. . i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

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

Vérification de poteaux de RDC

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.40 = \mathbf{2.38 \text{ m}}$$

$$B = b_1 \times h_1 = 0.45 \times 0.40 = \mathbf{0.18 \text{ m}^2}$$

$$I = b_1 \times h_1^3 / 12 = 0.40 \times 0.45^3 / 12 = \mathbf{3.03 \times 10^{-3} \text{ m}^4}$$

$$i = \sqrt{I / B} = \sqrt{3.03 \times 10^{-3} / 0.18} = \mathbf{0.129 \text{ m}}$$

$$\lambda = L_f / i = 2.38 / 0.129 = \mathbf{21.985} < 50$$

$$\alpha = 0.85 / 1 + 0.2 \times (21.985 / 35)^2 = \mathbf{0.787}$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2417.76 \times 10^{-3}}{0.787 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1547 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (45 - 2) \times (45 - 2) \times 10^{-4} = 0.1849 \text{ m}^2$$

$$0.1849 \text{ m}^2 > 0.1547 \text{ m}^2 \quad \text{donc le poteau ne risque pas de flamber}$$

Le tableau suivant résume la vérification du flambement pour les poteaux de tous les niveaux :

Etage	Pu (KN)	i (m)	λ	α	B_r^{cal} (m ²)	B_r (m ²)	vérification
terrasse	196,17	0,115	18,550	0,804	0,011	0,1254	vérifier
7	434,32	0,115	18,550	0,804	0,024	0,1254	Vérifier
6	696,45	0,115	18,550	0,804	0,039	0,1254	Vérifier
5	937,73	0,115	18,550	0,804	0,053	0,1254	Vérifier
4	1176,58	0,115	18,550	0,804	0,066	0,1444	Vérifier
3	1410,83	0,115	18,550	0,804	0,079	0,1444	Vérifier
2	1640,48	0,129	16,489	0,813	0,091	0,1634	Vérifier
1	1889,33	0,129	16,489	0,813	0,105	0,1634	vérifier
RDC	2417,76	0,129	16,489	0,813	0,154	0,1849	Vérifier
<p align="center">Tableaux 2.13 Résultats des vérifications au flambement</p>							

2.6 Conclusion

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant-projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données *RPA99 addenda 2003*, *BAEL91* et *CBA93*, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimé à (16+4) cm ; l'épaisseur des dalles pleines à 20cm pour les planchers, 15cm pour les balcons , volées d'escaliers et palier de repos d'escaliers.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux .Les voiles ont été ainsi dimensionné à 20cm d'épaisseur, les sections des poutres ont été estimé à (30×40) cm pour les principales et (30×35) cm pour les poutres secondaires.

Les poteaux ont été étudiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicitées, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (D.3). Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

Entre sol, RDC, 1^{ère} étage : $45 \times 45 \text{ cm}^2$

2^{ème}, 3^{ème} étage : $45 \times 40 \text{ cm}^2$

4^{ème}, 5^{ème} étage : $40 \times 40 \text{ cm}^2$

6^{ème}, 7^{ème} étage : $40 \times 35 \text{ cm}^2$

Chapitre 3 Etude
Des éléments
Secondaires

3.1 INTRODUCTION

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur. Leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons ...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme. Ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- Plancher
- Dalles pleines
- Acrotère
- Escaliers
- Ascenseur

3.2. Etude du plancher

3.2.1. Méthodes de calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour cela, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

➤ **La méthode forfaitaire**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire (B.A.E.L.91)**

– **Les moments fléchissent**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

– **Les conditions à vérifier**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05] \times M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire}$$

– **les moments sur appuis sont donnés comme suit**

$0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

$0.6 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

$0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive

– Évaluation des efforts tranchants Vu

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas, les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques, sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ; l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

15% s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

10% s'il s'agit d'une poutre à plusieurs travées.

B. Méthode de CAQUOT

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquée 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 simplifier 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.

– Moment aux appuis

$$M_a = - \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{longueurs fictives} \\ q_g \text{ et } q_d : \text{chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$L' = 0.8 \times L$: travée intermédiaire.

$L' = L$: travée de rive.

• Moment en travée

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x) \quad , \quad \text{Avec :} \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

L'effort tranchant

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}.$$

Si la 2eme ou 3eme ou bien la 4eme n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minore avec $(2/3 \cdot G)$ pour calculer les moments aux appuis on prend la totalité de G pour les moments en travées.

3.2.2. Type de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	

Tableau 3.1 Les différents Types de poutrelles

3.2.3. Etude des poutrelles**Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $P_u = 0.65 \times q_u$.

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = 0.65 \times q_s$.

	Les charges			ELU			ELS		
Désignation	G KN/m ²	2/3 G KN/m ²	Q KN/m ²	q_u KN/m ²	P_u KN/ml	2/3 P_u KN/ml	q_s KN/m ²	P_s KN/ml	2/3 P_s KN/ml
Terrasse inaccessible	6.54	4.36	1.00	10.32	6.70	4.80	7.54	4.901	3.48
Terrasse accessible	6.75	4.5	1.50	11.36	7.38	5.41	8.25	5.362	3.9
Etages d'habitation	5.16	3.44	1.50	9.21	5.99	4.48	6.66	4.329	3.21

Tableau 3.2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Calcul des sollicitations**a) Exemple illustratif**

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire (le type 3 du plancher courant) et un autre exemple pour illustrer la méthode de Caquot (le type 1 du plancher terrasse inaccessible).

Les résultats des autres types seront résumés dans un tableau.

➤ Etude de la poutrelle type 3**- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

Plancher étage courant $G = 5.16 \text{ KN} / \text{m}^2$

- ✓ Plancher à surcharge modéré : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ $L_i / l_{i+1} = 3.28 / 3.39 = 0.96 \in [0.8 ; 1.25]$.
- ✓ $I = C^{\text{st}}$ (même corps creux).
- ✓ FPN (car elles ne sont pas exposées aux intempéries).

⇒ La méthode forfaitaire est applicable.

– Calcul des sollicitations

$$q_u = 5.99 \text{ KN/m},$$

$$q_s = 4.329 \text{ KN/m}$$

Moments isostatiques**À l'ELU**

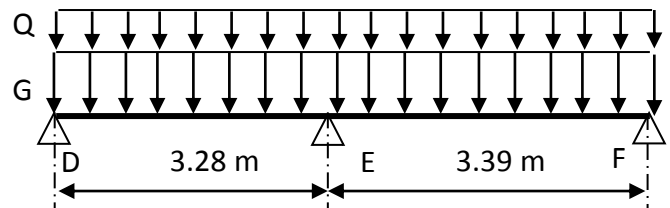
$$\text{Travée D-E : } M_0^{DE} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{5.99 \times 3.28^2}{8} = 8.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_0^{EF} = \frac{5.99 \times 3.39^2}{8} = 8.60 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$\text{Travée A-B : } M_0^{DE} = 5.82 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{EF} = 6.21 \text{ KN.m}$$

**Moments sur les appuis****Appuis de rive**

$$M_D = M_F = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

Appuis intermédiaires**À l'ELU**

$$M_D = M_E = 0$$

$$M_E = -0.6 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = 0.6 \times 8.6 = -5.16 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$M_D = M_E = 0$$

$$M_E = -0.6 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = -0.6 \times 6.21 = -3.72 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.16} = 0.225$$

$$\alpha = 0.225 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0675 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2675 \end{cases}$$

À l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Travée D-E

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,0675 \times 8,06 - 5,16/2 = 6,02 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,663 \times 15,93 = 5,34 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée E-F

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,0675 \times 8,60 - 5,16/2 = 6,60 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,663 \times 8,60 = 5,44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

À l'ELS**Travée D-E**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 4,34 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 3,68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée E-F

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 5,20 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 4,38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les efforts tranchants**À L'ELU****Travée D-E**

$$V_D = \frac{5.99 \times 3.28}{2} = 9.82 \text{ KN}$$

$$V_E = 11.29 \text{ KN}$$

Travée E-F

$$V_E = 1.15 \times \frac{5.99 \times 3.39}{2} = 11.67 \text{ KN}$$

$$V_F = 10.15 \text{ KN}$$

À l'ELS**Travée D-E**

$$V_D = \frac{4.329 \times 3.28}{2} = 7.09 \text{ KN}$$

$$V_E = 8.15 \text{ KN}$$

Travée E-F

$$V_E = 1.15 \times \frac{4.329 \times 3.39}{2} = 8.43 \text{ KN}$$

$$V_F = 7.33 \text{ KN}$$

– Etude de la poutrelle de type 1**- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

- ✓ Plancher à surcharge modéré : $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ $L_i / l_{i+1} = 3/4.7 = 0.623 \notin [0.8 ; 1.25]$.
- ✓ $I = C^{\text{st}}$ (même corps creux).
- ✓ FPN (car elles ne sont pas exposées aux intempéries).

⇒ La méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors On applique la méthode de Caquot minorée. On minore G de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis, puis on revient à G pour le calcul des moments en travées.

- Calcul des sollicitations

Caquot normale

Caquot minorée

$$q_u = 6.7 \text{ KN/m}$$

$$q_{u1} = 4.80 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 4.901 \text{ KN/m}$$

$$q_{s1} = 3.48 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments isostatiques

A L'ELU

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

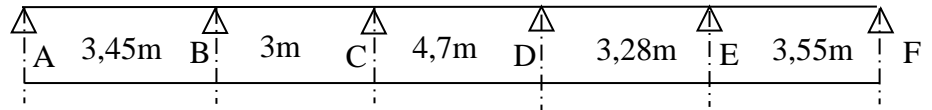


Figure 3.2 schéma statique de la poutrelle type 1

$$M_0^{AB} = 7.14 \text{ KN.m} / M_0^{BC} = 5.4 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = 13.25 \text{ KN.m} / M_0^{DE} = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = 7.56 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = 5.17 \text{ KN.m} / M_0^{BC} = 3.91 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = 9.6 \text{ KN.m} / M_0^{DE} = 4.67 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = 5.48 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis

Appuis de rive

$M_A = M_F = 0$ (Le BAEL 91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $(-0,15M_0)$ tel que $M_0 = \max (M_{01} ; M_{02})$)

$$\text{A L'ELU: } M_A = M_F = -1.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_A = M_F = -0.82 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires

$$M_i = -\frac{P_g \times L_g^3 + P_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

Calcul des longueurs fictives

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3,45m$$

$$L'_{BC} = 0,8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0,8 \times 3 = 2,4m$$

$$L'_{CD} = 0,8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0,8 \times 4,7 = 3,76m$$

$$L'_{DE} = 0,8 \times L_{DE} \Rightarrow L'_{DE} = 0,8 \times 3,28 = 2,62m$$

$$L'_{EF} = L_{EF} = 3,55m$$

A L'ELU

$$M_A = M_F = 0.$$

$$M_B = -\frac{4,8 \times (3,45^3 + 2,4^3)}{8,5 \times (3,45 + 2,4)} \Rightarrow M_B = -5,29KN.m$$

$$M_C = -\frac{4,8 \times (2,4^3 + 3,76^3)}{8,5 \times (2,4 + 3,76)} \Rightarrow M_C = -6,14KN.m$$

$$M_D = -\frac{4,8 \times (3,76^3 + 2,62^3)}{8,5 \times (3,76 + 2,62)} \Rightarrow M_D = -6,3KN.m$$

$$M_E = -\frac{4,8 \times (2,62^3 + 3,55^3)}{8,5 \times (2,62 + 3,55)} \Rightarrow M_D = -5,74KN.m$$

A l'ELS

$$M_A = M_F = 0.$$

$$M_B = -\frac{3,48 \times (3,45^3 + 2,4^3)}{8,5 \times (3,45 + 2,4)} \Rightarrow M_B = -3,84KN.m$$

$$M_C = -\frac{3,48 \times (2,4^3 + 3,76^3)}{8,5 \times (2,4 + 3,76)} \Rightarrow M_C = -4,45KN.m$$

$$M_D = -\frac{3,48 \times (3,76^3 + 2,62^3)}{8,5 \times (3,76 + 2,62)} \Rightarrow M_D = -4,57KN.m$$

$$M_E = -\frac{3,48 \times (2,62^3 + 3,55^3)}{8,5 \times (2,62 + 3,55)} \Rightarrow M_D = -4,17KN.m$$

Calcul des moments en travées

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

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

$$X = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

A L'ELU**Travée AB**

$$X = \frac{3.45}{2} - \frac{0 + 5.29}{6.71 \times 3.45} = 1.49m$$

$$M_0(X) = \frac{6.71 \times 1.49}{2} \times (3.45 - 1.49) = 9.79 KN.m$$

$$M_{AB}^{\max} = M(X) = 9.79 + 0 - 5.29 \times \left(\frac{1.49}{3.45}\right) = 7.51 KN.m$$

Travée BC

$$X = \frac{2.4}{2} - \frac{-5.29 + 6.14}{6.71 \times 2.4} = 1.45m$$

$$M_0(X) = \frac{6.71 \times 1.45}{2} \times (2.4 - 1.45) = 4.62 KN.m$$

$$M_{BC}^{\max} = M(X) = 4.62 - 5.29 \times \left(1 - \frac{1.49}{2.4}\right) - 6.14 \times \left(\frac{1.49}{2.4}\right) = 1.38 KN.m$$

Travée CD

$$X = 2.34m$$

$$M_{CD}^{\max} = 12.31 KN.m$$

Travée DE

$$X = 1.66m$$

$$M_{DE}^{\max} = 3 KN.m$$

Travée EF

$$X = 2.01m$$

$$M_{AB}^{\max} = 7.89KN.m$$

A L'ELS**Travée AB**

$$X = \frac{3.45}{2} - \frac{0 + 3.84}{4.9 \times 3.45} = 1.49m$$

$$M_0(X) = \frac{4.9 \times 1.49}{2} \times (3.45 - 1.49) = 7.14KN.m$$

$$M_{AB}^{\max} = M(X) = 7.14 + 0 - 3.84 \times \left(\frac{1.49}{3.45} \right) = 5.49KN.m$$

Travée BC

$$X = \frac{2.4}{2} - \frac{-3.84 + 4.45}{4.9 \times 2.4} = 1.45m$$

$$M_0(X) = \frac{4.9 \times 1.45}{2} \times (2.4 - 1.45) = 3.37KN.m$$

$$M_{BC}^{\max} = M(X) = 3.37 - 3.84 \times \left(1 - \frac{1.49}{2.4} \right) - 4.45 \times \left(\frac{1.49}{2.4} \right) = 1.36KN.m$$

Travée CD

$$X = 2.34m$$

$$M_{CD}^{\max} = 9.01KN.m$$

Travée DE

$$X = 1.66m$$

$$M_{DE}^{\max} = 2.22KN.m$$

Travée EF

$$X = 2.01m$$

$$M_{AB}^{\max} = 5.77KN.m$$

– **Les efforts tranchants**

$$V = \pm \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_D - M_g}{l}$$

A L'ELU

Travée AB

$$V_A = \frac{6.71 \times 3.45}{2} + \frac{-5.29 - 0}{3.45} = 10.03 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{6.71 \times 3.45}{2} + \frac{-5.29 - 0}{3.45} = -13.10 \text{KN}$$

Travée BC

$$V_B = 9.78 \text{KN}$$

$$V_C = -10.34 \text{KN}$$

Travée CD

$$V_C = 15.72$$

$$V_D = -15.79$$

Travée DE

$$V_D = 1.25 \text{KN}$$

$$V_E = -10.74 \text{KN}$$

Les résultats des autres types de poutrelles des plancher terrasse, plancher étage courant et plancher terrasse inaccessible sont donnés sur les **tableaux (3.3, 3.4, 3.5 et 3.6)**

Terrasse inaccessible							
Types de poutrelle	L'ELU			L'ELS			Effort tranchant (KN)
	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	
1	12.31	-6.3	-1.13	9.01	-4.57	-0.82	15.81
2	7.49	-5.99	-1.49	5.47	-4.37	-1.09	13.29
3	7.23	-5.78	-1.44	5.28	-4.22	-1.05	13.05
6	6.77	-5.42	-1.35	4.94	-3.95	-0.98	12.66
7	6.77	-5.42	-1.35	4.94	-3.95	-0.98	12.66
Tableau 3.3 Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.							
Étage courant							
Types de poutrelle	L'ELU			L'ELS			Effort tranchant (KN)
	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.int (KN.m)	
1	10.73	-5.88	-1.05	7.79	-4.21	-0.75	14.1
2	7.49	-5.35	-1.33	4.94	-3.86	-0.96	11.88
3	6.61	-5.17	-1.29	4.77	-3.73	-0.93	11.67
6	6.18	-4.84	-1.21	4.47	-3.49	-0.87	11.29
7	6.18	-4.84	-1.21	4.47	-3.49	-0.87	11.29

Tableau 3.4 Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Terrasse accessible							
Types de poutrelle	L'ELU			L'ELS			Effort tranchant (KN)
	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	
1	13.38	-7.10	-1.27	9.75	-5.11	-0.92	17.39
2	8.3	-6.59	-1.64	6.02	-4.79	-1.19	12.74
3	8	-6.37	-1.48	5.81	-4.62	-1.15	14.38
4	13.33	-7.10	-1.2	9.75	-5.11	-0.87	17.39
5	13.33	-7.10	-1.2	9.75	-5.11	-0.87	17.39

Tableau 3.5 Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Etage	Etats limites						
	ELU				ELS		
	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
	Rive	Intermédiaire			Rive	Intermédiaire	
Terrasse inaccessible	1.49	6.3	12.31	15.81	1.09	4.57	9.01
Terrasse accessible	1.64	7.1	13.38	17.39	1.9	5.11	9.75
Etage courant	1.33	5.88	10.73	14.1	0.96	4.21	7.79

Tableau 3.6 Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

3.2.4. Ferrailage

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Exemple de ferrailage des poutrelles (plancher de la terrasse inaccessible)

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

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

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

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

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

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

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

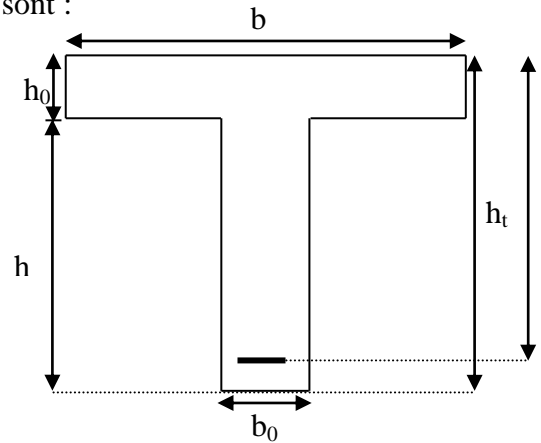


Figure 3.3 Schéma statique de la poutrelle en T

En travée

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_t = 12.31\text{KN.m} \quad V_u = 15.81\text{KN}$$

$$f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad f_{bu} = 14.2\text{Mpa} \quad f_{st} = 400\text{Mpa}$$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.06\text{MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.06\text{MN.m}$$

$$M_t^{\max} = 12.31 \times 10^{-3} \text{MN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

– Calcul des armatures

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{12.31 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0413 < 0.186$$

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

$$\alpha_l = \frac{\xi_{bc}}{\xi_{bc} + \xi_l} = \frac{3.5\%}{3.5\% + 1.73\%} = 0.669$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.391$$

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

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \text{ Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0344}) = 0.0527$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0527) = 0.1762 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{12.31 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1762} = 2.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

En appuis

– Appuis de rives

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$M_{rive}^{a \max} = -1.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.49 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0325 < 0.186$$

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

$$\alpha_l = \frac{\xi_{bc}}{\xi_{bc} + \xi_l} = \frac{3.5\text{‰}}{3.5\text{‰} + 1.73\text{‰}} = 0.669$$

On a: $\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.391$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0325}) = 0.0413$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0413) = 0.177m$$

$$A_a^{Riv} = \frac{1.49 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1776} = 0.242 \times 10^{-4} m^2$$

- **Appuis intermédiaires**

$$M_{interne}^a = -6.3KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.3 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.137 < 0.186$$

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

$$\alpha_l = \frac{\xi_{bc}}{\xi_{bc} + \xi_l} = \frac{3.5\text{‰}}{3.5\text{‰} + 1.73\text{‰}} = 0.669$$

On a: $\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.391$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.137}) = 0.185$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.185) = 0.166m$$

$$A_a^{inter} = \frac{6.3 \times 10^{-3}}{348 \times 0.166} = 1.08 \times 10^{-4} m^2$$

Vérification**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

-En travées

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

-En appuis

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

Appuie de rive

$$A_s = 0.242 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

Appuie intermédiaire

$$A_s = 1.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

On va adopter le ferrailage suivant :

$$A_t = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}8 = 2.76 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en travée}$$

$$A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en appui de rive}$$

$$A_a = 1\text{HA}12 \text{ (filante)} + 1\text{HA}10 \text{ (chapeau)} = 1.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en appui intermédiaire}$$

Pour les autres types de plancher le calcul se fera avec la même méthode précédente est les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Elément		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{Adopte} (cm ²)
Terrasse Inaccessible	Travée	12.31	0.0413	0.0525	0.176	2.01	1.41	3HA12
	Appui de rive	1.49	0.0325	0.0413	0.177	0.242	0.217	1HA10
	Appui	6.3	0.137	0.185	0.166	1.08	0.217	1HA12+
	Intermédiaire							1HA10
Terrasse Accessible	Travée	13.38	0.0448	0.0574	0.176	2.02	1.41	2HA14+ 1HA12
	Appui de rive	1.64	0.0357	0.0455	0.176	0.267	0.217	1HA10
	Appui	7.1	0.154	0.211	0.165	1.24	0.217	1HA12+
	Intermédiaire							1HA10
Etage courant	Travée	10.73	0.036	0.046	0.177	1.75	1.41	3HA12
	Appui de rive	1.33	0.029	0.0368	0.177	0.216	0.217	1HA10
	Appui	5.88	0.128	0.172	0.167	1	0.217	1HA12+
	Intermédiaire							1HA10

Tableau 3.7 Calcul de ferrailage des planchers

– **vérification de la contrainte de cisaillement**

$$V^{\max} = 15.81 \text{ KN}$$

La fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.81 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.878 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures transversales

On choisit un étrier $\Phi 6$

$$A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$- \text{ L'espacement: } St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots (1)$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) [2] \dots\dots\dots (2)$$

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

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

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.878 - 0.3 \times 2.1)} = 73.54 \text{ cm}$$

$$St \leq 26.36 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \dots\dots\dots (3)$$

$$S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

– **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

Vérification de la bielle

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

Avec : $a \leq 0.9 \times d = 0.162 \text{ m}$

$$V_u = 15.81 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 108.135 \text{ KN} \quad , \text{ Vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales**Appuis de rive :**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{f_e} = \frac{1.15 \times 15.81 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 0.45 \text{ cm}^2$$

Avec : $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}} = 3.39 + 0.79 = 4.18 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(Vu + \frac{Mu}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^3} \left(15.81 - \frac{6.3}{0.9 \times 0.18} \right) = -6.610^{-5} \text{ cm}^2 < 0$$

\Rightarrow Pas de vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

Vérification de la jonction table-nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{15.81 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.032 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.032 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérifier}$$

Vérification de l'adhérence

On doit vérifier que : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$ tel que $\bar{\tau}_{su}$: contrainte limite d'adhérence

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$V_u = 15.81 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (2\Phi 12 + 2\Phi 10) = 138.23 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{15.81 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 138.23 \times 10^{-3}} = 0.706 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi 2 \times f_{t28} \quad \text{tel que } \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 2.25 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_{su} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pour les autres types de plancher le calcul se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Type	Cisaillement	Armature transversale	espacement	Jonction table nervure	Armatures longitudinales	
					Aux appuis	
					Appui intermédiaire	Appui de rive
Vérification	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}$ $\bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$	$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10} \right)$	$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm})$	$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$
Terrasse Inaccessible	$\tau_u = 0.706$ Vérifiée	Épingle $\Phi 6$ avec $A_t = 2HA6$ $= 0.57\text{cm}$	$St = 15\text{cm}$	$\tau_u = 1.032$ Vérifiée	$A_l = -6.6 \times 10^{-5}$ Vérifiée	$A_l = 0.45$ Vérifiée
Terrasse Accessible	$\tau_u = 0.966$ Vérifiée	Épingle $\Phi 6$ avec $A_t = 2HA6$ $= 0.57\text{cm}$	$St = 15\text{cm}$	$\tau_u = 1.13$ Vérifiée	$A_l = -7.6 \times 10^{-5}$ Vérifiée	$A_l = 0.449$ Vérifiée
Etage courant	$\tau_u = 0.783$ Vérifiée	Épingle $\Phi 6$ avec $A_t = 2HA6$ $= 0.57\text{cm}$	$St = 15\text{cm}$	$\tau_u = 0.920$ Vérifiée	$A_l = -5.8 \times 10^{-5}$ Vérifiée	$A_l = 0.405$ Vérifiée

Tableau 3.8 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant
Vérification des contraintes

– En travée

Position de l'axe neutre (y)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 3.39 \times (18 - 4) = -191.9 \text{ cm}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure ; d'où le calcul d'une section en T.

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

$$\Rightarrow y = 0.01701 \text{ m}$$

$$\text{Moment d'inertie } I = \frac{b}{3} \times y^3 - \left[(b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} \right] + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$\Rightarrow I = 1.337 \times 10^{-4} m^4$$

Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9.01 \times 10^{-3}}{1.337 \times 10^{-4}} \times 0.0114 = 1.146 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.146 MPa \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa \text{ condition vérifier}$$

– En appuis

Ma.max.int = - 4.57 KN.m < 0 \Rightarrow Le calcul se fait pour une section (bo x h)

$$\Rightarrow y = 0.07701 m$$

$$\Rightarrow I = 4.575 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.69 MPa \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa \text{ condition vérifier}$$

Pour les autres types de plancher le calcul se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Elément	M_{ser} (KN.m)	y(m)	$I \times 10^{-4}$ (m4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Terrasse	Travée	9.01	0.0170	1.337	1.14	15	vérifié
Inaccessible	Appui	4.57	0.0770	0.4575	7.69	15	Vérifié
Terrasse	Travée	9.75	0.0236	1.577	1.45	15	vérifié
Accessible	Appui	5.11	0.0413	1.144	2.87	15	Vérifié
Etage	Travée	7.79	0.0170	1.337	0.99	15	Vérifié
courant	Appui	4.21	0.0770	0.4575	7.08	15	Vérifié

Tableau 3.9 Vérification des contraintes à l'E.L.S

– Etat limite de déformation

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour la vérification de la poutrelle la plus défavorable (type 1) car elle est isostatique et d'une travée de 4,70m. Si sa flèche est vérifiée, ceci veut dire que les autres poutrelles (travées moins importante) sont vérifiées.

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des

conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max(\frac{L}{16}; \frac{Mt \times l}{10Mo}) \\ L \leq 8m \\ As \leq \frac{3.6 b o d}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour notre cas on a : $h = 20 \text{ cm}$, $l = 4.70 \text{ m}$.

$\frac{h}{l} = 0.0425 \leq \frac{1}{16} \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche qui conduit selon la méthode exposée à l'article B.6.5, 2 des règles B.A.E.L.91

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

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

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

Evaluation des moments en travée :

$q_{j.ser} = 0.65 \times G' = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/ml}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons).

$q_{g.ser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.54 = 4.251 \text{ KN/ml}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle).

$q_{p.ser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.54 + 1) = 4.901 \text{ KN/ml}$ (La charge permanente et la surcharge d'exploitation).

$$M_{j.ser} = \frac{q_{j.ser} \times l^2}{8} = 5.108 \text{ KN.m}$$

$$M_{g.ser} = \frac{q_{g.ser} \times l^2}{8} = 11.738 \text{ KN.m}$$

$$M_{p.ser} = \frac{q_{p.ser} \times l^2}{8} = 13.532 \text{ KN.m}$$

Calcul de ρ et λ :

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.0188$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \times \rho} = 2.611 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.044 \quad \text{Déformation différée.}$$

Calcul du moment d'inertie et la position de l'axe neutre I et Y

$$Y = 1.701 \text{ cm}$$

$$I = 1.337 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes σ

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} \times (d - y) = 93.405 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} \times (d - y) = 214.642 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} \times (d - y) = 247.447 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.597$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.798$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.822$$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe qui passe par le CDG I_0

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_s = (65 \times 20) + (15 \times 3.39) = 1350.85 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \times \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 = 46587.73 \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inertie fictifs I_f

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu_j)} = 19796.86 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu_g)} = 16619.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu_p)} = 16288.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu_g)} = 27956.01 \text{ cm}^4$$

Calcul de E

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{j.ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = 0.177 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{p.ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 0.997 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g.ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 0.485 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0.905 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{p.ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} = 0.570 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.905 < f_{adm} = 0.94 \text{ cm}$$

Pour les autres types de plancher le calcul se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Etage		Terrasse Inaccessible	Terrasse accessible	Etage courant
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	1.85	1.85	1.85
	q_{gser} (KN/m)	4.251	4.387	3.354
	q_{pser} (KN/m)	4.901	5.362	4.329
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	5.108	5.108	5.108
	M_{gser} (KN.m)	11.738	12.113	9.261
	M_{pser} (KN.m)	13.532	14.80	11.953
I_0 (Cm4)		46587.73	47374.93	46587.73
ρ		0.0188	0.023	0.0188
λ_i		2.611	1.854	2.611
λ_v		1.044	0.741	1.044
σ_{sj} (Mpa)		93.405	75.98	93.405
σ_{sg} (Mpa)		214.642	180.19	169.347
σ_{sp} (Mpa)		247.447	220.16	218.57
μ_j		0.597	0.595	0.597
μ_g		0.798	0.803	0.752
μ_p		0.822	0.835	0.801
I_{ij} (Cm4)		19796.86	24778.5	19796.86
I_{ig} (Cm4)		16619.16	20939.09	17292.72
I_{ip} (Cm4)		16288.16	20451.56	16577.05
I_{vg} (Cm4)		27956.01	32671.89	28708.11
f_{ji} (m)		0.00177	0.00141	0.00177
f_{gi} (m)		0.00485	0.00397	0.00367
f_{pi} (m)		0.00570	0.00497	0.00495
f_{gv} (m)		0.00997	0.00933	0.00644
Δf (cm)		0.905	0.89	0.595
f_{adm} (cm)		0.94	0.94	0.94
$\Delta f \leq f_{adm}$		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 3.10 Vérification de la flèche

Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
étage courant			
terrasse inaccessible			
terrasse accessible			

Tableau 3.11 Schéma de ferrailage des poutrelles

Ferraillage de la dalle de compression

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$5\text{TS6/ml} = 1.41 \text{cm}^2$$

Perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

On choisit :

$$3\text{TS6/ml} = 0.85 \text{cm}^2$$

Parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 30\text{cm} < 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

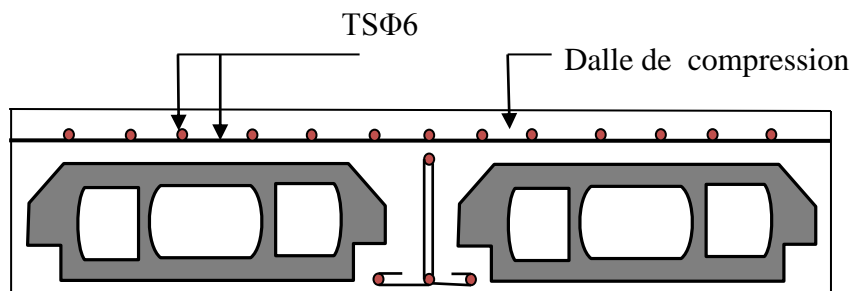


Figure 3.4 Schéma de ferraillage de la dalle de compression.

3.3. Etude de Dalles pleines

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut reposer sur deux ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console. Elle peut porter dans une ou deux directions.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

3.3.1. Premier Type de Balcon

C'est un balcon dalle sur quatre appuis

On a : $L_x = 1.80\text{m}$,

$L_y = 4.7\text{ m}$.

$\rho = 0.38 < 0.4$ (La dalle porte dans un seul sens)

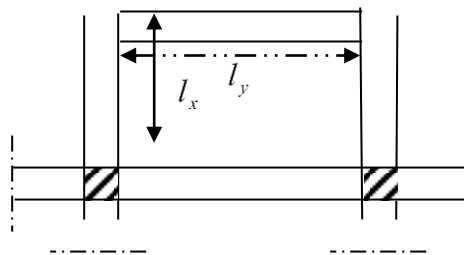


Figure 3.5 Balcon sur 4 appuis.

Ce type de dalle se calcule comme une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple. Soit :

$$G = 6.02 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Pu = (1.35 G + 1.5 Q)$$

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

$$d = 13 \text{ Cm}$$

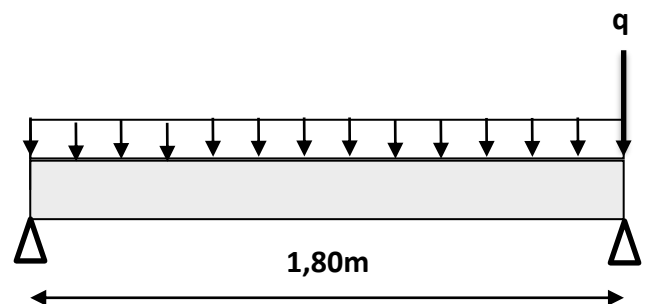


Figure 3.6 Schéma statique tu

➤ **Calcul des sollicitations****A l'ELU**

$$Pu = (1.35 \times 6.02 + 1.5 \times 3.5) = 13.37 \text{ KN/m}$$

$$Mu = [(13.37 \times 1.80^2)/8] + 1.35 \times 1 \times 1.80 = 7.84 \text{ KN.m}$$

$$Vu = (13.37 \times 1.80)/2 + 1 \times 1.35 = 13.38 \text{ KN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{7.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0384, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.049 ; Z = 11.76 \text{ cm}$$

$$As = (7.84 \times 10^{-3} / 0.1176 \times 348) = 1.91 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{min} < A_s$$

Donc on adopte $A_s = 1.91 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

On choisit 4HA10/ml = $3.14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

– **Les armatures de répartition**

$$A_y = (A_t / 3) = (3.14 / 3) = 1.04 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit 4HA8/ml = $2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	Calculé (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A adoptée (cm^2)
7.84	0.0384	0.049	0.1176	1.91	1.45	4HA10/ml = 3.14

Tableau 3.12 Résultats de ferrailage du 1er type de dalle.

– **Vérification de l'espacement**

$$S_t \leq \min (2.5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2.5 \times 14, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

on a choisi 4HT10, soit $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ donc c'est vérifié.

– **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.111 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A P'ELS

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (6.02+3.5) = 9.52 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(9.52 \times 1.80^2)/8] + 1 \times 1.80 = 5.65 \text{ KN. M}$$

– **Vérification de σ_{bc}**

– **Calcul de y** $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.14) y - (15 \times 3.14 \times 12) = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 565.2 = 0$$

$$y = 2.92 \text{ cm}$$

– **Calcul de I** $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$

$$I = \frac{100}{3} \times 2.92^3 + 15 \times 3.14 (12 - 2.92)^2$$

$$I = 4713.12 \text{ cm}^4$$

– **Calcul de σ_{bc}**

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

$$\sigma_{bc} = (5.65 \times 10^{-3} \times 0.0292) / (4713.12 \times 10^{-8}) = 3.5 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ pas de risque}$$

fissuration du béton .

– **Vérification de σ_{st}**

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 5.65 \times 10^{-3} \times (0.12 - 0.0292)] / 4713.12 \times 10^{-8} = 163.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Fissuration}$$

nuisible

$$\text{Avec : } \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

– **La flèche**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.8} = 0.083 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.005 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.0059 < \frac{2.4}{400} = 0.006 \quad \text{Condition vérifié}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

– **Ferraillage**

$$\begin{cases} A_{st}^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

– **Schéma de ferraillage**

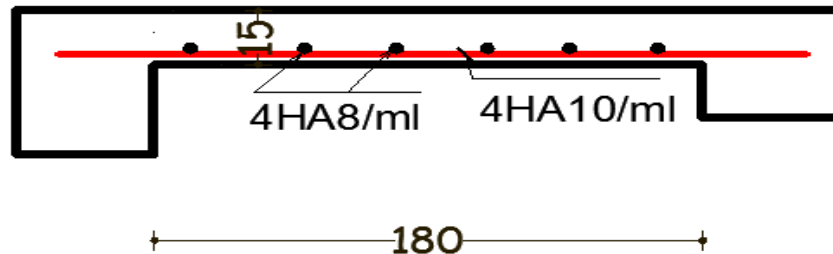


Figure 3.7 Schéma de ferraillage du balcon

3.3.2. Dalle pleine parking

Dalle pleine de 20 cm d'épaisseur appuyé sur quatre appuis

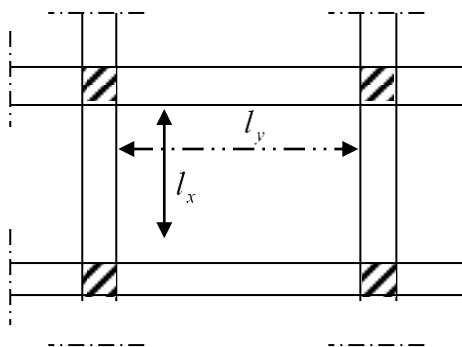


Figure 3.8 dalle sur quatre appuis

On a $l_x = 4.7 \text{ m}$ $l_y = 5.05 \text{ m}$

$$\rho = \frac{4.7}{5.05} = 0.93 > 0.4 \quad \text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

- **Evaluation des charges**

$$G = 5.02 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 10.52 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 7.52 \text{ KN/m}^2.$$

- **Calcul à l'ELU**

Les sollicitations

D'après l'abaque (annexe 02) on a : $\mu_x = 0.0428$
 $\mu_y = 0.8450$

D'où : $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 9.94 \text{ KN.m}$
 $M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 8.39 \text{ KN.m}$

Moment en travée $\begin{cases} M_x^{tr} = 0.75 M_{0x} \\ M_y^{tr} = 0.75 M_{0y} \end{cases}$

$$\Rightarrow M_t^x = 7.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 6.29 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis $M_{ax} = -0.5 M_0^x$

$$M_{ay} = -0.5 M_0^y$$

$$\Rightarrow M_{ax} = -4.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -4.19 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

Les résultats du calcul du ferraillage sont donnés sur le tableau suivant

Sens	En travée			En appuis		
	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A adop (cm ²)	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A adop (cm ²)
x-x	7.45	1.27	4HA10=3.14	4.97	0.798	4HA8=2.01
y-y	6.29	1.07	4HA10=3.14	4.19	0.713	4HA8=2.01

Tableau 3.13 Ferraillage de la dalle sur 04 appuis.

- **Espacement des barres**

$$// \text{ à } x \rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

$$// \text{ à } y \rightarrow St \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'ELU : [BAEL91]**

Condition de non fragilité

La vérification de la condition de non fragilité est résumée sur le tableau suivant

	En travée		En appuis		
sens	Amin (cm ²)	A adop (cm ²)	Amin (cm ²)	A adop (cm ²)	observation
x-x	1.6	4HA10=3.14	1.6	4HA10=3.14	vérifiée
y-y	1.6	4HA10=3.14	1.6	4HA10=3.14	vérifiée

Tableau 3.14 La vérification de la condition de non fragilité.

Vérification de l'effort tranchant

Selon le CBA93 (A.5.1.1) $\bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$

$$V_u = 14.12 \text{ KN} \quad \tau_u = 0.078 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ vérifiée} \longrightarrow \text{vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS**

D'après l'abaque (**annexe 02**) on a :

$$\begin{aligned} \mu_x &= 0.05 \\ \mu_y &= 0.8939 \end{aligned} \quad \text{D'où : } \begin{aligned} M_{0x} &= \mu_x q_s l_x^2 = 8.3 \text{ KN.m} \\ M_{0y} &= \mu_y M_{0x} = 7.42 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\text{Moment en travée} \begin{cases} M_x^{tr} = 6.22 \text{ KN.m} \\ M_y^{tr} = 5.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_{ax} = -4.15 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les contraintes dans le béton

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

Les vérifications des contraintes sont résumées dans le tableau suivant:

	Sens	Mser (KN.m)	A (cm ²)	σ_{bc}	Observation
Travée	x-x	6.22	3.14	0.42	Vérifiée
	y-y	5.56	3.14	0.37	
Appuis	x-x	4.15	3.14	0.24	
	y-y	2.78	3.14	0.22	

Tableau 3.15 les vérifications des contraintes dans le béton.

- Etat limite de déformation BAEL 91(Article B-6-3)
- La flèche

Selon X

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{470} = 0.042 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

La première condition de la flèche n'est pas vérifiée, donc le calcul à la flèche est nécessaire.

$$\Delta f = f_{gv} + f_{ji} - f_{pi} + f_{gi}$$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0.0017$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5\rho} = 12.03; \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 4.81; \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

Calcul de σ_s

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \text{ avec } n = 15 ; I = 1.131962 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

$q_{jser} = 1 * G$ La charge permanente avant la mise en place du revêtement.

$$q_{jser} = 1 * 5 = 5 \text{ KN / ml}$$

$q_{gser} = 1 * G$ La charge permanente.

$$q_{gser} = 1 * 5.02 = 5.02 \text{ KN / ml}$$

$q_{pser} = 1 * (Q + G)$ La charge permanente et la charge d'exploitation.

$$q_{pser} = 7.52 \text{ KN / ml}$$

$$M_{jser} = 5.52 \text{ KN.m} ; \quad M_{gser} = 5.54 \text{ KN.m} ; \quad M_{pser} = 8.3 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s^j = 104.84 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s^g = 105.26 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s^g = 157.68 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^j + f_{t28}} = -0.306 \Rightarrow \mu_j = 0 \quad \mu_g = -0.305 \Rightarrow \mu_g = 0 \quad \mu_p = -0.15 \Rightarrow \mu_p = 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = 7.66 * 10^{-4} \text{ m}^4 \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = 7.66 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = 7.66 * 10^{-4} \text{ m}^4 \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = 7.66 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa} \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.39 \text{ MPa}$$

$$f_{ji} = 4.9 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{pi} = 7.37 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{gi} = 4.9 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{vg} = 14.76 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = ((14.76 - 4.9) + (7.37 - 4.9)) * 10^{-4} = 12.31 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$\Delta f = 12.31 * 10^{-4} \text{ m} \leq f_{adm} = 0.0094 \text{ m} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

- Selon Y

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{505} = 0.039 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{395} = 0.0506 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.037 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b*d} = 0,0011 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{5050}{1000} + 5 = 1.005 \text{ cm}$

$$M_{jser} = 5.48 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 7.53 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 12.65 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s^j = 285.41 \text{ MPa} , \sigma_s^g = 382.81 \text{ MPa} , \sigma_s^p = 658.85 \text{ MPa}$$

$$I_{fij} = 7.66 * 10^{-4} \text{ m}^4 \quad I_{fig} = 7.66 * 10^{-4} \text{ m}^4 \quad I_{fip} = 7.66 * 10^{-4} \text{ m}^4 \quad \mu_j=0; \mu_g=0 ; \mu_p=0.$$

$$\Delta f = 0.001271 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.01005 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C'est vérifier}$$

$$f_{gi} = 5.08 * 10^{-4} \text{ m} \quad f_{vg} = 15.24 * 10^{-4} \text{ m} \quad f_{pi} = 7.61 * 10^{-4} \text{ m}$$

- Schéma de ferrailage

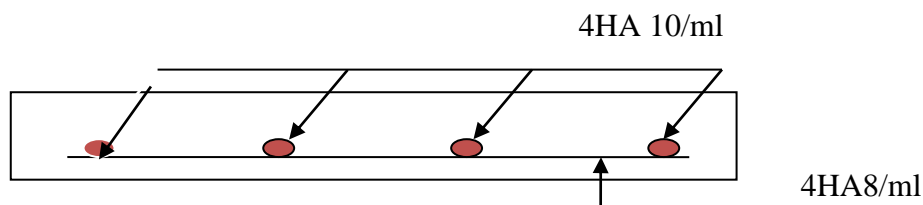


Figure 3.9 coupe en travée

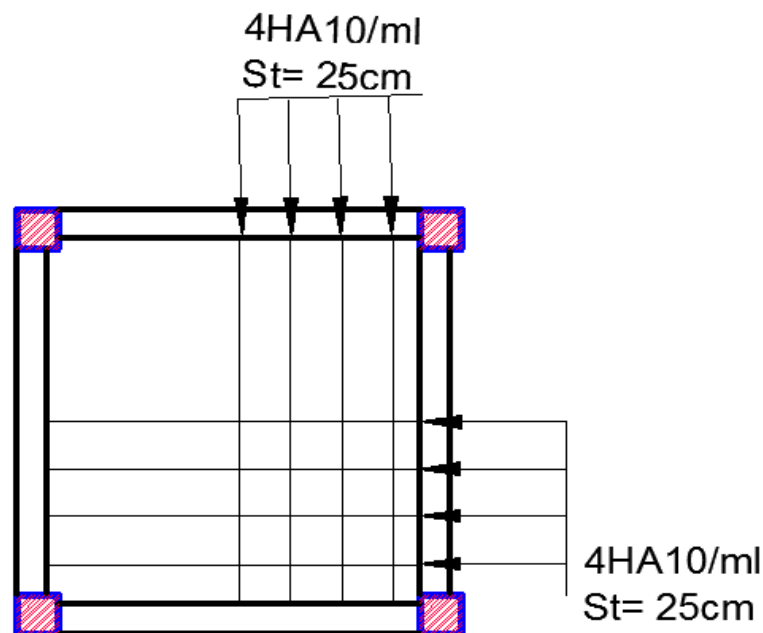


Figure 3.10 schéma de ferrailage de la dalle de compression

3.4. Etude de L'Acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien

des bâtiments. Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre (G), à une force latérale F_p due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Hypothèse de calcul

- * L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- * La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- * Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

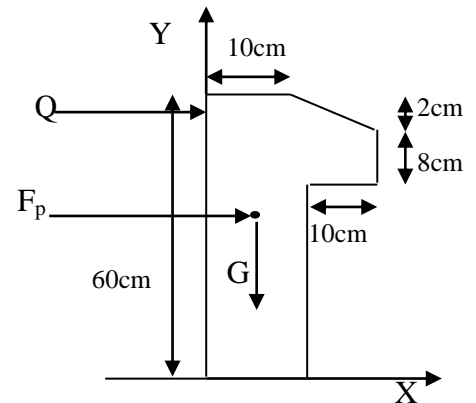


Figure 3.11 Coupe transversale de l'acrotère.

– Evaluation des Charges verticales

- * Le poids total : $W_p = G_{total}$

La charge due à la main courante : $Q=1\text{KN}$

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	W_p (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,069	1,725	0.27	2	1,00

Tableau 3.16 Evaluation des charges verticales sur l'acrotère.

– Charges horizontales

D'après le *RPA99 Article 6.2.3* l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : Coefficient d'accélération de la zone donné par le tableau (4-1) du *RPA99(2003)*.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8, donné par le tableau (6.1) du *RPA99(2003)*.

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{On a : } \left. \begin{array}{l} \text{-groupe d'usage 2} \\ \text{-zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A=0,15 \\ C_p=0,8 \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2 = 0.96\text{KN}$.

a) Calcul des sollicitations

Calcul du centre de pression $G(X_G, Y_G)$:

$$x_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} = 0.0646m.$$

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = 0.339m.$$

- L'acrotère est soumise à :

$$N_G = W_p = 2KN.$$

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m$$

$$M_{Fp} = F_p \times y_G = 0.96 \times 0.332 \Rightarrow M_{Fp} = 0.32KN.m$$

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
Nu (KN)	2	2.7	2
Mu (KN.m)	0.92	0.9	0.6

Tableau 3.17 Combinaison d'action de l'acrotère.

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : 1.35G + 1.5Q.

$$N_u = 2.7KN.$$

$$M_u = 0.9KN.m$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.33m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) conformément à l'article A.4.4 du BAEL91.

$$\frac{M_u}{N_u}$$

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max(2\text{cm} ; H/250) \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$H : \text{hauteur de l'acrotère} = 60\text{cm} \quad \Rightarrow e_a = \max(2\text{ cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$h_0 : \text{Hauteur de la section qui est égale à } 10\text{cm} ; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

$$l_f : \text{Longueur de flambement.} \Rightarrow l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1,2 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.864\text{cm}$$

$$\text{D'où : } e = 33 + 0.864 + 2 = 35.86\text{cm}$$

Les sollicitations de calcul :

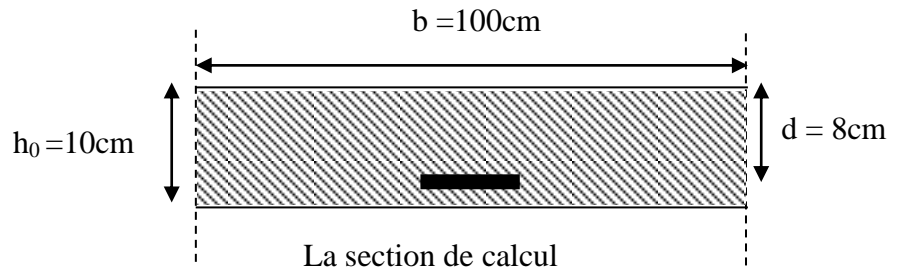
$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 2.7\text{KN.m} \\ M_u = N_u * e = 2.7 * 0.3586 = 0.968\text{KN.m} \end{array} \right.$$

- **Calcul à l'ELU**

$$h = 10 \text{ cm.}$$

$$d = 8 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$



Le ferrailage est calculé à l'ELU, Puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.05 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 14.20 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 1.15 \times 10^{-2}.$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0 ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0144$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0795$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Calcul à la flexion composée

N_u est un effort de compression

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.3 \text{ cm}^2.$$

Vérification à l'ELU**– Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\Phi6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

– Espacement

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

– Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

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

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 0.96 + 1 \Rightarrow V_u = 1.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.025 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.025 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

$$\tau_u = 0.025 \text{ MPa} < 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum U_i)} \leq \bar{\tau}_{ser} \quad V_u = F_p + Q \quad \text{CBA93 (Article. A.6.1, 3)}$$

Avec : Σu_i : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_u = \frac{1.96 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.271 \text{ MPa}$$

$\Psi = 1.5$ pour acier HA

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \tau < \bar{\tau}_{ser} \quad \text{vérifiée.}$$

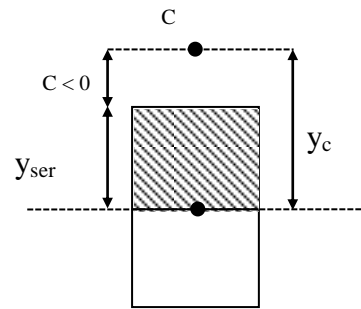
Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m ;}$$

$$N_{ser} = 2 \text{ KN ;}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m;}$$

$\eta = 1.6$ pour (les hautes adhérences)



D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

* Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y_{ser}. \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y_{ser}). \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \mu_t = \frac{b}{2} \times y_{ser}^2 + 15 \times A' \times (y_{ser} - d') - 15 \times A \times (d - y_{ser}).$$

– Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.3 \text{ m; } \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m.}$$

$$e_G = 0.3 \text{ m} > \frac{H}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

– Position du centre de poussée

D'après la convention de signe illustrée par le schéma précédent on a : $y_{ser} = y_c - c$

$$c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} \Rightarrow 0.3 - 0.05 = 0.25\text{m} \Rightarrow c < 0 \Leftrightarrow c = -0.25\text{m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c-d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c-d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

On a : $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} \text{m}^2$, $b = 1\text{m}$ et $c = -0.25\text{m}$.

On trouve :

$$p = -0.191\text{m}^2.$$

$$q = -0.029\text{m}^3.$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \Leftrightarrow \quad y_c - 0.191y_c + 0.029 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = 3.748 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois solutions

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\emptyset}{3}\right); y_2 = a \cos\left(\frac{\emptyset}{3} + 120\right); y_3 = a \cos\left(\frac{\emptyset}{3} + 240\right).$$

$$\cos \emptyset = \frac{3q}{2p} \left(\sqrt{\frac{-3}{p}} \right); a = 2 \times \sqrt{\frac{(-p)}{3}}$$

$$\emptyset = 168.0790; a = 0.491; y_1 = 0.274\text{m}; y_2 = 0.489\text{m}; y_3 = 0.215\text{m}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < H = 10\text{cm}.$$

$$Y_1 = 0.274\text{m} \Rightarrow Y_1 + C = 0.024\text{m} \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée}$$

$$Y_2 = -0.489\text{m} \Rightarrow Y_2 + C = -0.739\text{m} \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

$$Y_3 = 0.215\text{m} \Rightarrow Y_3 + C = 0.035\text{m} \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

Donc on choisit $Y_c = Y_1 = 0.274\text{m} \Rightarrow Y_{ser} = 0.024\text{m}$.

$$\text{D'où: } \mu_t = \frac{b}{2} \times y_{ser}^2 - 15 \times A \times (d - y_{ser}) \Rightarrow \mu_t = 1.19 \times 10^{-4} \text{ m.}$$

$$\rho = 100. \frac{A}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \quad \Rightarrow \quad (\text{Annexe III}) \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.920. \\ K_1 = 0.021. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0.403\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.} \\ \sigma_{st} = 14.11\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée} \end{array} \right.$$

schéma de ferrailage

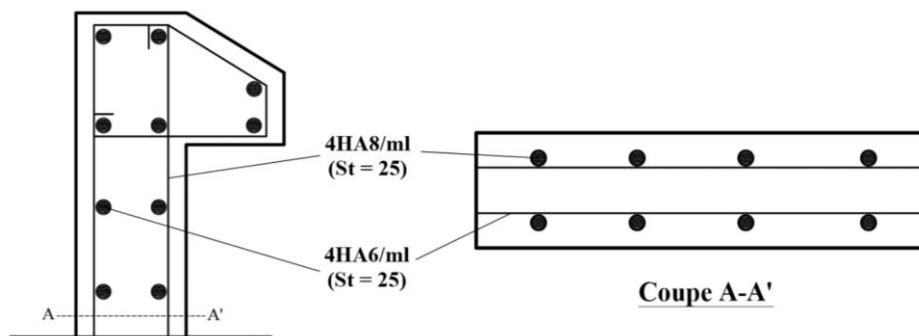


Figure 3.12 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

3.5. Etude de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui lui sont appliquées.

On a $L_x = 1.60 \text{ m}$ et $L_y = 2 \text{ m}$ donc une surface $S = 3.2 \text{ m}^2$

$$e \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{2}{20} = 0.1 \text{ m} \Rightarrow e \geq 10 \text{ cm} ; \text{ Soit } e = 20 \text{ cm.}$$

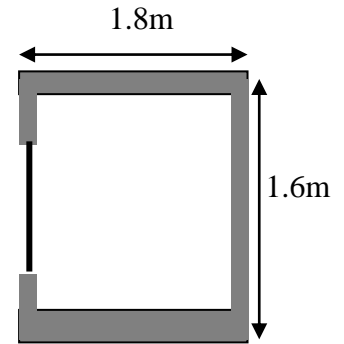


Figure 3.23 Cage d'ascenseur

Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la dalle en béton armé.

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$$

Poids du revêtement en béton ($e = 5 \text{ cm}$).

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.88} = 50.34 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la machine.

$$G_{\text{tot}} = G' + G'' = 56.44 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

a) Cas d'une charge répartie (Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur)

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 56.44 + 1.5 \times 1 = 77.7 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\text{Sens x-x'} \quad M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0561 \times 77.7 \times (1.6)^2 = 11.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.5959 \times 11.15 = 6.64 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels

En travée Sens x-x' : $M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 11.15 = 8.36 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 6.64 = 4.98 \text{ KN.m}$

En appui $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -5.57 \text{ KN.m}$

Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $dx = 18\text{cm}$ et $dy = 17\text{cm}$.

Les résultats de calcul en flexion simple sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	8.36	1.34
	y-y	4.98	0.84
appui		5.57	0.89

Tableau 3.18 Résultats de calcul des armatures longitudinales
Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

En travée

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des aciers (HA), feE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$h_0 = e = 20 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$\rho = 0.8$

$$\left[\begin{array}{l} A_{\min}^x = 1.76 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$A_t^x = 1.34 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 0.84 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on ferraille les deux sens avec A_{\min} ; $A_t^y = A_t^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

En Appuis

$$A_{\min}^x = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^x = A_a^y = 0.89 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min}$$

Donc on ferraille avec A_{\min} ; $A_a^x = A_a^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x'} : S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}.$$

$$\text{Sens y-y'} : S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}.$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \tau^{\text{adm}} = 0.05 \times f_{c28}$$

$\rho = 0.8 > 0.4 \Rightarrow$ simple dans les deux sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 38.26 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 26.87 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0.212 \text{ MPa} < \tau^{\text{adm}} = 1.25 \text{ MPa}$$

(Pas de risque de rupture par cisaillement)

Vérification à l'ELS

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 56.44 + 1 \Rightarrow q_{\text{ser}} = 57.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{array} \right. \quad (\text{Annex I})$$

$$\text{Sens x-x'} : M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0628 \times 56.44 \times (1.6)^2 = 9.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.7111 \times 9.07 = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 9.07 = 6.8 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 6.45 = 4.83 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

	M _{ser}	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc}	σ _{st} ^{adm}	σ _{st}	σ _{st} ^{adm}
Sens // l _x	6.8	3	7683.66	2.34	15	202.63	201.63
Sens // l _y	4.83	2.91	6806.94	2.11	15	152.76	201.63
				Vérifiée		Non Vérifiée	

Tableau 3.19 Résultats de calcul des contraintes

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration}$$

nuisible

Avec : η=1.6

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{6.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 201.63} = 1.05 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve α=0.166

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : A_{tx}=4HA10 = 3.14 cm²/ml.

Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \quad \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$2. \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{20 \times M_0} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$3. \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \quad \dots\dots\dots (3)$$

b) Cas d'une charge concentrée (Etude de la dalle pleine du local machine)

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

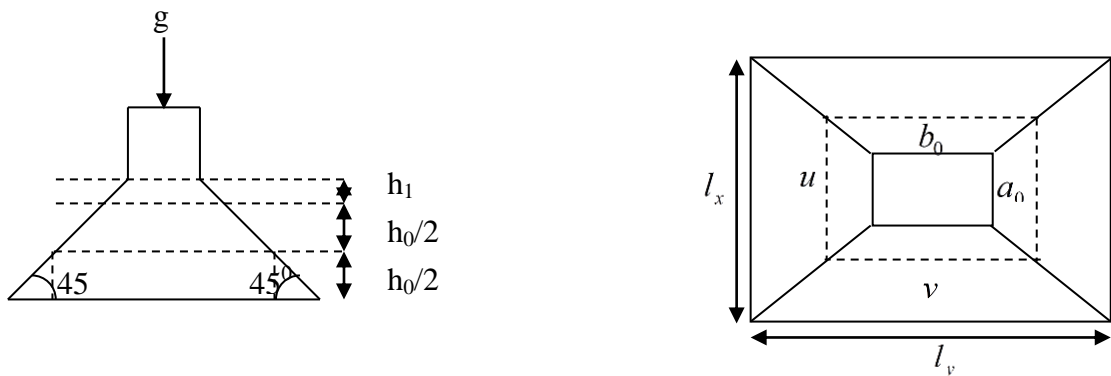


Figure 3.14 Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad (\text{BAEL91})$$

On a une vitesse $V \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 90\text{cm} \end{cases}$

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui est égale à :

- * 0,75 si le revêtement est moins de résistance que le béton.
- * 1 Si le revêtement est du béton, ce qui le cas pour cette dalle.

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5\text{cm} \Rightarrow \xi = 1$.

$$u = 80 + 20 + (2 \times 5) = 110 \text{ cm}$$

$$v = 90 + 20 + (2 \times 5) = 120 \text{ cm}$$

Donc :

Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = \frac{110}{160} = 0.7 \text{ et } \rho = 0.8$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = \frac{120}{200} = 0.6 \text{ et } \rho = 0.8$$

En se réfère à l'abaque PIGEAU (**Annexe II**) on trouve $M_1 = 0.082$ et $M_2 = 0.052$

- **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60\text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 97.60 \times 0.082 = 8 \text{ KN.m} \\ M_{x2} = 97.60 \times 0.052 = 5.07\text{KN.m} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x = 0.0561 \times 9.73 \times (1.6)^2 = 1.39 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.5959 \times 1.39 = 0.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

μ_x et μ_y Sont donnée par (Annexe I)

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8 + 1.39 = 9.39 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.07 + 0.83 = 5.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments aux appuis

$$M_{ax} = -0.5M_x = -4.69 \text{ KN.m}; M_{ay} = -0.5M_y = -2.95 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{tx} = 0.75M_x = 7.04 \text{ KN.m}; M_{ty} = 0.75M_y = 4.42 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de longueur et en prenant $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens		M (KNm)	$A_{cal} (\text{cm}^2)/\text{ml}$	$A_{min} (\text{cm}^2)/\text{ml}$
travée	x-x	7.04	1.13	1.76
	y-y	4.42	0.75	1.6
appuis	x-x	4.69	0.75	1.76
	y-y	2.95	0.5	1.6

Tableau 3.20 Résultats de calcul des armatures longitudinales

Vérification à l'ELU**- Condition de non fragilité****En travée**

$$A_t^x = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min}^x = 1.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 0.75 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On ferraille avec A_{min}

On opte : 4HA10 = 3.14 cm²/ml

En appui

$$A_a^x = 0.47 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min}^x = 1.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^y = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On ferraille avec A_{min}

On opte : 4HA10 = 3.14 cm²/ml

Diamètre maximal des barres

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Vérification des espacements des armatures

Selon Lx: $St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

Selon Ly: $St \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

Vérification à l'E.L.U**- Vérification au poinçonnement**

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91 Art H. III.10})$$

Avec :

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 120) \Rightarrow U_c = 460 \text{ cm.}$$

$$P_u = 97.60 \text{ KN.}$$

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 97.60 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.60 \times 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 690 \text{ KN}$$

$$P_u = 97.60 \text{ KN} < 690 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$u = 110 \text{ cm} \quad v = 120 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = \frac{q_u}{2 \times u + v} = \frac{97.6}{2 \times 1.10 + 1.20} = 28.70 \text{ KN}$$

$$T_v^{max} = \frac{q_u}{2 \times v + u} = \frac{97.6}{2 \times 1.20 + 1.10} = 27.88 \text{ KN}$$

$$V_{max} = 28.70 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.159 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Vérification à L'ELS

- Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser}(M_1 + v \times M_2) = 6.68 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser}(M_2 + v \times M_1) = 4.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments dus au poids propre de la dalle

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0628 \times 7.1 \times (1.6)^2 = 1.14 \text{ KN.m.} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.7111 \times 1.14 = 0.81 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.68 + 1.14 = 7.82 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.94 + 0.81 = 5.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 5.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 4.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = -3.91 \text{ KN.m}$$

	M _{ser}	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ^{adm} (MPa)
Sens // l_x	5.86	3.67	11319.63	1.89	15	111.27	201.63
Sens // l_y	4.31	3.64	10014.47	1.56	15	86.24	201.63
				vérifier		vérifier	

Tableau 3.21 Résultats de calcul des contraintes de béton
Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ;
d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{20 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

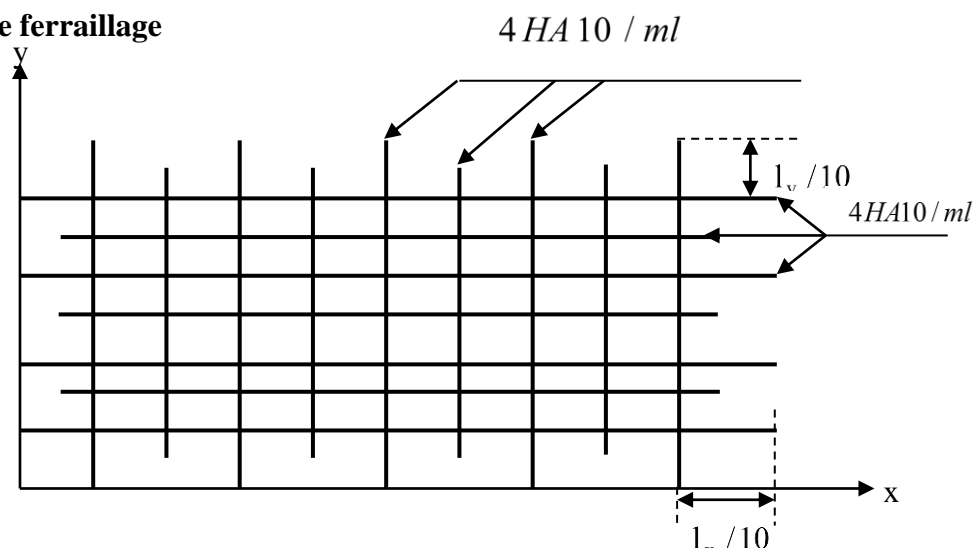
b) Schéma de ferrailage

Figure 3.15 Schéma de ferrailage de la dalle

3.6. Etude des escaliers

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100 cm et de hauteur h. le dimensionnement et le poids revenant de l'escalier est calculé dans le chapitre II.

Dans notre cas on a un seul type d'escalier à étudier : escalier a trois volées.

3.6.1 Escalier à trois volets

1. Etude de la volée I

a) Les chargements

On a: $G_v=8.02\text{KN/m}^2$, $G_p=5.27\text{ KN/m}^2$, $Q=2.5\text{ KN/m}^2$

b) Combinaison de charges

$$ELU: q_{vu} = 14.577\text{ KN/m}^2$$

$$q_{pu} = 10.865\text{ KN/m}^2$$

$$ELS: q_{vs} = 10.52\text{ KN/m}^2$$

$$q_{ps} = 7.77\text{ KN/m}^2$$

Charge équivalente

$$q_u^{eqv} = 13.02\text{ KN/m}^2$$

$$q_s^{eqv} = 9.36\text{ KN/m}^2$$

c) Les sollicitations

A l'ELU

$$M_0 = 15.64\text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 11.73\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -7.82\text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 20.18\text{KN}$$

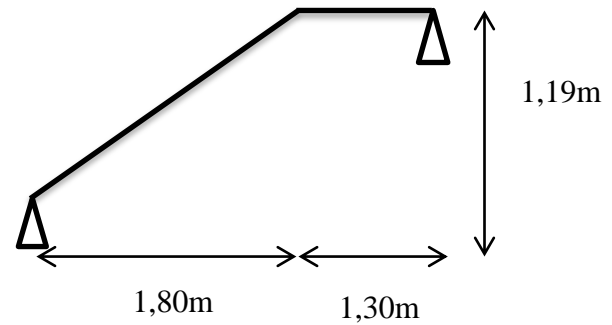


Figure 3.16 coupe de la volée I

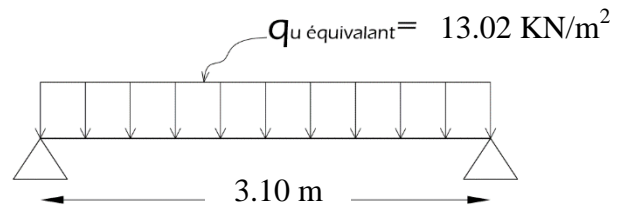


Figure 3.17 schéma statique de la volée I

A P ELS

$$M_0 = \frac{q_s^{eqv} \times l^2}{8} = 11.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 8.43 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -5.62 \text{ KN.m}$$

d) Ferrailage**En travée**

$$M = 11.73 \text{ KN.m}, \mu_{bu} = 0.0490, \alpha = 0.062, Z = 12.67 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = 2.66 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On opte pour le ferrailage suivant : **4HA12** : A = 4.52 cm² / ml.

En appuis

$$M = 7.82 \text{ KN.m}, \mu_{bu} = 0.0327, \alpha = 0.0415, Z = 12.78 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = 1.75 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

On opte pour le ferrailage suivant : **4HA10** : A = 3.14 cm² / ml.

Calcul de la section des armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_{sl}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on choisit : 4HA10} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_t = \frac{A_{sl}}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on choisit : 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

e) Espacement des barres**– Armatures principales**

$$\text{En travée } St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \text{c'est vérifier}$$

$$\text{En appuis } St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \text{c'est vérifier.}$$

– Armatures secondaire

$$St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \text{c'est vérifier.}$$

Vérification à l'ELU

–Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0.15 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

–Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(20.18 - \frac{7.82}{0.9 \times 0.13} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -0.13 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

f) Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

–Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{sev} \leq \overline{\tau_{srv}}$$

$$\overline{\tau_{sev}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa. Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 1 = 12.57 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{20.18 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 12.57 \times 10^{-2}} = 1.37 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \overline{\tau_{ser}} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

– Vérification de l'état de compression du béton

	M.ser (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En travée	8.43	0.0358	7.54×10^{-5}	3.99	15	Condition vérifié
En appui	5.62	0.0306	5.6×10^{-5}	3.06	15	

Tableau 3.22 Vérification des contraintes à l'ELS

Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$15 / 310 = 0.048 < 1 / 16 = 0.0625$ condition non vérifier.

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

Le calcul se fait de la même manière que pour les poutrelles. Les résultats sont présentés dans le **tableau 3.23**

$\rho = 0.0034$, $y = 3.58$ cm, $I = 7.54 \times 10^{-5} \text{ m}^4$, $\lambda_i = 6.0398$, $\lambda_v = 2.41$, $I_0 = 189551 \text{ cm}^4$.

q_j (KN/m)	M_{jser} (KN.m)	σ_j (MPa)	μ_j	I_{f_j} (cm ⁴)	f_{ji} (cm)
2.94	3.537	66.27	0	33193.545	0.03183
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN.m)	σ_g (MPa)	μ_g	I_{f_g} (cm ⁴)	f_{gi} (cm)
5.52	6.6369	124.34	0.0403	30402.02675	0.06154
q_p (KN/m)	M_{pser} (KN.m)	σ_p (MPa)	μ_p	I_{f_p} (cm ⁴)	f_{pi} (cm)
7.15	8.58893	160.92	0.152	18386.72939	0.1334
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN.m)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	f_{gv} (cm)
5.52	6.6369	124.34	0.00403	32017.60081	0.1753

Tableau 3.23 calcul de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.21 \text{ cm} \\ f_{adm} = 0.62 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \text{vérifier}$$

g) Schéma de ferrailage

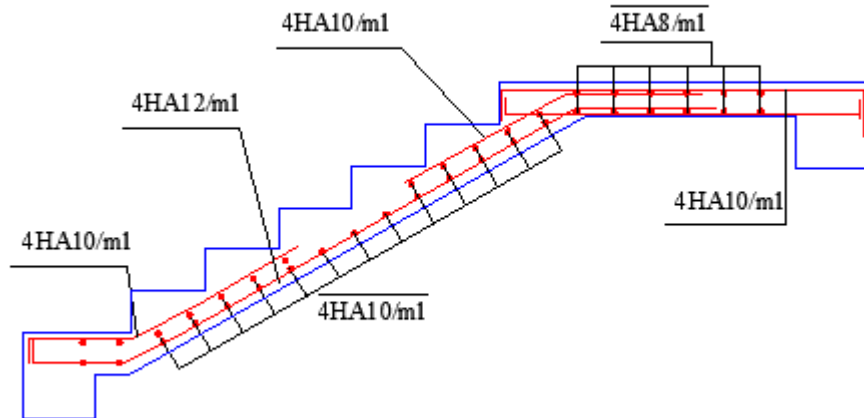


Figure 3.18 schéma de ferrailage de l'escalier

2. Etude de la volée II

Elle est considérée comme une console

a) Les chargements :

On a : $G_v = 8.02 \text{ kn/m}^2$, $Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$

b) Combinaison de charges

$$ELU: q_{vu} = 14.577 \text{ KN/m}^2$$

$$ELS: q_{vs} = 10.52 \text{ KN/m}^2$$

c) Les sollicitations

A l'ELU

$$M_u = 18.65 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l = 23.32 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$M_s = 13.46 \text{ KN.m}$$

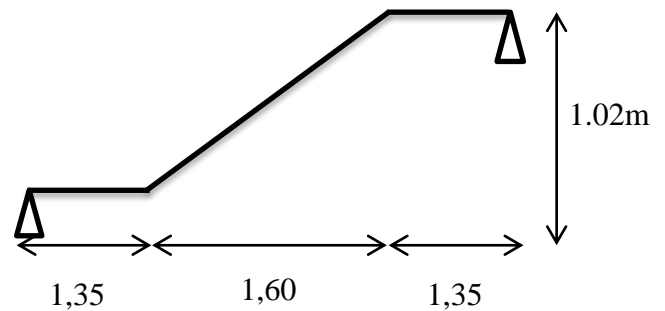


Figure 3.19 Coupe de la volée II

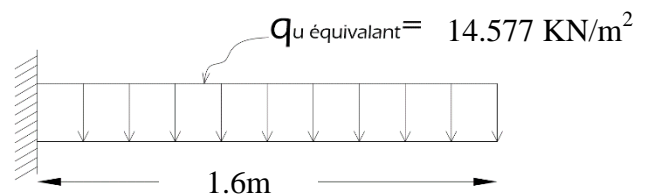


Figure 3.20 schéma statique de la volée II

d) Ferrailage**En appuis**

$$M = 18.65 \text{ KN.m}, \mu_{bu} = 0.0779, \alpha = 0.1015, Z = 12.47 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = 4.29 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Alors on va ferrailler avec A_{min}

On opte pour le ferrailage suivant : **4HA12** : $A = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

e) Calcul de la section des armatures de répartition

$$A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On choisit : 4HA10} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

f) Espacement des barres**– Armatures principales**

$$St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \text{c'est vérifié}$$

– Armatures secondaire

$$St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \text{c'est vérifié.}$$

g) Vérification à l'ELU**–Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0.18 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} \dots \text{c'est vérifié.}$$

–Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(23.32 - \frac{18.65}{0.9 \times 0.13} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -0.39 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

h) Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

–Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{sev} \leq \overline{\tau_{srv}}$$

$$\overline{\tau_{sev}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa. Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 1 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{13.46 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 0.91 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser}$$

$$< \overline{\tau_{ser}} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

– Vérification de l'état de compression du béton

	M.ser (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En appui	13.46	0.0356	5.97×10^{-5}	8.019	15	Vérifier

Tableau 3.24 Vérification des contraintes à l'ELS

– Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

$15 / 81 = 0.093 > 1 / 16 = 0.0625$ condition vérifier.

$4.52 / (100 \times 13) = 0.0013 < 4.2 / 400 = 0.0105$ condition vérifier.

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

i) Schéma de ferrailage

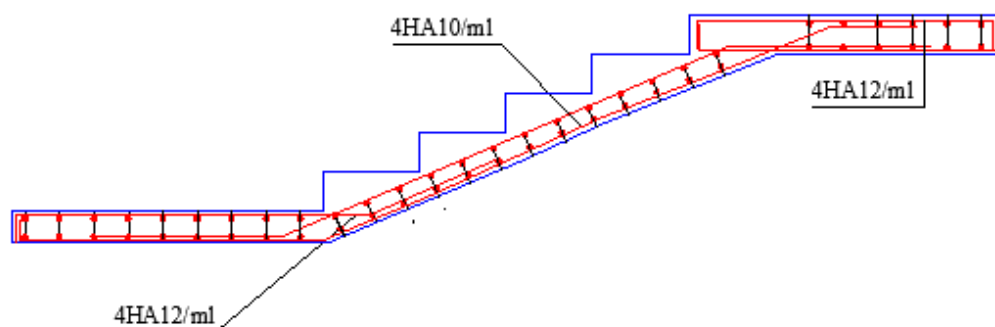


Figure 3.21 schéma de ferrailage de l'escalier

Etude de la volée III**Les chargements**

On a: $G_v=8.02 \text{ n/m}^2$, $G_p=5.27 \text{ kn/m}^2$, $Q=2.5 \text{ kn/m}^2$

Combinaison de charges**ELU**

$$q_{vu} = 14.577 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{pu} = 10.865 \text{ KN/m}^2$$

$$ELS \quad q_{vs} = 10.52 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ps} = 7.77 \text{ KN/m}^2$$

Charge équivalente

$$q_u^{eqv} = 13.02 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s^{eqv} = 9.36 \text{ KN/m}^2$$

Les sollicitations**A l'ELU**

$$M_0 = 15.64 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 11.73 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -7.82 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 20.18 \text{ KN}$$

A l'ELS

$$M_0 = \frac{q_s^{eqv} \times l^2}{8} = 11.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 8.43 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -5.62 \text{ KN.m}$$

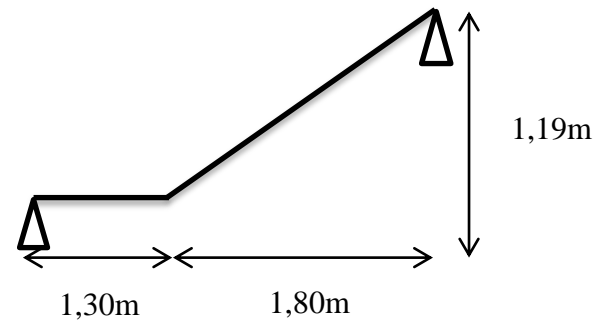


Figure 3.22 coupe de la volée 3

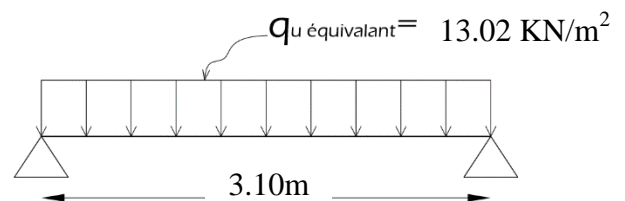


Figure 3.23 schéma statique de la volée 3

Ferraillage**En travée**

$$M = 11.73 \text{ KN.m} , \mu_{bu} = 0.0490, \alpha = 0.062, Z = 12.67 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = 2.66 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

On opte pour le ferraillage suivant : **4HA12** : $A = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

En appuis

$$M = 7.82 \text{ KN.m} , \mu_{bu} = 0.0327 , \alpha = 0.0415 , Z = 12.78 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = 1.75 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

On opte pour le ferraillage suivant : **4HA10** : $A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Calcul de la section des armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_{sl}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on choisit : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_t = \frac{A_{sl}}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on choisit : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement des barres**– Armatures principales**

$$\text{En travée } St \leq \min (3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \text{c'est vérifier}$$

$$\text{En appuis } St \leq \min (3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \text{c'est vérifier.}$$

– Armatures secondaire

$$St \leq \min (4e, 45 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \text{c'est vérifier.}$$

Vérification à l'ELU**–Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0.15 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} \dots \text{c'est vérifié.}$$

–Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(20.18 - \frac{7.82}{0.9 \times 0.13} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -0.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié.}$$

Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

–Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{sev} \leq \overline{\tau_{srv}}$$

$$\overline{\tau_{sev}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa. Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 1 = 12.57 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{20.18 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 12.57 \times 10^{-2}} = 1.37 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \overline{\tau_{sev}} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

– Vérification de l'état de compression du béton

	Mser (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En travée	8.43	0.0358	7.54×10^{-5}	3.99	15	Condition vérifié
En appui	5.62	0.0306	5.6×10^{-5}	3.06	15	

Tableau 3.25 Vérification des contraintes à l'ELS**Vérification de l'état limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$15 / 310 = 0.048 < 1 / 16 = 0.0625 \text{ condition non vérifier.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

Le calcul se fait de la même manière que pour les poutrelles. Les résultats sont présentés dans le tableau 3.28

$$\rho = 0.0034, y = 3.58 \text{ cm, } I = 7.54 \times 10^{-5} \text{ m}^4, \lambda_i = 6.0398, \lambda_v = 2.41, I_0 = 189551 \text{ cm}^4.$$

q_j (KN/m)	M_{jser} (KN.m)	σ_j (MPa)	μ_j	I_{f_j} (cm ⁴)	f_{ji} (cm)
2.94	3.53	66.27	0	33193.545	0.03183
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN.m)	σ_g (MPa)	μ_g	I_{f_g} (cm ⁴)	f_{gi} (cm)
5.52	6.63	124.34	0.0403	30402.026	0.06154
q_p (KN/m)	M_{pser} (KN.m)	σ_p (MPa)	μ_p	I_{f_p} (cm ⁴)	f_{pi} (cm)
7.15	8.58	160.92	0.152	18386.729	0.1334
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN.m)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	f_{gv} (cm)
5.52	6.63	124.34	0.0403	32017.6	0.1753

$$\begin{cases} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} \\ f_{adm} \end{cases}$$

Tableau 3.26 calcul de la flèche

Schéma de ferrailage

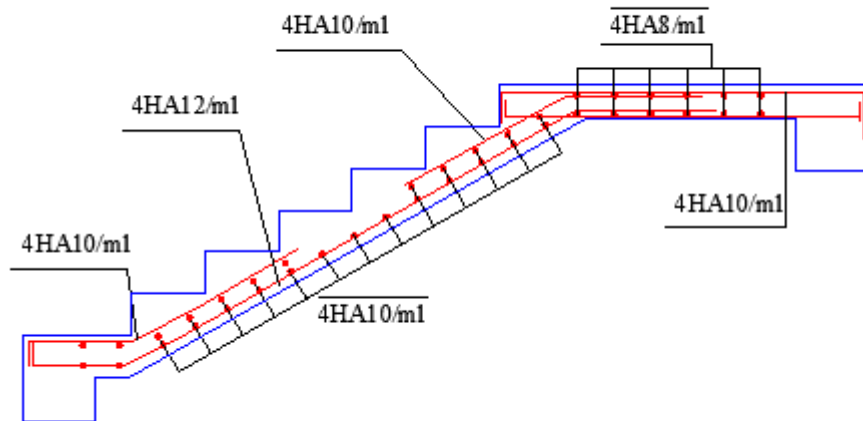


Figure 3.24 schéma de ferrailage de l'escalier

3.6.2 Etude de la poutre brisée

Notre poutre palière est une poutre brisée. Elle est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions.

Dimensionnement

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}, \text{ avec } L = 4.3m$$

$$\frac{4}{15} < h < \frac{430}{10} \rightarrow 28.66 < h < 43 \text{ cm on opte pour } h = 40 \text{ cm et } b = 35 \text{ cm.}$$

Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre $g_p = \frac{0.4 \times 0.35 \times 25}{\cos 26.5} = 3.91 \text{ KN/m}$
- Poids de mur : $P_m = 2.6 \times 2.76 = 7.18 \text{ KN/m}$
- La charge transmise par la volée = 14.577 KN/ml
- Poids total : $P_t = 11.09 \text{ KN/m}$

Calcul des sollicitations

$$p_u = (1.35 \times P_t) + V = 1.35 \times 11.09 + 14.577 = 29.54 \text{ KN/m}$$

En travée

$$M_t = \frac{p_u \times l^2}{24} = \frac{29.54 \times 4.3^2}{24} = 22.75 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_a = \frac{p_u \times l^2}{12} = \frac{29.54 \times 4.3^2}{12} = -45.51 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{29.54 \times 4.3}{2} = 63.51 \text{ KN}$$

Le tableau résume les sollicitations de la poutre vis-à-vis de la flexion simple :

	Pu (KN/ml)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Vu (KN)
ELU	29.54	22.75	-45.51	63.51
ELS	25.67	19.77	-39.55	

Tableau 3.27 Les sollicitations dans la poutre

Le tableau résume le ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	$A_{cal}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{min}(\frac{cm^2}{ml})$
En travée	22.75	0.0318	0.0404	1.74	1.6
En appuis	-45.51	0.0636	0.0822	3.56	1.6

Tableau 3.28 Le ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple.
Vérification à l'ELU

L'effort tranchant

$$V_u = 63.51 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{63.51 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.47 \text{ MPa} \\ \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau}_u$$

Condition vérifié.

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(63.51 - \frac{45.51}{0.9 \times 0.38}\right) \times \frac{1.15}{400} \times 10^4 \Rightarrow A > -0.19 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Calcul de l'espacement St

$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 34.2 \text{ cm}$. On opte pour : $St = 15 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appuis.

Calcul a la torsion

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément répartie dues aux différentes partie de l'escalier.

$$M_t^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{18.65 \times 4.3}{2} = 40.09 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **B.A.E.L.91**

- U : périmètre de la section.
- Ω : section fictive.
- e : épaisseur de la paroi.
- Al : section d'acier.

$$e = \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (35 - 6.67) \times (40 - 6.67) = 944.23 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 123.32 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{40.09 \times 10^{-3} \times 1.23}{2 \times 0.094 \times 348} \times 10^4 = 7.53 \text{ cm}^2$$

– **Calcul des armatures transversales à la torsion**

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis.

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 \Rightarrow A_t^{min} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{t'} = \frac{M_{Tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{40.09 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.094 \times 348} \times 10^4 = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A_t = A_t^{min} + A_{t'} = 1.05 + 0.91 = 1.96 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier de $\phi 8 = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Section d'armature finale

– **En travée (dans la nappe inférieure)**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 1.74 + \frac{7.53}{2} \Rightarrow A^t = 5.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_t soit $4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

– **En appuis (dans la nappe supérieure)**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 3.56 + \frac{7.53}{2} \Rightarrow A^a = 7.32 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_t soit $4\text{HA}16 = 8.04 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

On na $V_{max} = 63.51 \text{ KN}$, $\tau_{flexio} = 0.47 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{40.09 \times 10^{-3}}{2 \times 0.094 \times 0.0667} = 3.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification a l'ELS

➤ Etat limite de compression de béton

En travées : $M_t = 19.77 \text{ KN.m}$, $y = 0.1176 \text{ m}$, $I = 8.25 \times 10^{-4}$

$$\sigma_{bc} = 2.81 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $M_a = 39.55 \text{ KN.m}$, $y = 0.1309 \text{ m}$, $I = 1.01 \times 10^{-3}$

$$\sigma_{bc} = 5.12 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Evaluation de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{430} = 0.09 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{6.16}{35 \times 38} = 0.0046 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

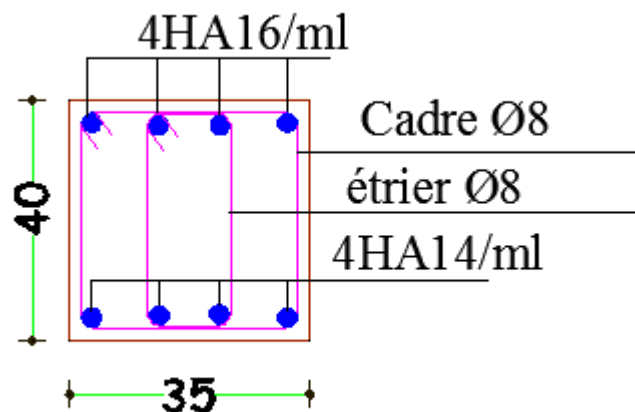
Le schéma de ferrailage

Figure 3.25 schéma de ferrailage de la poutre brisé.

3.6.3 Etude des poutres de chainages

Définition

Les chainages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher et aussi les poutres qui servent de porte a faux

Dimensionnement

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}, \text{ avec } L = 4.3 \text{ m}$$

$$\frac{4.3}{15} < h < \frac{4.3}{10} \rightarrow 26 < h < 39 \text{ cm on opte pour } h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise aux charger suivantes :

- Son poids propre $g_p = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- La charge transmise par la volée = 14.577 KN/ml
- La charge transmise par le palier = 10.865 KN/ml

Calcul des sollicitations

$$p_u = (1.35 \times g_p) + V = (1.35 \times 2.625) + 14.577 = 18.12 \text{ KN/m}$$

En travée

$$M_t = \frac{p_u \times l^2}{24} = \frac{18.12 \times 4.3^2}{24} = 13.95 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_a = \frac{p_u \times l^2}{12} = \frac{18.12 \times 4.3^2}{12} = -27.92 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{18.12 \times 4.3}{2} = 38.95 \text{ KN}$$

Le tableau résume les sollicitations de la poutre vis-à-vis de la flexion simple :

	Pu (KN/ml)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Vu (KN)
ELU	18.12	13.95	-27.92	38.95
ELS	17.2	13.25	-26.5	

Tableau 3.29 Les sollicitations dans la poutre

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	$A_{cal}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{min}(\frac{cm^2}{ml})$
En travée	13.95	0.0301	0.0383	1.23	1.19
En appuis	-27.92	0.0603	0.0778	2.51	1.19

Tableau 3.30 Le ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple.

Vérification à l'ELU

L'effort tranchant

$$V_u = 38.95 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{38.95 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 0.393 \text{ MPa} \\ \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u}$$

Condition vérifiée.

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(38.95 - \frac{27.92}{0.9 \times 0.33}\right) \times \frac{1.15}{400} \times 10^4 \Rightarrow A > -0.15 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Calcul de l'espacement St

$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 25.2 \text{ cm}$. On opte pour : $St = 15 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appuis.

Calcul a la torsion :

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément répartie dues aux différentes réactions d'appuis.

$$M_t^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{18.65 \times 2.15}{2} = 20.04 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **B.A.E.L.91**

- U : périmètre de la section.
- Ω : section fictive.
- e : épaisseur de la paroi.
- Al : section d'acier.

$$e = \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5.83) \times (35 - 5.83) = 705.04 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 106.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.04 \times 10^{-3} \times 1.0668}{2 \times 0.070504 \times 348} \times 10^4 = 4.35 \text{ cm}^2$$

– **Calcul des armatures transversales à la torsion**

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis.

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 \Rightarrow A_t^{min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{t'} = \frac{M_{Tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.04 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.07504 \times 348} \times 10^4 = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A_t = A_t^{min} + A_{t'} = 0.9 + 0.57 = 1.47 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier de $\emptyset 8 = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Section d'armature finale

– **En travée (dans la nappe inférieure)**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 1.23 + \frac{4.35}{2} \Rightarrow A^t = 3.4 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_t soit $4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

– **En appuis (dans la nappe supérieure)**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 2.51 + \frac{4.35}{2} \Rightarrow A^a = 4.68 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_t soit 4HA14 = 6.16 cm²

Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

On na $V_{max} = 38.95 \text{ KN}$, $\tau_{flexio} = 0.393 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.04 \times 10^{-3}}{2 \times 0.070504 \times 0.0583} = 2.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification a l'ELS

➤ Etat limite de compression de béton

En travées : $M_t = 13.25 \text{ KN.m}$, $y = 0.1016 \text{ m}$, $I = 4.58 \times 10^{-4}$

$$\sigma_{bc} = 2.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $M_a = 26.5 \text{ KN.m}$, $y = 0.115 \text{ m}$, $I = 5.79 \times 10^{-4}$

$$\sigma_{bc} = 5.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Evaluation de la flèche

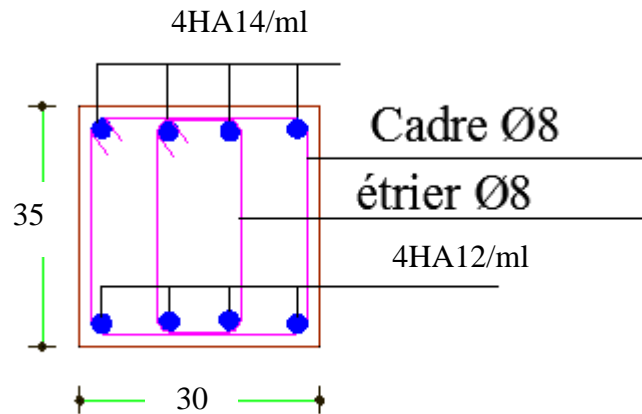
La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{A}{b_o \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{390} = 0.09 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Le schéma de ferrailage**Figure 3.26 schéma de ferrailage de la poutre de chinage.****3.7. Conclusion**

Dans ce chapitre, il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant les critères de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Ces derniers ont été étudiés et donc ferrillés.

Le plancher de l'entresol sensé être un parking est réalisé en dalle pleine ainsi que les différentes portes à faux et balcons.

Ces dalles pleines ont fait l'objet d'étude dans ce chapitre.

Nous nous sommes ensuite intéressés à l'acrotère. Ce dernier a été étudié à la flexion composée.

Un ferrailage adéquat a été adopté.

Dans notre structure, nous avons un type d'escalier, Il est à trois volées. Cette escalier a été étudié et ferrillé.

L'ascenseur a été le dernier élément étudié dans ce chapitre

Chapitre 4 Etude Dynamique

4.1.Introduction

Pour l'étude à une secousse sismique d'une structure, la détermination d'un modèle qui tient compte le plus correctement des masses et les raideurs des éléments est une phase très importante.

Dans le but de simplifier les calculs un logiciel a été utilisé, il s'agit du logiciel Robot analysis professional 2012. Ce dernier travaille à base d'éléments finis. Il est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures

4.2.Choix de la méthode de calcul :

Selon le RPA ; l'analyse dynamique peut être menée par 3 méthodes :

Par la méthode statique équivalente.

Par la méthode d'analyse modale spectrale.

Par la méthode d'analyse dynamique par accélerogrammes.

Vu que le bâtiment étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en élévation et en plan, avec une hauteur inférieure à 14 m (**zone. IIa**).

4.2.1. La méthode statique équivalente.

- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale :

RPA99/2003(Art.4.2)

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. **RPA99/2003** (Tableau.4.1)

Groupe d'usage : groupe 02.

Zone sismique : zone IIa. $\Rightarrow A = 0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (formule.4- 2) .}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site. **RPA99/2003** (Tableau.4.7)

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3) .

D'où : $T_1 = 0.15 \text{ sec.}$ $T_2 = 0.50 \text{ sec.}$

η : Facteur d'amortissement donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif. du type de la Structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.1 Pourcentage de l'amortissement critique ξ (%)

On a un contreventement mixte : $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81$$

T: période fondamentale de la structure donnée par : ξ

$$\begin{cases} C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D''}} \end{cases}$$

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

$$h_N = 27.88 \text{ m}$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$C_T = 0.050$$

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

$$D_x = 18.17\text{m.}$$

$$D_y = 21.40\text{m.}$$

Donc :

$$T_c = C_T * h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 * (27.88)^{\frac{3}{4}} = 0.607\text{sec.} \quad \text{RPA99/2003 (formule.4-6)}$$

$$T_x = 0.09 * \frac{27.88}{\sqrt{18.17}} = 0.59\text{sec.}$$

$$T_x = \min(T ; T_x) = \min(0.61\text{s} ; 0.59\text{s}) = 0.59\text{s.}$$

$$T_y = 0.09 * \frac{27.88}{\sqrt{21.40}} = 0.54\text{sec.}$$

$$T_y = \min(T ; T_y) = \min(0.61\text{s} ; 0.54\text{s}) = 0.54\text{s}$$

T_x et T_y sont supérieurs à $T_2 = 0,5\text{s}$.

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$\text{Donc : } D_x = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.82 * \left(\frac{0.5}{0.59}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.83.$$

$$D_y = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.82 * \left(\frac{0.5}{0.54}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.93.$$

R : coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. On a un contreventement mixte (portique voile)

Donc **$R = 5$** . **RPA99/2003** (Tableau.4.3)

Q : facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq. \quad \text{RPA99/2003 (formule .4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q "est satisfait ou non".

CRITERE Q	Valeurs de Pq(x)		Valeurs de Pq(y)	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05		0.05
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation		0.05		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de la construction	0		0	

Tableau 4.2 Critère de qualité Q

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

W : poids propre de la structure, est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau
(i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi} . \quad \text{RPA99/2003 (formule .4.5)}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

RPA99/2003 (Tableau.4.5)

$$\beta = \begin{cases} 0.2 \text{ pour les étages a usage d'habitation} \\ 0.6 \text{ pour l'étagesa usage de parking} \end{cases}$$

$$W = 17445.7 \text{ KN}$$

D'où la force sismique (V) est la suivante :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1.83 \times 1,2}{5} \times 17445.7 = 1149.81 \text{ KN}$$

$$V_y = 1214.26 \text{ KN}$$

4.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-13)}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (*spectre RPA*).

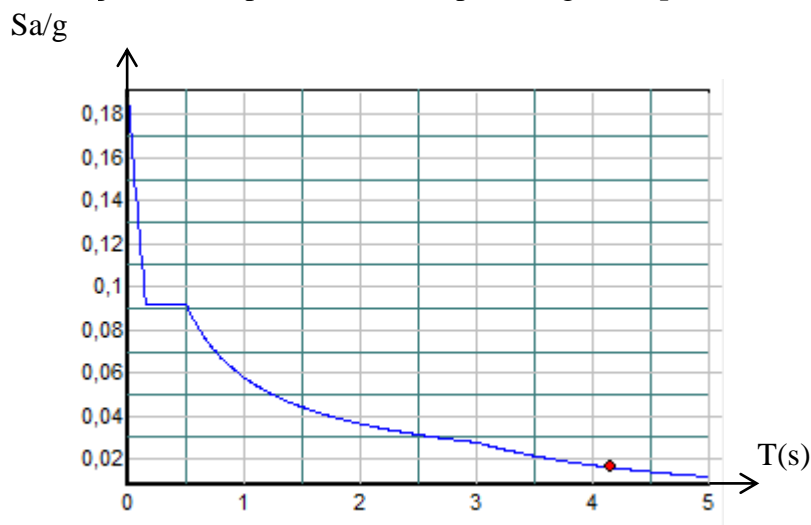


Figure 4.1 Spectre de calcul

4.3. Disposition des voiles :

Le choix d'une disposition qui répond aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais et changement des sections des poteaux calculées au 2^{ème} chapitre, on a retenu la représentation ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode qui est une translation suivant le sens x-x et au deuxième mode qui est une translation suivant y-y et de répondre favorablement aux conditions du RPA99/Version 2003.

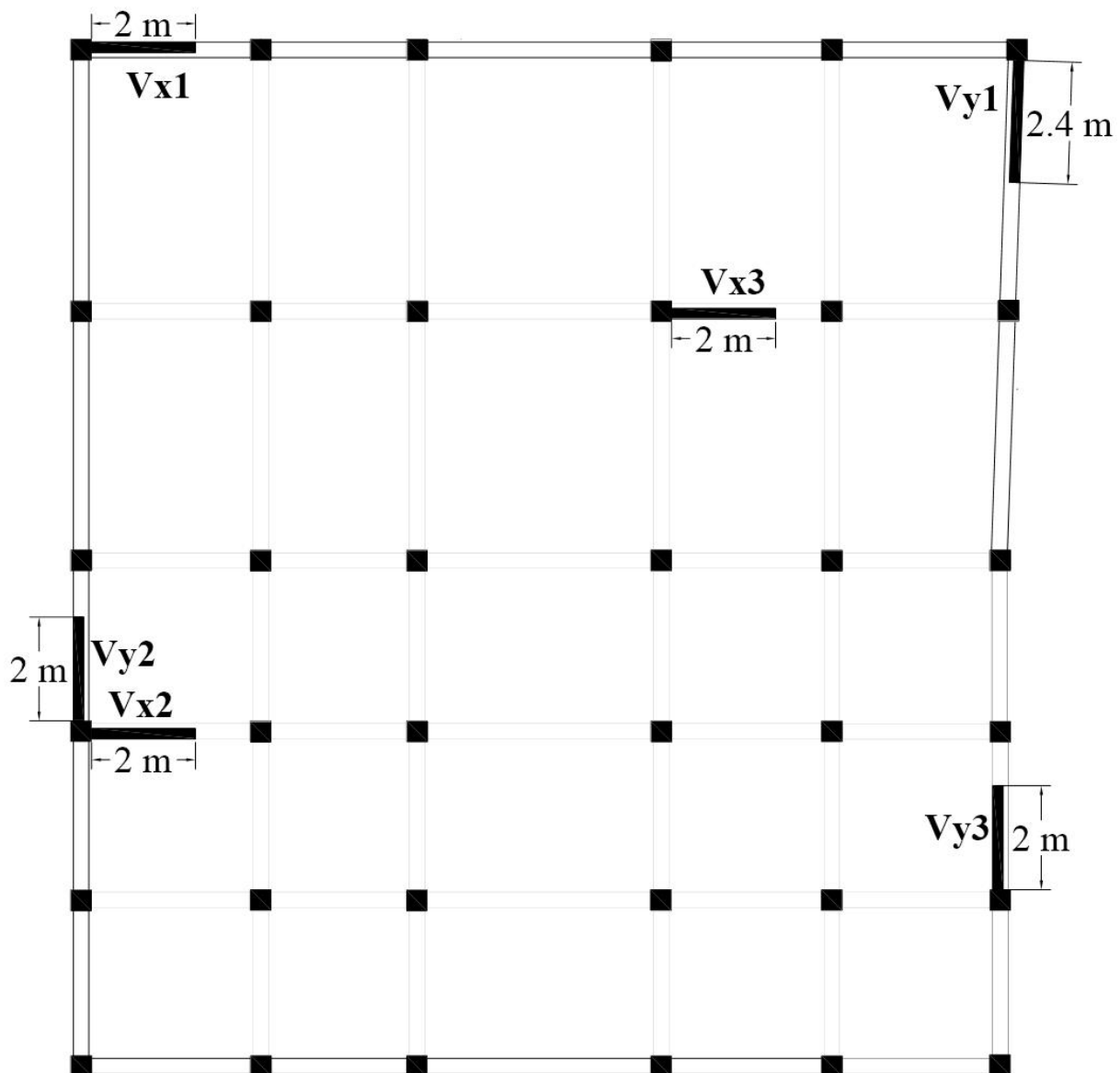


Figure 4.2 disposition des voiles

4.4. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

4.4.1. Mode de vibration et taux de participation massique :

mode	période	Masses cumulées		Masse modale		Total masse	
		UX%	UY%	UX%	UY%	UX (t)	UY (t)
1	0.60	61.56	9.94	61.56	9.94	1744.57	1744.57
2	0.58	72.35	70.61	10.79	60.67	1744.57	1744.57
3	0.52	73.15	73.16	0.80	2.54	1744.57	1744.57
4	0.19	73.57	77.49	0.43	4.34	1744.57	1744.57
5	0.18	85.33	77.60	11.76	0.11	1744.57	1744.57
6	0.17	86.32	87.01	0.98	9.41	1744.57	1744.57
7	0.15	86.39	87.11	0.08	0.10	1744.57	1744.57
8	0.13	86.58	87.11	0.19	0.00	1744.57	1744.57
9	0.09	90.53	88.22	3.95	1.11	1744.57	1744.57
10	0.09	91.80	92.32	1.28	4.10	1744.57	1744.57

Tableau 0.3 Périodes de vibrations et participations des masses.

Cette disposition a permis d'éviter la torsion dans les deux premiers modes et répondre favorablement aux conditions du RPA, notamment la limite des 30% de la période statique qui est de 0.607s.

Par ailleurs il est à remarquer que le taux de participation des masses au 10^{ème} mode dépasse les 90%.

4.4.2. Représentation des trois modes de déformations

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

- **Mode 1** : Translation suivant X-X, période $T = 0.6$, taux de participation de la masse 64.11%

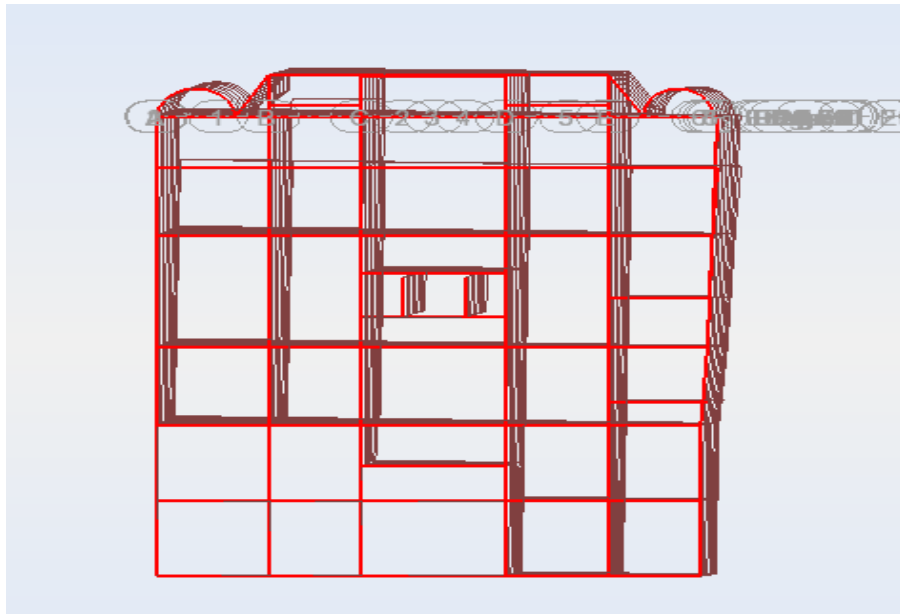


Figure 4.3 Mode de déformation (1).

- **Mode 2** : Translation suivant Y-Y, période $T = 0.59s$, taux de participation de la masse 63.38%

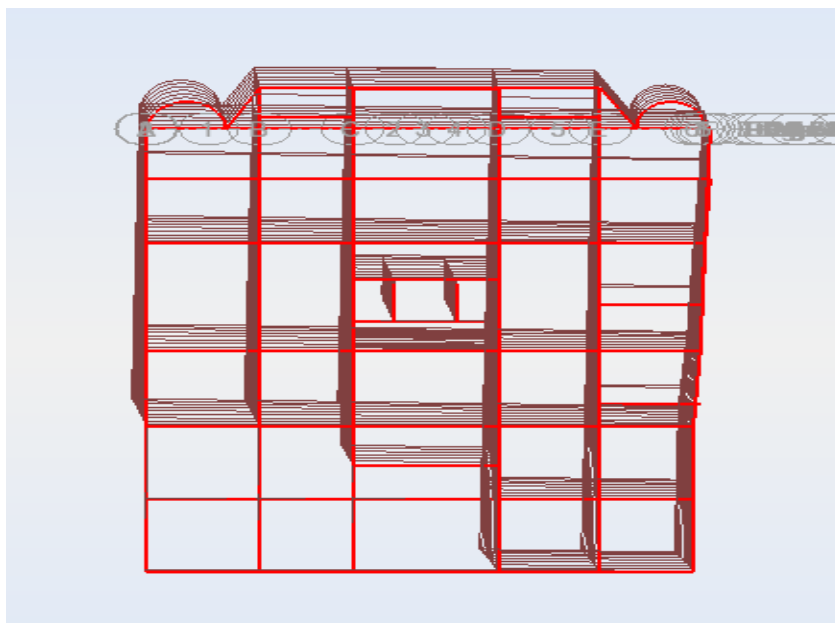


Figure 4.4 Mode de déformation (2).

Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période $T = 0.54s$

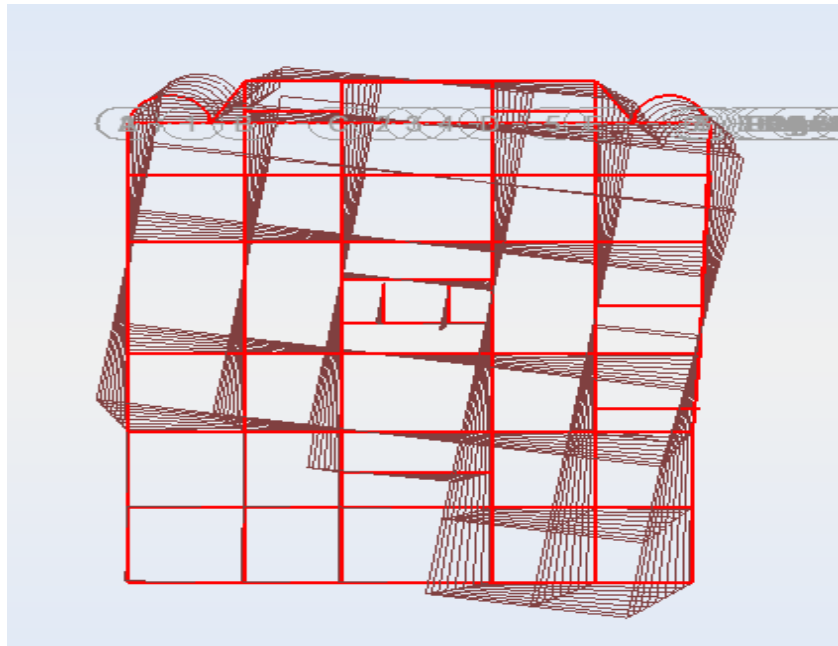


Figure 4.5 Mode de déformation (3).

4.4.3. Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99/2003(art.7.1.3.3)}$$

tel que : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression.

Niveau	B (cm)	N (KN)	N rd	Remarque
entresol	50*45	1680.85	0.29	Vérifié
RDC+1 ^{ère} étage	45*45	1344.53	0.14	Vérifié
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	45*40	934.93	0.11	Vérifié
4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	40*40	571.5	0.08	Vérifié
6 ^{ème} +7 ^{ème} étage	40*35	287.9	0.05	Vérifié

Tableau 4.4 Vérification de l'effort normal réduit.

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

Justification vis-à-vis de l'interaction voiles portiques

- Sous charges horizontales :

niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	portique	voile	%portique	%voile	Portique	voile	%portique	%voile
S. Sol	451.75	479.85	48.49	51.50	460.75	479.5	49.00	50.99
Entre Sol	336.93	632.25	34.76	65.23	376.24	545.33	40.82	59.17
R D C	483.1	395.4	54.99	45.00	490.93	373.26	56.80	43.19
1 ^{er} étage	417.08	361.36	53.57	46.42	468.54	329.12	58.73	41.26
2 ^{eme} étage	415.73	272.48	60.40	39.59	468.57	242.62	65.88	34.11
3 ^{eme} étage	356.01	217.62	62.06	37.93	362.94	233.72	60.82	39.17
4 ^{eme} étage	320.48	124.62	72.00	27.99	323.05	130.84	71.17	28.82
5 ^{eme} étage	219.95	84.87	72.15	27.84	252.64	77.12	76.61	23.38
6 ^{eme} étage	187.19	67.03	73.63	26.36	240.55	107.89	69.03	30.96
7 ^{eme} étage	4.27	1.51	73.87	26.12	3.03	1.03	74.63	25.36

Tableau 4.5 Interaction sous charges horizontales

- sous charges verticales :

Niveau	Portique	Voile	%portique	%voile
S. Sol	24650.41	4917.69	83.36	16.63
Entre Sol	20740.04	4620.79	81.77	18.22
R D C	17858.68	4095.21	81.34	18.65
1 ^{er} étage	14959.37	3607.39	80.57	19.42
2 ^{eme} étage	12176.27	3021.88	80.11	19.88
3 ^{eme} étage	9421.35	2441.71	79.41	20.58
4 ^{eme} étage	6775.74	1762.65	79.35	20.64
5 ^{eme} étage	4175.04	1175.58	78.02	21.97
6 ^{eme} étage	2120.4	403.51	84.01	15.98
7 ^{eme} étage	20.64	12.83	61.66	38.33

Tableau 4.6 Interaction sous charges verticales.

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage Selon le **RPA99/V2003**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée.

4.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

	V_{st} (KN)	$0.8 * V_{st}$ (KN)	V_d (KN)	remarque
Sens x-x	1149.81	919.84	960.47	vérifiée
Sens y-y	1214.26	971.41	971.64	vérifiée

Tableau 4.7 Vérification de la résultante des forces sismiques.

4.4.5. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le RPA99 exige de vérifier que les déplacements entres les niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Niveau	h_k	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta(ek)$ cm	$R\delta(ek)$ cm	$\delta(k-1)$ cm	Δk cm	$\frac{\Delta k}{hk}$ cm	$\delta(ek)$ cm	$R\delta(ek)$ cm	$\delta(k-1)$ cm	Δk cm	$\frac{\Delta k}{hk}$ cm
Entresol	306	0.06	0.3	0	0.30	0.098	0.04	0.2	0	0.20	0.065
RDC	340	0.18	0.9	0.3	0.60	0.176	0.18	0.9	0.2	0.70	0.206
1 ^{er}	306	0.32	1.6	0.9	0.70	0.229	0.3	1.5	0.9	0.60	0.196
2 ^{eme}	306	0.46	2.3	1.6	0.70	0.229	0.44	2.2	1.5	0.70	0.229
3 ^{eme}	306	0.6	3	2.3	0.70	0.229	0.56	2.8	2.2	0.60	0.196
4 ^{eme}	306	0.74	3.7	3	0.70	0.229	0.68	3.4	2.8	0.60	0.196
5 ^{eme}	306	0.86	4.3	3.7	0.60	0.196	0.8	4	3.4	0.60	0.196
6 ^{eme}	306	0.96	4.8	4.3	0.50	0.163	0.9	4.5	4	0.50	0.163
7 ^{eme}	306	1	5	4.8	0.20	0.065	1	5	4.5	0.50	0.163

Tableau 4.8 Vérification des déplacements relatifs.

Les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

4.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet du 2^{ème} ordre ou effet (P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.10 \quad \text{RPA99/V2003.(art.5.9) Avec : } \Delta_k : \text{Déplacement relatif du niveau (k)}$$

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k) ; h_k : hauteur d'étage (k).

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)		Δ_k		θ_k	
			V_x	V_y	Δ_x	Δ_y	θ_x	θ_y
Entresol 1	306	29568.1	931.6	940.25	0.30	0.20	0.031	0.020
RDC	340	25360.83	969.18	921.57	0.60	0.70	0.046	0.056
1 ^{er}	306	21953.9	878.5	864.19	0.70	0.60	0.057	0.049
2 ^{ème}	306	18566.75	778.44	797.66	0.70	0.70	0.054	0.053
3 ^{ème}	306	15198.15	688.21	711.19	0.70	0.60	0.050	0.041
4 ^{ème}	306	11863.06	573.63	596.66	0.70	0.60	0.047	0.038
5 ^{ème}	306	8538.39	445.1	453.89	0.60	0.60	0.037	0.036
6 ^{ème}	306	5350.63	304.82	329.76	0.50	0.50	0.028	0.026
7 ^{ème}	306	2523.91	254.22	348.44	0.20	0.50	0.006	0.011

Tableau 4.9 Vérification de l'effet P-Δ

On voit bien que la condition $\theta_k \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure.

4.5. Conclusion

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique. Cette symétrie devrait être respectée en plan, de même qu'en élévation.

Pour notre ouvrage, après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifie tous les exigences du RPA99 addenda 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet $P-\Delta$, effort normal réduit)

Dans le but de vérifier l'effort normal réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.

*Chapitre 5 Etude
Des éléments
Structuraux*

5.1.Introduction

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armé et bien disposé pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

5.2.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 ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

1) $1.35G+1.5Q$

2) $G+Q$

3) $G+Q+E$

RPA99 version2003 (Article 5.2)

4) $G+Q-E$

5) $0.8G+E$

6) $0.8G-E$

5.2.1. Recommandations du RPA99

- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- 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 : 25 cm 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 5.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section Transversale du poteau

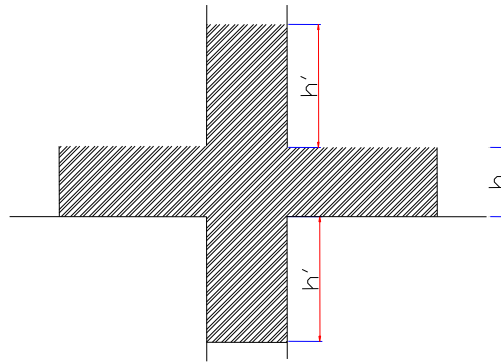


Figure 5.1 Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives à notre projet conformément aux prescriptions du **RPA99 version 2003** sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A max RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
entre sol	50×45	18	90	135
RDC, 1 ^{er} Etage	45×45	16,20	81	121.5
2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage	45×40	14,40	72	108
4 ^{ème} , 5 ^{ème} Etage	40×40	12,80	64	96
6 ^{ème} , 7 ^{ème} Etage	40×35	11,20	56	84

Tableau 5.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.

- **Armatures transversales**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/VERSION 2003 (Art : 7.4.2.2)}$$

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'élancement 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 : $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec } a \text{ et } b, \text{ dimensions de la section droite du poteau dans la}$$

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 $10\phi_l$ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

5.2.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Robot Structural Analysis qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	$M_{\text{Max}}, N_{\text{cor}}$			$N_{\text{Max}} ; M_{\text{cor}}$			$N_{\text{Min}}, M_{\text{cor}}$			V KN
	M_{Max} KN.m	N_{cor} KN	Com	N_{Max} KN	M_{cor} KN.m	Com	N_{Min} KN	M_{cor} KN.m	Com	
50 × 45	58.83	1207.64	1	2082.85	-27.65	1	-319.59	42.08	6	91.37
45 × 45	106.14	888.98	4	1679.87	-19.43	1	-120.96	-17.98	6	173.42
45 × 40	67.27	622.65	4	1191	-20.89	1	44.39	-13.92	6	143.16
40 × 40	53.74	181.87	4	760.77	-13.09	1	-6.74	3.33	6	97.26
40 × 35	68.25	117.93	1	380.77	-4.32	1	-67.47	-12.05	4	59.25

Tableau 5.2 Sollicitations dans les poteaux

5.2.3. Ferrailage des poteaux

- Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en zone IIa, celui donné par le logiciel Robot Structural Analysis .

Les résultats des ferrailages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Amin (RPA)	A Expert	A adoptée	A adoptée cm^2
entresol	50×45	18	32	33.19	8HA20+4HA16=33.19
RDC, 1 ^{er} Etage	45×45	16.20	25.7	28.65	4HA20+8HA16=28.65
2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage	45×40	14.40	18.8	20.11	10HA16=20.11
4 ^{ème} , 5 ^{ème} Etage	40×40	12.80	12.1	15.39	10HA14=15.39
6 ^{ème} , 7 ^{ème} Etage	40×35	11.20	6.5	12.32	8HA14=12.32

Tableau 5.3 Armatures longitudinales dans les poteaux

- Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

	Section (cm ²)	ϕ_l^{\min} (cm)	l_f (cm)	λg	Vu (KN)	l_r	$S_t 1$ (cm)	$S_t 2$ (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)	A_t adopté (cm ²)
Entre sol	50×45	1.6	214.2	4.76	91.37	80	10	15	5.38	3.71	6HA12=6.79
RDC	45×45	1.6	238	5.28	173.42	80	10	15	3.61	5.4	6HA12=6.79
1 ^{er} étage	45×45	1.6	214.2	4.76	173.42	80	10	15	5.41	5.4	6HA12=6.79
2 ^{ème} étage	45×40	1.4	214.2	4.76	143.16	64	10	15	2.98	4.8	6HA12=6.79
3 ^{ème} étage	45×40	1.4	214.2	4.76	143.16	64	10	15	2.98	4.8	6HA12=6.79
4 ^{ème} étage	40×40	1.4	214.2	5.35	97.26	56	10	15	2.27	4.8	6HA12=6.79
5 ^{ème} étage	40×40	1.4	214.2	5.35	97.26	56	10	15	2.27	4.8	6HA12=6.79
6 ^{ème} étage	40×35	1.4	214.2	5.35	59.25	56	10	15	1.38	4.2	4HA12=4.52
7 ^{ème} étage	40×35	1.4	214.2	5.35	59.25	56	10	15	1.38	4.2	4HA12=4.52

Tableau 5.4 Armatures transversales dans les poteaux

Conformément au **RPA** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$

5.2.4. Vérification

- Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le **BAEL91** (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

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 (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) et le poteau le plus élancé (au niveau du Sous-sol).

- Exemple de calcul

$l_0 = 3.06\text{m}$ et $N_{\max} = 2082.85 \text{ KN}$.

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

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{..... Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{..... Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

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

l_f : Longueur de flambement ($0.7 * l_0 = 2.142 \text{ m}$)

i : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b \times h^3}{12bh} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{0.5^2}{12} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\Rightarrow i = 0.14m$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2.142}{0.14} = 15.3 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{15.3}{35} \right)^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.818.$$

$$B_r = (a - 3) \times (b - 3) = (0.5 - 0.03) \times (0.45 - 0.03) = 0.1974 \text{ m}^2$$

$$N_U = 0.818 \times \left[\frac{0.1974 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 28.65 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 3805.39 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 2082.85 \text{ KN} < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (m)	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)
entresol	50×45	3.06	2.14	0.14	0.818	28.65	1974	3682.20	2082.85
RDC	45×45	3.4	2.38	0.13	0.805	18.47	1764	3250.76	1679.87
1 ^{ème} Etage	45×45	3.06	2.14	0.13	0.813	18.47	1764	3283.17	1679.87
2 ^{ème} +3 ^{ème} Etage	45×40	3.06	2.14	0.13	0.813	15.39	1554	2736.21	1191.06
4 ^{ème} +5 ^{ème} Etage	40×40	3.06	2.14	0.11	0.8	15.39	1369	2362.29	760.77
6 ^{ème} +7 ^{ème} Etage	40×35	3.06	2.14	0.11	0.8	12.32	1184	2008.09	380.77

Tableau 5.5 Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux, donc il n'y 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.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0.9 \times h \quad B = b \times h + 15 \times A_s$$

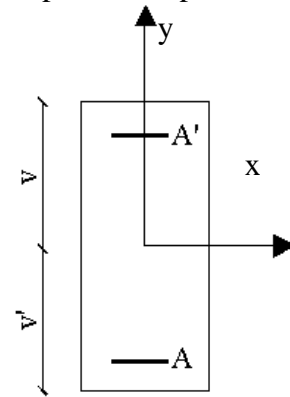


Figure 5.2 Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Entre sol	50 × 45	45	33.19	28.62	21.37	0.0063	1490.65	36.14	8.26	15
RDC	45 × 45	40.5	28.65	25.65	19.34	0.0045	1228.9	46.66	8.69	15
1 ^{er} étage	45 × 45	40.5	28.65	25.65	19.34	0.0045	1228.9	46.66	8.69	15
2 ^{em} e étage	45 × 40	40.5	20.11	25.08	19.91	0.0038	868.64	32.14	6.90	15
3 ^{em} e étage	45 × 40	40.5	20.11	25.08	19.91	0.0038	868.64	32.14	6.90	15
4 ^{em} e étage	40 × 40	36	15.39	22.01	17.98	0.0026	543.93	28.54	5.77	15
5 ^{em} e étage	40 × 40	36	15.39	22.01	17.98	0.0026	543.93	28.54	5.77	15
6 ^{em} e étage	40 × 35	36	20.36	31.10	18.13	0.0022	274.14	60.93	7.78	15
7 ^{em} e étage	40 × 35	36	12.32	21.86	18.13	0.0022	274.14	60.93	7.78	15

Tableau 5.6 Vérification des contraintes dans le béton

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

- Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon le **RPA99/version 2003** (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique}).$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
Entresol1	50×45	2.14	4.75	0.04	45	91.37	0.451	1
RDC	45×45	2.38	5.28	0.075	40.5	173.42	0.951	1.875
1 ^{ème} Etage	45×45	2.14	4.75	0.04	40.5	173.42	0.951	1
2 ^{ème} +3 ^{ème} Etage	45×40	2.14	5.35	0.075	40.5	143.16	0.883	1.875
4 ^{ème} +5 ^{ème} Etage	40×40	2.14	5.35	0.075	36	97.26	0.675	1.875
6 ^{ème} +7 ^{ème} Etage	40×35	2.14	6.11	0.075	36	59.25	0.470	1.875

Tableau 5.7 Vérification des sollicitations tangentes

Du tableau ci-dessus on déduit que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentiellles est vérifiée pour tous les étages.

5.2.5. Dispositions constructives

▪ Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ Longueur de recouvrement

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$$

On adopte: $L_r = 90\text{cm}$.

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte: $L_r = 70\text{cm}$.

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

On adopte: $L_r = 60\text{cm}$.

▪ 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 RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

• Entresol

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max(51; 50; 45; 60\text{cm}) = 60 \text{ cm}.$$

• RDC

$$L' = 80 \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

• Étage d'habitation

$$L' = 80 \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

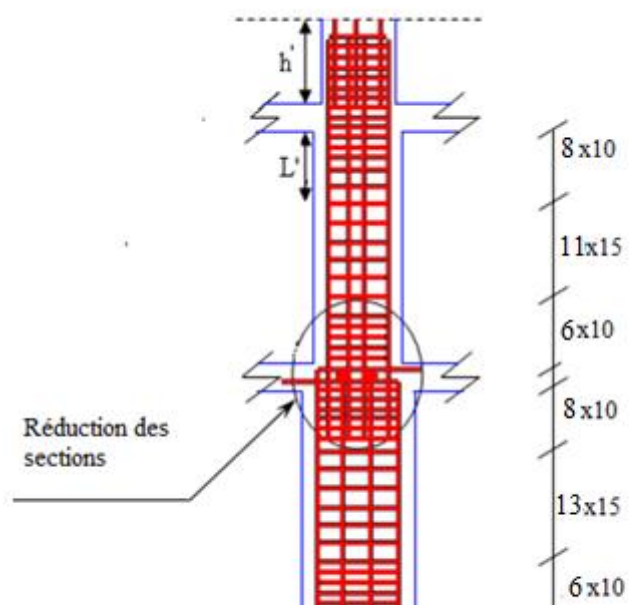


Figure 5.3 disposition des armatures des poteaux

Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux

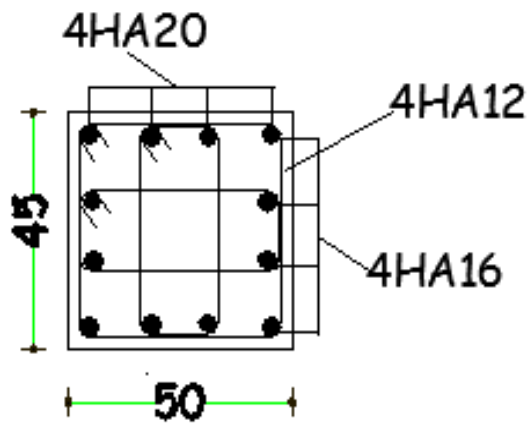


Figure 5.4 schéma de ferrailage
poteau 50x45

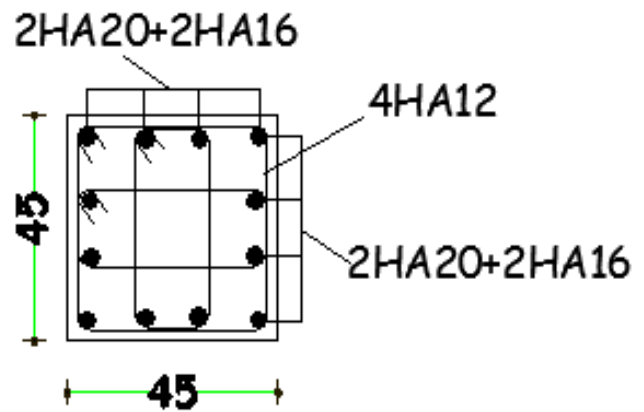


Figure 5.5 schéma de ferrailage
poteau 45x45

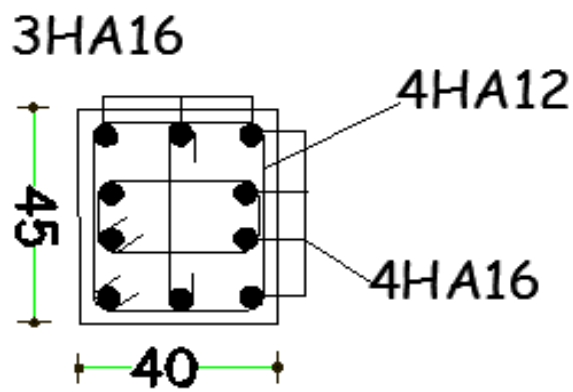


Figure 5.6 schéma de ferrailage
poteau 45x40

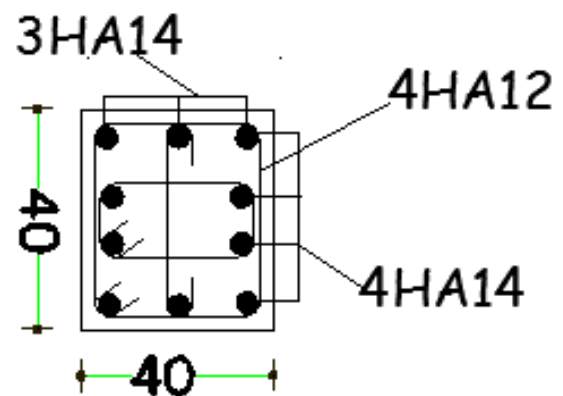


Figure 5.7 schéma de ferrailage
poteau 40x40

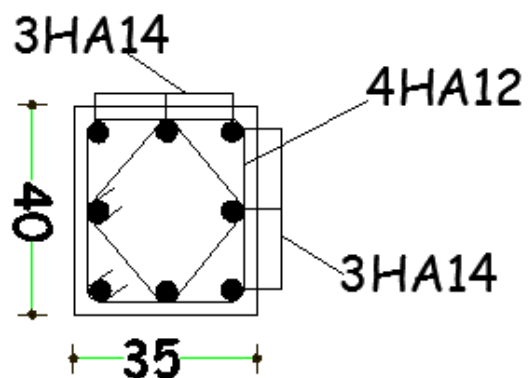


Figure 5.8 schéma de ferrailage
poteau 40x35

5.3. Etude des poutres

5.3.1. Introduction

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel Robot Structural Analysis, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

RPA99/2003 Article (5.2).

Les poutres sont calculées en flexion simple, Elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

Poutres principales (40*30),

Poutres secondaires (35*30),

5.3.2. Recommandation du RPA99/2003

5.3.3. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante,

6% en zone de recouvrement.

RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \phi_{min}$ en zone IIa.

Avec ϕ_{max} : est le diamètre maximal utilisé.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

- Armatures transversales : **RPA99/2003** (Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec : b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$St \leq \min (h/4; 12\phi_l / \min)$ en zone nodale,

$St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

ϕ_l : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales 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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

5.3.4. Ferrailage des poutres :

- Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est calculé à partir de Robot Structural Analysis, LES sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armature (A_{min}) du RPA.

Les résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	poutres	Section (cm ²)	localisation	A(cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Terrasse inaccessible	poutres principale	40*30	Appui	8.3	6	6HA14=9.24
			travée	3		6HA14=9.24
	poutres secondaire	35*30	Appui	3.9	5.25	6HA12=6.79
			travée	2.3		6HA12=6.79
Etages d'habitation	poutres principale	40*30	Appui	12.4	6	2HA20+4HA16=14.32
			travée	8.7		6HA14=9.24
	poutres secondaire	35*30	Appui	4.2	5.25	6HA14=9.24
			travée	3.3		6HA14=9.24
RDC Entresol	poutres principale	40*30	Appui	13.3	6	2HA20+3HA16=14.32
			travée	6.4		6HA14=9.24
	poutres secondaire	35*30	Appui	9.3	5.25	6HA16=12.06
			travée	4.7		6HA14=9.24

Tableau 5.8 Ferrailages des poutres.

Avec l'exigence du RPA : $A_{min} = 0.5\% * 40 * 30 = 6 \text{ cm}^2$ pour les poutres principales.

$A_{min} = 0.5\% \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$ pour les poutres secondaires.

- **Armatures transversales :**

$$\phi \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \dots \dots \dots \text{DTR BC2.2.article(H.III.3)} .$$

Poutres principales :

$$\phi \leq \min \left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10} \right) = \min(1.4; 1.14; 3)$$

Donc en prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaire :**

$$\phi \leq \min \left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10} \right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc en prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

▪ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon le **RPA99/2003** :

- zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12\phi_L)$.
- poutre principales : $St \leq \min (10 ; 14.4)$ soit : $St = 10 \text{ cm}$.
- poutres secondaires : $St \leq \min (8.75 ; 14.4)$ soit : $St = 5 \text{ cm}$.
- Zone courante : $St \leq h/2$
- Poutres principales : $St \leq 40/2 = 20 \text{ cm}$ soit $St = 15 \text{ cm}$.
- Poutres secondaires : $St \leq 35/2 = 17.5 \text{ cm}$ soit $St = 15 \text{ cm}$.

$$A_T^{MIN} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_T = 3.14 \text{ cm}^2 > A_T^{MIN} = 1.35 \text{ cm}^2$$

5.3.5. Vérifications

- **Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA 99/2003**

- **Poutres principales**

En zone courante : $A_{max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée

- Poutres secondaires

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée

- Les longueurs de recouvrement

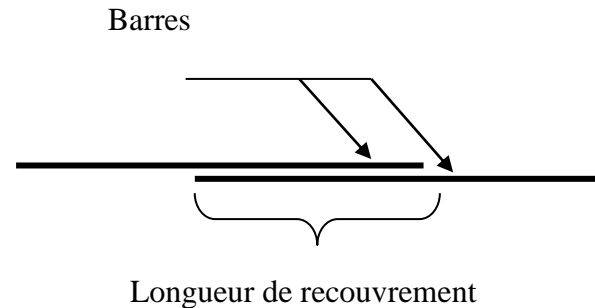
La longueur minimale des recouvrements est :

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad L_r = 40\phi = 401.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \quad L_r = 40\phi = 401.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \quad L_r = 40\phi = 401.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \quad L_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$



- Vérification A ELU

✓ Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.37 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

- Contrainte tangentielle maximale

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	287.67	2.52	Vérifiée
Poutres secondaires	161.81	1.63	Vérifiée

Tableau 5.9 Vérification de l'effort tranchant

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa}$ donc : Pas de risque de cisaillement

✓ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**➤ **Poutres principales**▪ **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [287.67 - \frac{155.98}{0.9 \times 0.38}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -4.84 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

▪ **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 287.67 \times 10^{-3}}{400} = 8.27 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poutres secondaires**▪ **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [161.81 - \frac{94.75}{0.9 \times 0.33}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -4.51 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

▪ **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 161.81 \times 10^{-3}}{400} = 4.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **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 que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	112.37	111927.61	14.18	14.23	15
	Travées	59.03	61002.14	12.27	11.87	15
Poutres secondaires	Appuis	68.98	77995.78	13.23	11.70	15
	Travées	21.89	77671.80	11.61	3.27	15

Tableau 5.10 Vérification de la contrainte limite de béton

- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à 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**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{505} = 0.079 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.079 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{59.03}{10 \times 112.37} = 0.052 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{14.32 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.37} = 0.0129 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{470} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{21.89}{10 \times 68.98} = 0.031 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.32} = 0.0096 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.3.6. Schémas de ferrailage des poutres

Les schémas de ferrailage des autres types de poutres sont représentés dans schémas ci-après :

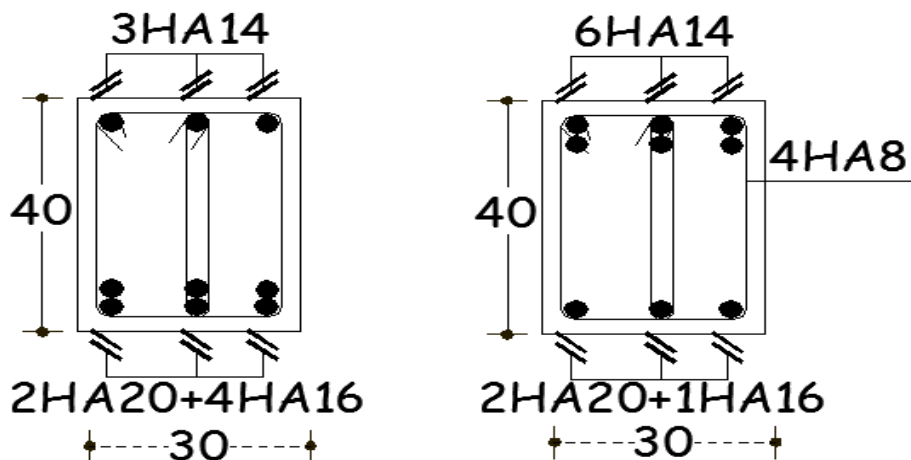


Figure 5.9 schéma de ferrailage des poutres principales RDC

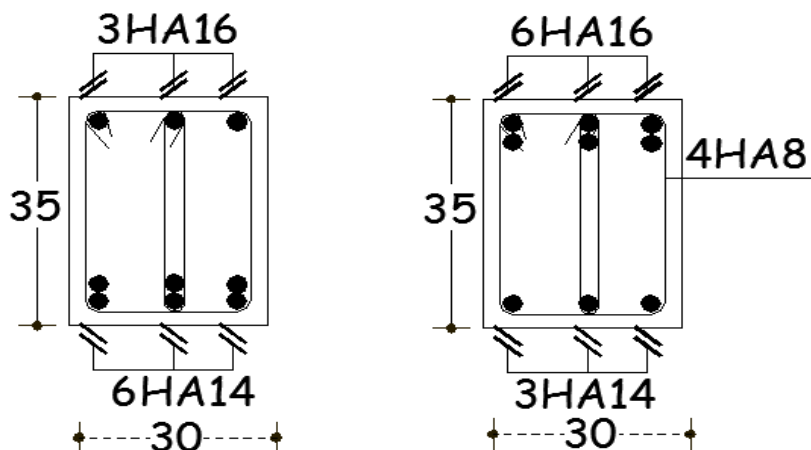


Figure 5.10 schéma de ferrailage des poutres secondaires RDC

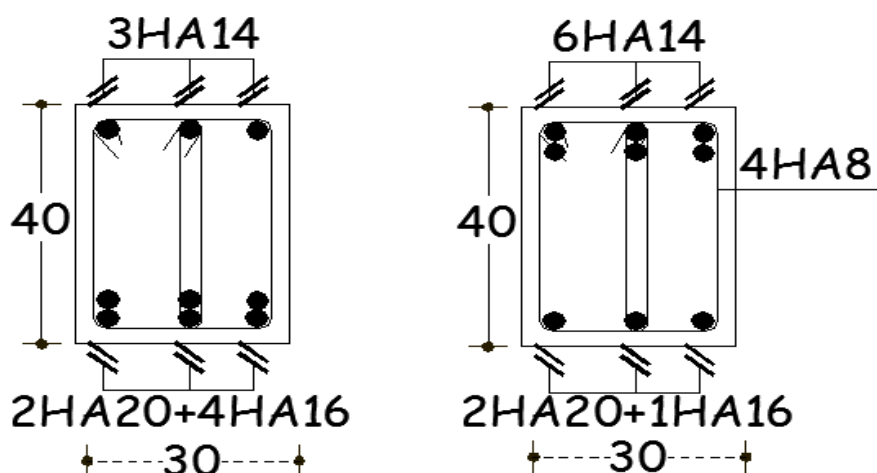


Figure 5.11 schéma de ferrailage des poutres principales étage courant

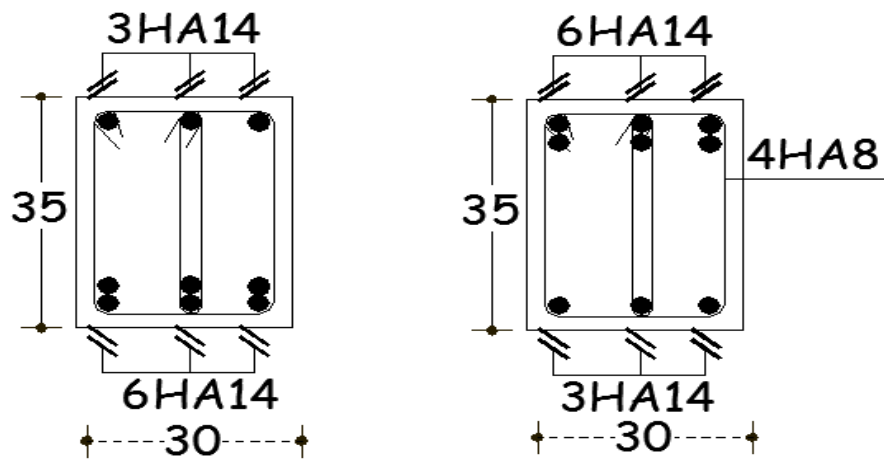


Figure 5.12 schéma de ferrailage des poutres secondaires étage courant

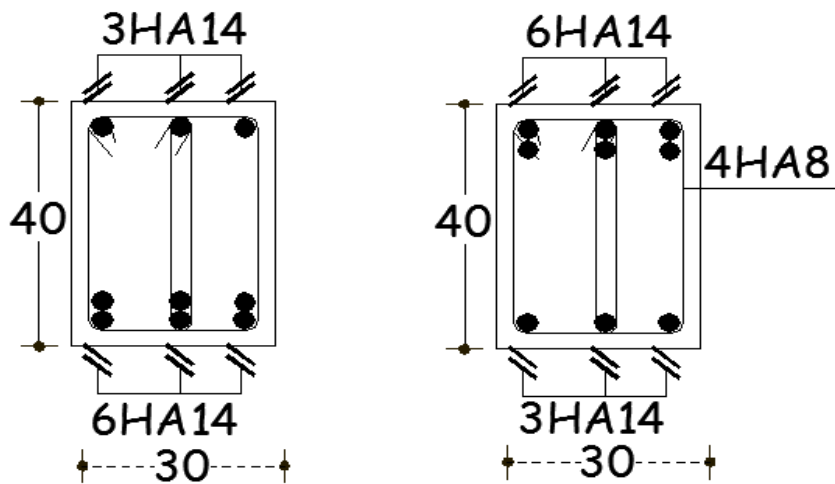


Figure 5.13 schéma de ferrailage des poutres principales terrasse inaccessible

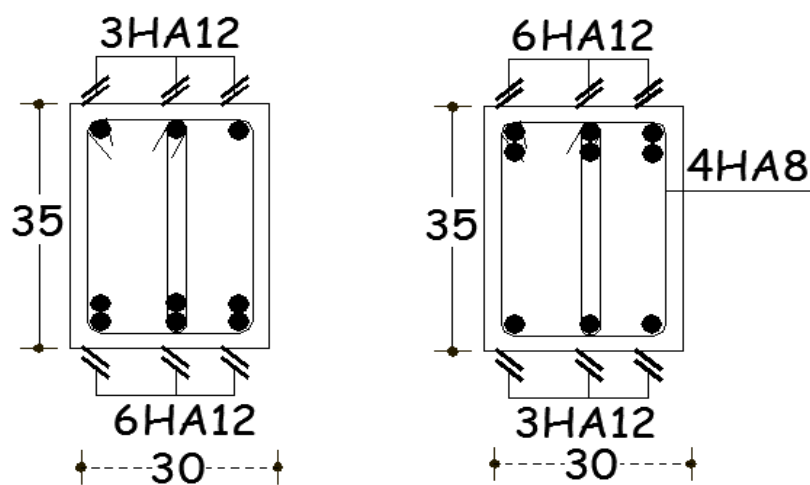


Figure 5.14 schéma de ferrailage des poutres secondaires terrasse inaccessible

5.3.7. Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

- M_w : moment résistant à gauche du nœud considéré.
- M_e : moment résistant à droite du nœud considéré.
- M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré.
- M_s : moment résistant inférieur du nœud considéré.

- Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton,

De la quantité d'armatures dans la section,

De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times f_{sT} \quad \text{avec : } z = 0.9 h \quad \text{et } f_{sT} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Entresol	50 × 45	45	33.19	519.75
RDC, 1 ^{ère}	45 × 45	40.5	28.65	403.79
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	45 × 40	40.5	20.11	283.43
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40 × 40	36	15.39	192.80
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	40 × 35	36	12.32	154.34

Tableau 5.11 Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Entresol	50 × 45	40.5	33.19	467.77
RDC, 1 ^{ère}	45 × 45	40.5	28.65	403.79
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	45 × 40	36	20.11	251.93
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40 × 40	36	15.39	192.80
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	40 × 35	31.5	12.32	135.05

Tableau 5.12 Les moments résistants dans les poteaux

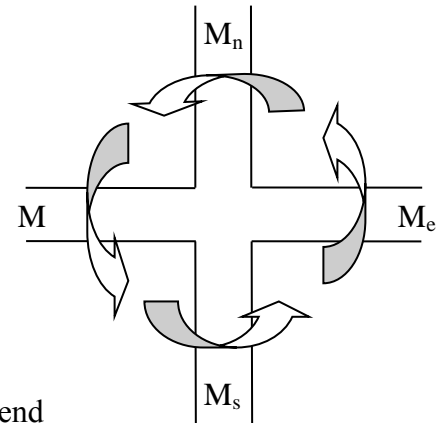


Figure 5.15 Zone nodale

- Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

- Poutres

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Etage	Sens	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_R (KN.m)
RDC, Entresol	PP	36	14.32	115.75
	PS	36	6.79	85.06
étages d'habitation	PP	36	14.32	179.40
	PS	36	9.24	115.75
terrasse inaccessible	PP	36	14.32	179.40
	PS	36	12.06	151.08

Tableau 5.13 Moments résistants dans les poutres.

Etage	Plan	$M_w = M_e$ (KN.m)	$1,25(M_w + M_e)$ (KN.m)	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	OBS
entresol	PP	115.75	289.37	519.75	467.77	987.52	Vérifié
	PS	85.06	212.65	519.75	467.77	987.52	Vérifié
RDC	PP	115.75	289.37	403.79	403.79	807.58	Vérifié
	PS	85.06	212.65	403.79	403.79	807.58	Vérifié
1 ^{er}	PP	179.40	448.5	403.79	403.79	807.58	Vérifié
	PS	115.75	289.37	403.79	403.79	807.58	Vérifié
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	PP	179.40	448.5	283.43	251.93	535.36	Vérifié
	PS	115.75	289.37	283.43	251.93	535.36	Vérifié
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	PP	179.40	448.5	192.80	192.80	385.6	Non Vérifié
	PS	115.75	289.37	192.80	192.80	385.6	Vérifié
6 ^{ème} ,	PP	179.40	448.5	154.34	135.05	289.39	Non Vérifié
	PS	115.75	289.37	154.34	135.05	289.39	Vérifié
7 ^{ème} ,	PP	179.40	448.5	154.34	135.05	289.39	Non Vérifié
	PS	151.08	377.7	154.34	135.05	289.39	Non Vérifié

Tableau 5.14 Vérification des zones nodales

D'après le tableau précédent on voit bien qu'au niveau de 4^{ème} au 7^{ème} étage, les rotules plastiques se forment dans les poteaux plus tôt que les poutres ce qui contredit les exigences du RPA 99/2003 (art 7.6.2).

Pour remédier ce problème on est contraint d'augmenter la section des poteaux ainsi leur section de ferrailage et on a opté que son ferrailage sera fait comme le 3^{ème} étage

5.4. Etude des voiles

5.4.1. Introduction

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section. De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux) [5].

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ Flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

5.4.2. Recommandation du RPA 99/03

- Les 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 :

- ✓ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$
- ✓ L_t : longueur de zone tendue.
- ✓ e : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

Les 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 respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.

On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :

- ✓ l'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.
- ✓ les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

- Les armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m².

5.4.3. Ferrailage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times h)$.

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓ $A_v^{\min} = 0.15\% \times B \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- ✓ 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.
- ✓ $A_h^{\min} = 0.15\% \times B \times h$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- ✓ $A_h^{calc} = \frac{A_v^{adp}}{4}$: section d'armature calculée
- ✓ A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée.
- ✓ N^{bre} : Nombre de barre adoptée.
- **Voile VX1 :**

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V
	KN	KN.m	KN.m	KN	KN	KN.m	KN
entresol.	1178.97	-507.34	-507.34	1178.97	-142.44	44.2	319.07
Etage RDC .1	1096.71	-57.11	-272.88	835.07	-58.12	21.13	767.23
Etage 2 .3	822.18	12.15	-266.55	51.7	9.33	8.71	787.5
Etage 4.5	507.28	32.72	-247.11	36.01	-18.58	6.63	730.27
Etage 6	158.06	-6.94	-195.73	7.89	-0.16	7.27	669.54

Tableau 5.15 Sollicitations de calcul dans le voile VX1

➤ Voile Vx2 :

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		V
	KN	KN.m	KN.m	KN	KN	KN.m	KN
entre sol	1216.23	-71.77	-475.45	1159.17	-260.74	30.94	312.39
RDC Etage 1	971.31	-16.69	255.34	36.08	-192.77	21.99	439.48
Etage 2.3.	544.36	-1.12	-237.52	46.72	10.1	16.24	416.54
Etage 4.5	353.51	-46.92	-218.91	34.4	-0.17	70.74	377.92
Etage 6.7	216.28	-25.58	-184.55	31.65	-35.12	63	316.57

Tableau 5.16 : Sollicitations de calcul dans le voile Vx2

➤ Voile Vx3 :

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		V
	KN	KN.m	KN.m	KN	KN	KN.m	KN
entre sol	2156.32	-28.04	-491.53	2012.85	-25.68	25.56	335.71
RDC. Etage 1	1988	-20.48	503.59	-174.55	-220.25	484.3	523.43
Etage 2.3	1546.84	-9.58	-219.33	173.27	45.42	11.81	507.9
Etage 4.5	1102.61	-2.22	-172.31	106.71	32.38	-3.77	373.08
Etage 6.7	606.38	13.96	-165.65	87.95	-43.77	-129.87	310.71

Tableau 5.17 : Sollicitations de calcul dans le voile Vx3

➤ Voile Vy1 :

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		V
	KN	KN.m	KN.m	KN	KN	KN.m	KN
entre sol	1018.79	-683.6	-683.6	1018.79	-253.76	117.57	333.05
RDC Etage 1	840.22	85.18	426.01	442.63	-127.13	0.29	244.88
Etage 2.3	674.59	-18.71	-93.11	527.77	-28.43	-2.07	99.92
Etage 4.5	477.29	18.28	130.87	183.81	-58.34	4.87	85.25
Etage 6	554.14	12.29	171.52	101.36	-7.29	-46.37	271.52

Tableau 5.18 : Sollicitations de calcul dans le voile Vy1

➤ Voile Vy2 :

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		V
	KN	KN.m	KN.m	KN	KN	KN.m	KN
entre sol	1286.6	-552.14	-552.14	1286.6	-185.84	479.32	377.88
RDC Etage 1	998.66	-402.65	-402.65	998.66	-232.07	299.31	396.42
Etage 2.3	637.72	-41.31	-307.45	210.45	-91.52	282.63	347.88
Etage 4.5	445.57	-15.22	-232.43	128.76	-59.17	184.78	256.59
Etage 6.7	263.19	-40.42	-144.03	30.65	-22.91	46.56	162.28

Tableau 5.19 Sollicitations de calcul dans le voile Vy2

➤ Voile Vy3

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		V
	KN	KN.m	KN.m	KN	KN	KN.m	KN
entre sol	1027.71	-73.7	-507.65	1010.64	-157.18	37.27	327.39
RDC Etage 1	916.42	-57.06	321.29	75.48	10.26	56.5	408.3
Etage 2.3	746.45	-34.86	301.62	72.79	12.82	48.32	340.36
Etage 4.5	506.99	-9	194.66	42.59	-11.07	134.82	223.49
Etage 6.7	339.9	-86.75	-143.64	59.93	-12.76	-3.97	168.18

Tableau 5.20 Sollicitations de calcul dans le voile Vy3

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

➤ **Voile Vx1 :**

Niveau		entresol	RDC. Etage 1	Etage 2.3	Etage 4.5	Etage 6
Section (m ²)		0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2
M(KN)		507.34	57.11	12.15	32.72	6.94
N(KN)		1178.97	1096.71	822.18	507.28	158.06
V (KN)		319.07	767.23	787.5	730.27	669.54
τ_u (MPa)		1.24	2.98	3.06	2.83	2.6
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)		21.28	16.61	12	7.78	2.07
A_v^{min} (cm ²)		6	6	6	6	6
A_v^{adop} (cm ²)		21.3	18.22	13.57	9.42	9.42
N^{bre}		6HA16+ 6HA14	6HA16+ 4HA14	12HA12	12HA10	12HA10
S _t (cm)	extrémité	20	15	15	15	15
	milieu	10	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)		5.32	4.55	3.39	2.35	2.35
A_h^{min} (cm ²)		6	6	6	6	6
A_h^{adop} (cm ²)		7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
N^{bre}		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S _t (cm)		25	25	25	25	25

Tableau 5.21 Ferrailage du voile Vx1

➤ Voile Vx2 :

Niveau		entresol	RDC. Etage 1	Etage 2.3	Etage 4.5	Etage 6
Section (m ²)		0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2
M(KN)		71.77	16.69	1.12	46.92	25.58
N(KN)		12.16.23	971.31	544.36	353.51	216.28
V (KN)		312.39	439.48	416.54	377.92	316.57
τ_u (MPa)		1.21	1.7	1.61	1.46	1.23
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm2)		16.13	12.36	6.82	5.02	3.03
A_v^{min} (cm ²)		6	6	6	6	6
A_v^{adop} (cm ²)		18.47	13.57	9.42	7.85	7.85
N^{bre}		12HA14	12HA12	12HA10	10HA10	10HA10
S _t (cm)	extrémité	15	15	15	20	20
	milieu	10	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)		7.33	5.025	4.62	3.39	3.39
A_h^{min} (cm ²)		6	6	6	6	6
A_h^{adop} (cm ²)		7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
N^{bre}		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S _t (cm)		25	25	25	25	25

Tableau 5.22 Ferrailage du voile Vx2

➤ Voile Vx3 :

Niveau		entresol	RDC Etage 1	Etage 2.3	Etage 4.5	Etage 6
Section (m ²)		0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2
M(KN)		28.04	20.48	9.58	2.22	13.96
N(KN)		2156.32	1988	1546.84	1102.61	606.38
V (KN)		335.71	523.43	507.9	373.08	310.71
τ_u (MPa)		1.3	2.03	1.97	1.45	1.2
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)		31.41	28.88	22.38	15.88	8.92
A_v^{min} (cm ²)		6	6	6	6	6
A_v^{adop} (cm ²)		32.17	30.29	24.63	18.47	11.31
N^{bre}		16HA16	12HA16+ 4HA14	16HA14	12HA14	10HA12
S _t (cm)	extrémité	12	12	12	15	20
	milieu	8	8	8	10	10
A_h^{cal} (cm ²)		8.04	7.57	6.15	4.61	2.82
A_h^{min} (cm ²)		6	6	6	6	6
A_h^{adop} (cm ²)		9.42	9,48	9,48	9,48	9,48
N^{bre}		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S _t (cm)		25	25	25	25	25

Tableau 5.23 Ferrailage du voile Vx3

➤ Voile Vy1 :

Niveau		entresol	RDC Etage 1	Etage 2.3	Etage 4.5	Etage 6
Section (m ²)		0.2×2.4	0.2×2.4	0.2×2.4	0.2×2.4	0.2×2.4
M(KN)		683.6	85.18	18.71	18.28	12.29
N(KN)		1018.79	840.22	674.59	554.14	477.29
V (KN)		333.05	244.88	99.92	271.52	85.25
τ_u (MPa)		1.07	0.79	0.32	0.87	0.27
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)		20.04	13.12	9.93	8.12	7.09
A_v^{min} (cm ²)		7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
A_v^{adop} (cm ²)		21.55	15.39	11.31	11.31	7.85
N^{bre}		14HA14	10HA14	10HA12	10HA12	10HA10
S _t (cm)	extrémité	15	20	20	20	20
	milieu	10	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)		5.38	3.84	2.82	2.82	1.96
A_h^{min} (cm ²)		7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
A_h^{adop} (cm ²)		7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
N^{bre}		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S _t (cm)		25	25	25	25	25

Tableau 5.24 Ferrailage du voile Vy1

➤ Voile Vy2 :

Niveau		entresol	RDC Etage 1	Etage 2.3	Etage 4.5	Etage 6
Section (m ²)		0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2
M(KN)		552.14	402.65	41.31	15.22	40.42
N(KN)		1286.6	998.66	637.72	445.57	263.19
V (KN)		377.88	396.42	347.88	256.59	162.28
τ_u (MPa)		1.46	1.54	1.35	0.99	0.63
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)		23.2	17.67	9.78	6.63	3.81
A_v^{min} (cm ²)		6	6	6	6	6
A_v^{adop} (cm ²)		24.13	18.47	11.31	7.85	7.85
N^{bre}		12HA16	12HA14	10HA12	10HA10	10HA10
S _t (cm)	extrémité	15	15	20	20	20
	milieu	10	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)		6.03	4.61	2.82	1.96	1.96
A_h^{min} (cm ²)		6	6	6	6	6
A_h^{adop} (cm ²)		7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
N^{bre}		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S _t (cm)		25	25	25	25	25

Tableau 5.25 Ferrailage du voile Vy2

➤ Voile Vy3 :

Niveau	entresol	RDC Etage 1	Etage 2.3	Etage 4.5	Etage 6
Section (m^2)	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2
M(KN)	73.7	57.06	34.86	9	86.75
N(KN)	1027.71	916.42	746.45	506.99	339.9
V (KN)	327.39	408.3	340.36	223.49	168.18
τ_u (MPa)	1.27	1.58	1.32	0.86	0.65
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	15.87	14.02	11.25	7.42	5.37
A_v^{min} (cm^2)	6	6	6	6	6
A_v^{adop} (cm^2)	18.47	15.39	11.31	11.31	11.31
N^{bre}	12HA14	10HA14	10HA12	10HA12	10HA12
S _t (cm)	extrémité	15	20	20	20
	milieu	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm^2)	7.33	5.025	4.62	3.39	3.39
A_h^{min} (cm^2)	6	6	6	6	6
A_h^{adop} (cm^2)	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
N^{bre}	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S _t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau 5.26 Ferrailage du voile Vy3

5.4.4. Exemple d'un schéma de ferrailage

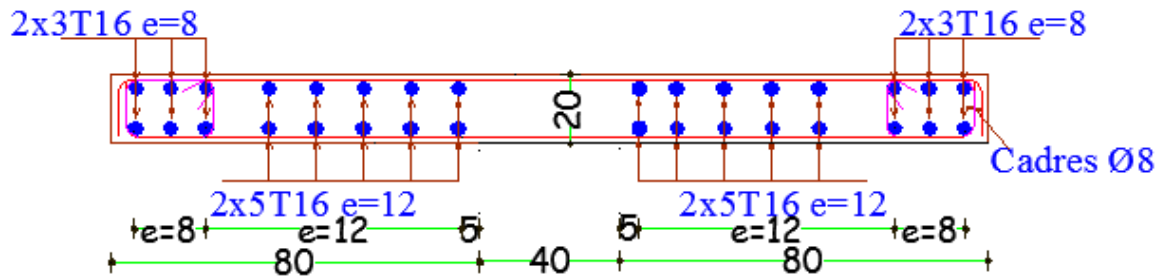


Figure 5.16 Schéma de ferrailage de voile Vx3

5.5. Conclusions

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum obtenu entre le logiciel de calcul (ROBOT) et celui donnée par le RPA. Il est à noter que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul SOCOTEC et Robot. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres quand a elles ont été ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Robot analysis 2012.

Les voiles de contreventement ont été calculé à la flexion composée grâce au deux logiciel (Robot analysis et Socotec).

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Chapitre 6 Etude De L'infrastructure

6.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. cette transmission peut être directe ou indirecte :

- Transmission directe : semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations

Superficielles ($D < 3\text{m}$).

- Transmission indirecte : semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes

Et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- 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.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

6.2.Choix de type de 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.
- L'importance de l'ouvrage.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol (**Annexe 4**), il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.2 m de la cote du terrain naturel. Le taux de travail de sol étant de 1.5 bars.

Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : N : Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

6.2.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

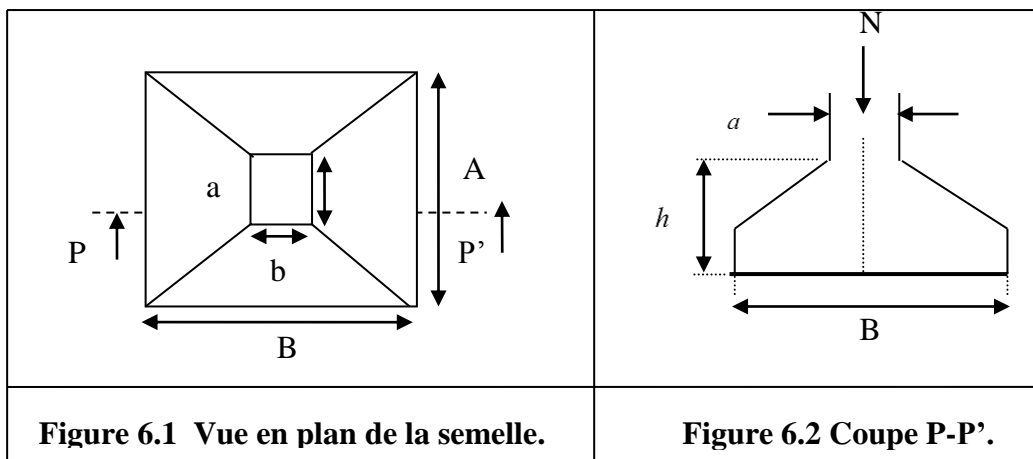
Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par Robot 2012.

$N_{sup} = 2083.51 \text{ kN}$.

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.



$$A \geq \sqrt{\frac{a \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}}; \text{ avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 1.50 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.5 \times 2083.51}{0.5 \times 150}} \Rightarrow A \geq 3.72 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens x-x, et le chevauchement entre elles dans le sens y-y ; donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

6.2.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 6 poteaux, l'effort normal transmis à la semelle est :

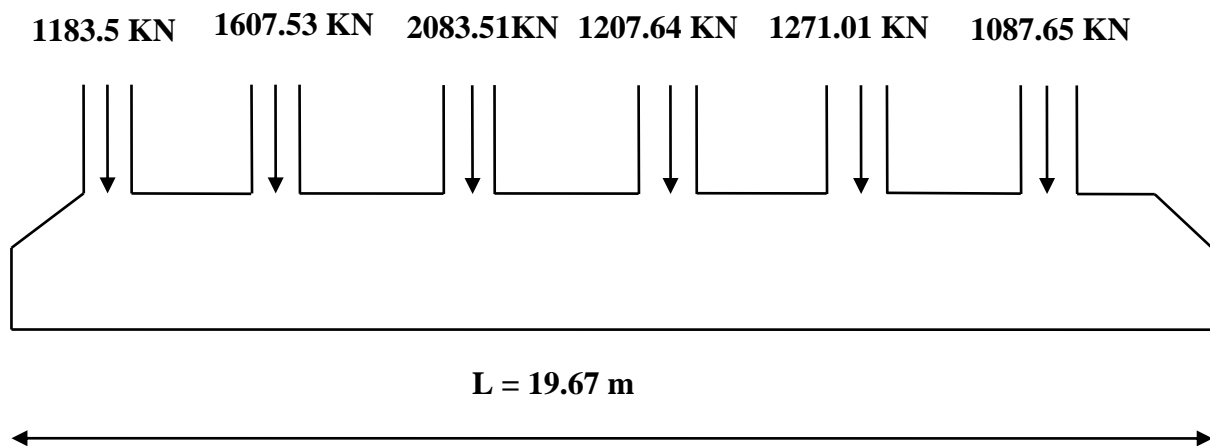


Figure 6.3 : Schéma de la semelle filante.

$$N_l = \sum N_i.$$

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_l = \sum N_i = 8440.84 \text{ KN}.$$

$$\frac{N_l}{B_l \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B_l \geq \frac{N_l}{L \times \bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B_l \geq \frac{8440.84}{19.67 \times 150} \Rightarrow B_l = 2.9 \text{ m}.$$

En tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions on remarque que l'utilisation des semelles filantes est impossible à cause de la distance entre deux semelles adjacentes et de 30cm ce qui est insuffisant pour le coffrage, ce qui nous a conduits à vérifier le radier général.

6.2.3. Etude du radier général

a) Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appui sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi dans les cas suivants :

- ✓ Un mauvais sol ;
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes ;
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

b) Pré dimensionnement :

Condition de coffrage :

✓ **Nervure:** $h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{505}{10} = 50.5\text{cm} \dots \text{On choisit } h = 55\text{cm} \dots\dots(a)$

✓ **Dalle :** $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{505}{20} = 25.25\text{cm} \dots\dots \text{On choisit } h_d = 30\text{cm}.$

$L_{\max} = 5.05 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

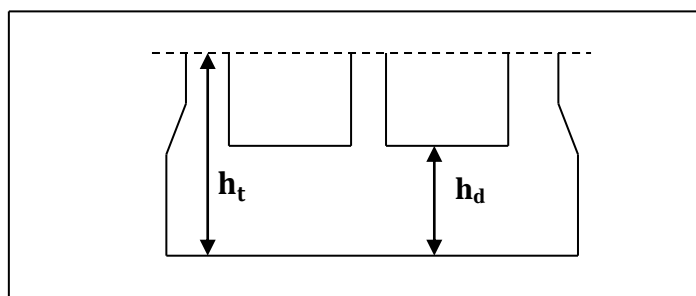


Figure 6.4 Dimensions du radier.

La condition de rigidité : $\frac{\pi}{4} \times L_e \geq L_{\max}$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,21642 \times 10^7 \text{ KN} / \text{m}^2$.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : Coefficient de réaction du sol,

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : Largueur de la semelle.

On a : $I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \dots\dots\dots (b)$

$$h_t \geq 0.73\text{m}$$

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend : $h_t = 75\text{cm}$ (Dalle + nervure) et $h_0 = 30\text{cm}$

Calcul de la surface du radier :

$N_s = 30185.25 \text{ KN}$ (Charge totale transmise par la superstructure).

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{rad} = 201.23 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment : $S_{bat} = 350.8 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{bat} > S_{rad} \Rightarrow S_{rad} = S_{bat} = 350.8 \text{ m}^2$
(Le radier ne comporte pas de débord).

c) Les Vérifications nécessaires

➤ Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

$N = 30185.25 \text{ KN}$.

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$H = 2\text{m}$, la hauteur d'ancrage du bâtiment

$S_{\text{rad}} = 350.8 \text{ m}^2$ (surface totale du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$: Poids volumique.

$F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w = 1.5 \times 2 \times 350.8 \times 10 = 10524 \text{ KN}$.

$N > F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$ Condition vérifiée.

➤ Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges.

Pour vérifier le non poinçonnement du radier le **BAEL91 (article A.5.2, 41)**, propose de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant. Cette vérification s'effectue comme suit :

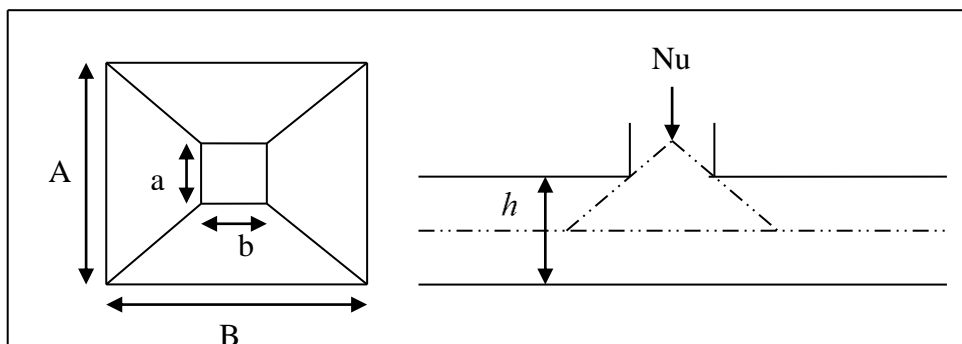


Figure 6.5 Zone de contact poteau-radier

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

BAEL91 (Art A.5.2 ,42).

Il faut vérifier que :

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$N = 2083.51 \text{ KN}$.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h_t$$

$$B = b + h_t$$

$$A = 50 + 75 = 1.25 \text{ m.}$$

$$B = 45 + 75 = 1.20 \text{ m.}$$

On trouve $U_c = 4.9 \text{ m.}$

$$0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 0.045 \times 4.9 \times 0.75 \times 25 \times 10^3 / 1.15 = 3595.10 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement.

➤ Vérification au cisaillement

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.15} 25 = 1.52 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

$$V_U = \frac{N_U \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{4142.07 \times 5.05}{2 \times 350.8} = 298.14 \text{ KN.}$$

$$\tau_U = \frac{298.14}{1 \times 0.27 \times 10^3} = 1.104 \text{ MPa} < 1.52 \text{ MPa.}$$

La Condition est vérifiée donc on a pas besoins d'armatures transversales.

➤ Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR BC 2.33.1 (article : 3.5.4.1.(a))).

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} \quad ; \quad \sigma_x = \frac{N'}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} \times x_G \quad \text{et} \quad \sigma_y = \frac{N'}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} \times y_G$$

A partir du programme **SOCOTEC** on trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_G = 9.85\text{m} \quad ; \quad I_{x-x} = 11254.7\text{m}^4 \\ X_G = 8.95\text{m} \quad ; \quad I_{y-y} = 9371.4\text{m}^4 \\ S = 350.8 \text{ m}^3 \end{array} \right.$$

Avec : σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N' : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

▪ **Dans le sens xx :**

$N = 30185.25 \text{ KN}$; $M_x = 46172.15 \text{ KN.m}$.

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_G$$

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_G \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{30185.25}{350.8} + \frac{46172.15}{11254.7} \times 9.85 = 126.45 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{30185.25}{350.8} - \frac{46172.15}{11254.7} \times 9.85 = 45.63 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 106.24 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens x-x.

▪ **Dans le sens y-y:**

$N=30185.25 \text{ KN}$; $M_y = 77443.01 \text{ KN.m}$.

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_y} \times X_G \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{30185.25}{350.8} + \frac{77443.01}{9371.4} \times 8.95 = 160 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{30185.25}{350.8} - \frac{77443.01}{9371.4} \times 8.95 = 12.08 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 123.02 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens y-y

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (**Article 10.1.5**) **RPA99V2003**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } e = \frac{46172.15}{30185.25} = 1.52 < \frac{18.23}{4} = 4.55m. \\ \text{Sens y-y : } e = \frac{77443.01}{30185.25} = 2.56 < \frac{19.6}{4} = 4.9m. \end{array} \right.$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

d) Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera pour le même ferrailage pour tout le radier de dimension $L_x = 4.7\text{m}$ et $L_y = 5.05\text{m}$.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.30 = 7.5 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + 1.35 \times G_0 \Rightarrow q_u = \frac{41421.07}{350.8} + 1.35 \times 7.50 = 128.2 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + 1.35 \times G_0 \Rightarrow q_s = \frac{30185.25}{350.8} + 7.50 = 93.54 \text{ KN/m}^2.$$

a) Calcule a l'ELU

$$\rho = \frac{4.7}{5.05} = 0.93 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\text{Sens x-x'} \quad M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x = 0.0428 \times 128.2 \times (4.70)^2 = 121.2 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.8450 \times 121.2 = 102.41 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85M_x = 103.19 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75M_y = 76.8 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_y = -60.6 \text{ KN.m}$$

b) Condition de non fragilité

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12\text{cm}$ et $\rho > 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3 - 0.93) \times 100 \times \frac{30}{2} = 2.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

c) Ferrailages

Le ferrailage de la dalle se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h_d) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2/\text{ml})$	St(cm)
En travée(x)	0.1165	0.155	0.2345	12.65	2.48	7HA16=14.07	14
En travée(y)	0.0867	0.1136	0.2386	9.25	2.4	7HA14=10.78	14
En appui	0.0684	0.0887	0.2411	7.22	2.60	6HA14 = 9.24	16

Tableau 6.1 ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

➤ **Vérification à l' ELU**

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 172.12 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 138.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{172.12}{1 \times 0.25 \times 10^3} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\tau^{adm} = 0.05 \times f_{c28}$$

$$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc on a pas besoin d'armatures transversales.

- **Vérification à l'ELS**

$$\begin{cases} M_x = 141.59 \text{ KN.m} \\ M_y = 126.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 141.59 = 120.35 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.85 \times 126.57 = 94.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en appuis**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times 141.59 = -70.79 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

On a une fissuration nuisible \Rightarrow on vérifie la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de cisaillement de l'acier

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \sigma_b \times \frac{d-y}{y} < \bar{\sigma}_s = 201.62 \text{ MPa}$$

	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée (x)	8.37	77913.2	12.92	15	385.05	201.62
Travée (y)	7.51	63582.87	11.21	15	391.6	201.62
Appuis	7.05	56337.35	8.85	15	337.99	201.62
				vérifier	Non vérifier	

Tableau 6.2 Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier

On remarque que $\sigma_s \text{ (MPa)} > \bar{\sigma}_s \text{ (MPa)} \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée.

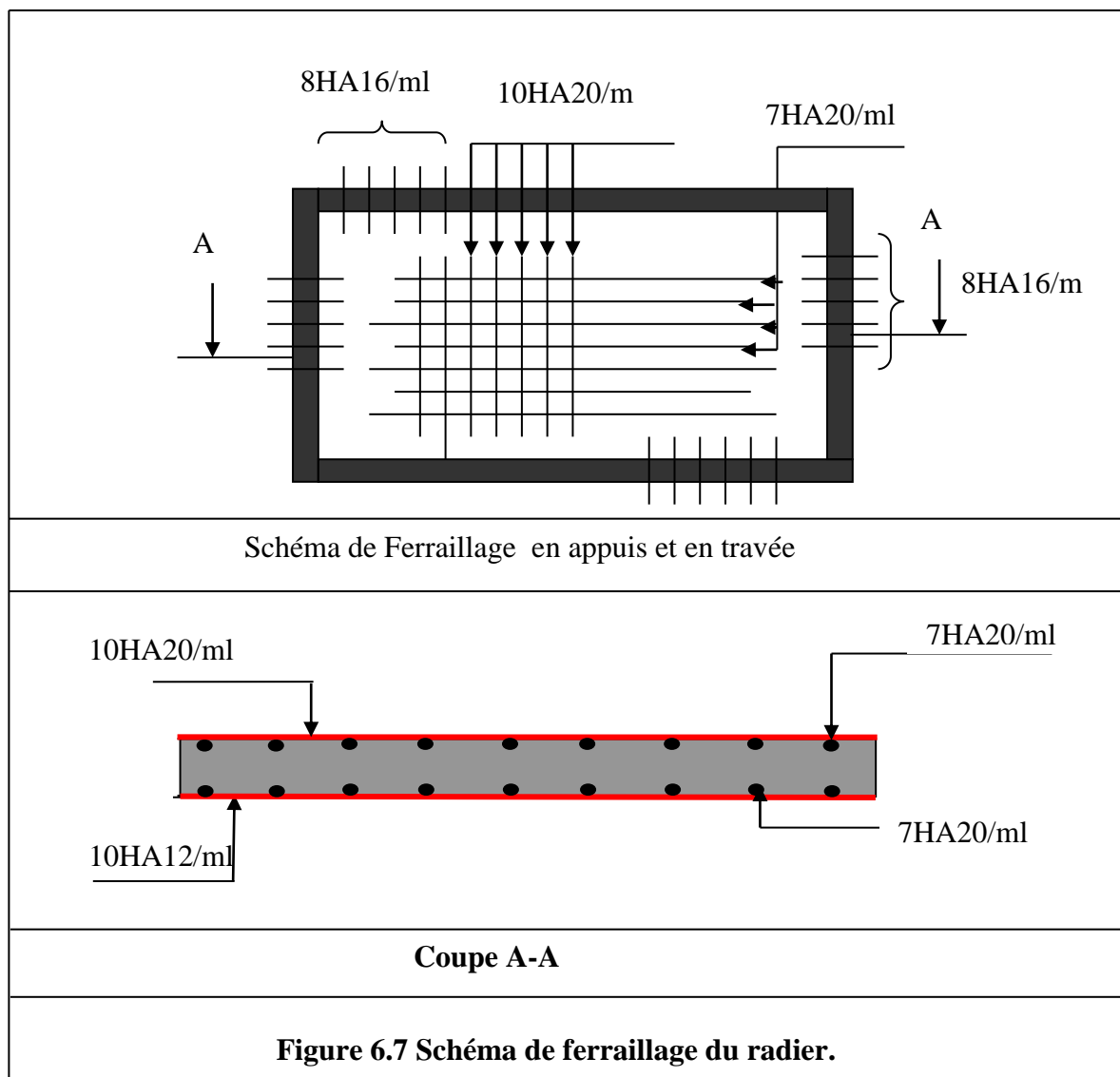
Donc la solution est de recalculer la section de ferrailage à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma}_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha[0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Localisation	M _{ser} (KN.m)		β	α	A _{cal} (cm ²)	Choix/ml (cm ²)	section (cm ²)	St(cm)
Travée	x-x	120.3	0.009	0.4288	27.85	10HA20	31.42	10 cm
	y-y	94.93	0.007	0.3849	21.6	7HA20	21.89	14 cm
Appui	70.79		0.005	0.3350	15.80	8HA16	16.08	12cm

Tableau 6.3 ferrailage de la dalle

➤ Schéma de ferrailage



e) Ferrailage des nervures du radier :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charges uniformes qui produisent le même moment maximum que la charge réelle.
- P_v charges uniformes qui produisent le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = P'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Avec : $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$; $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$

Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

-Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : l_g' et l_d' sont les longueurs fictives.

$$l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

-Moments en travées :

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

Avec : M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

-Sens X-X :

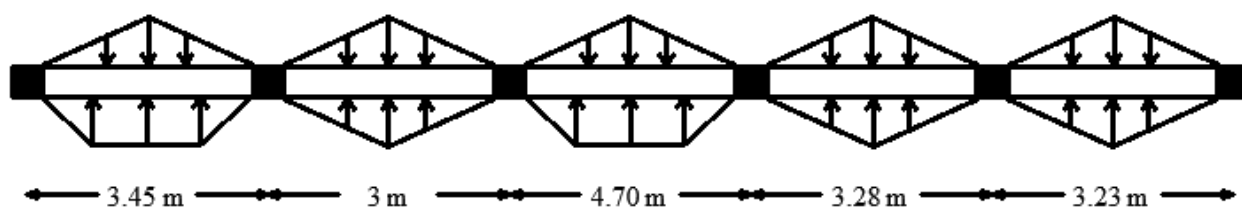


Figure 6.8 schéma statique de la nervure dans le sens X-X.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Travée	Appuis
M_u (KN.m)	538.42	-783.04
M_s (KN.m)	392.85	-571.34
V (KN)	1124.19	

Tableau 6.4 sollicitations maximales sur la nervure dans le sens X-X.

-Sens Y-Y :

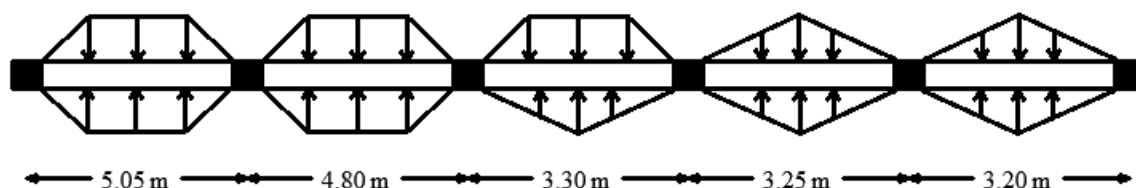


Figure 6.9 schéma statique de la nervure dans le sens Y-Y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Travée	Appuis
M_u (KN.m)	826.62	-963.036
M_s (KN.m)	603.13	-702.66
V (KN)	1190.47	

Tableau 6.5 sollicitations maximales sur la nervure dans le sens Y-Y.

Ferraillage :

Le ferraillage se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

-Calcul de la largeur participante de la dalle :

$$h = 0.75 \text{ m.}$$

$$h_r = 0.3 \text{ m.}$$

$$b_0 = 0.65 \text{ m.}$$

$$d = 0.65 \text{ m.}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.05}{10}; \frac{4.7}{2}\right).$$

$$b_1 \leq \min(0.505; 2.35) \Rightarrow b_1 \leq 0.505 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.7 \text{ m.}$$

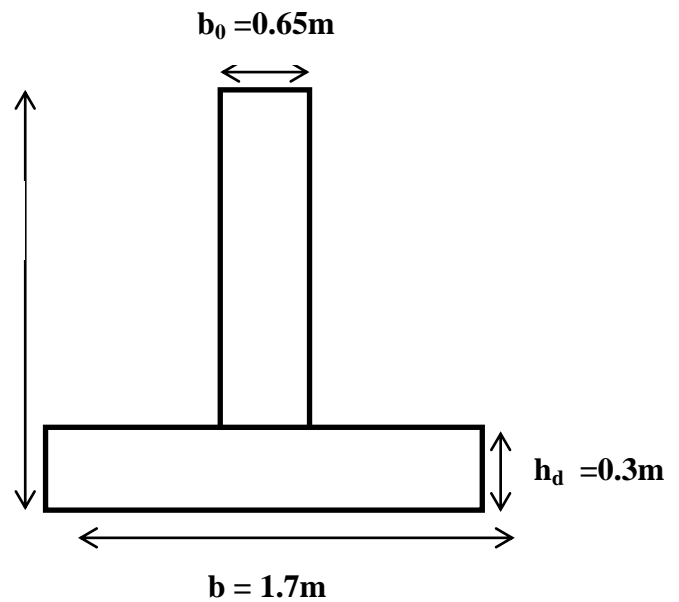


Figure 6.10 : Schéma illustratif de la nervure

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

En travées			
	A_{cal} (cm^2/m)	A_{Min} (cm^2/m)	A_{ad} (cm^2/m)
Sens-X	22.64	29.25	12HA20=37.7
Sens-Y	35.23	29.25	12HA25=58.9
En appuis			
	A_{cal} (cm^2/m)	A_{Min} (cm^2/m)	A_{ad} (cm^2/m)
Sens-X	33.30	29.25	6HA25+6HA20=48.3
Sens-Y	41.31	29.25	12HA25=58.9

Tableau 6.6 ferraillage des nervures

Vérifications

Vérification des contraintes tangentielles

L'effort tranchant max est dans le sens y.

$$\tau^{\max} = \frac{V_y}{b \times d} = 1.00 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.52 \text{ MPa}.$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Contrainte dans le béton**

Il faut que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$

En travée

Sens-X : $\sigma_{bc} = 3.91 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Sens-Y : $\sigma_{bc} = 5.09 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

En appuis

Sens-X : $\sigma_{bc} = 5.18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Sens-Y : $\sigma_{bc} = 5.93 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Contrainte dans l'acier**

En travée

Sens X : $\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 163.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.62 \text{ MPa} \dots$ Condition vérifiée.

Sens-Y : $\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 163.65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.62 \text{ MPa} \dots$ Condition vérifiée.

En appuis

Sens X : $\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 187.31 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.62 \text{ MPa} \dots$ Condition vérifiée.

Sens-Y : $\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 190.93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.62 \text{ MPa} \dots$ Condition vérifiée.

- **Acier de peau**

Les aciers de peau ne reprennent aucune sollicitation, elles sont utilisées dans le cas des poutres de grande hauteur ($h > 60 \text{ cm}$) pour empêcher la fissuration du béton.

$$A_p = 0.2\% (b_0 \times h) \Rightarrow A_p = 9.75 \text{ cm}^2 \text{ (Sur les deux faces).}$$

On opte pour 6HA16 = 12.06 cm².

- **Les armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \max}\right) = \min(2.14; 6.5; 2.5) = 2.14 \text{ cm.}$$

On opte pour : $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

En ce qui concerne les aciers transversaux on opte pour la même quantité d'acier pour toutes les nervures qui est la suivante :

$$A_t = 2 \text{ cadres T10} + \text{une épingle T10} ; \text{ ce qui donne } 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2.$$

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 63 \text{ cm.}$$

$$2) S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 31.3 \text{ cm.}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 60.46 \text{ cm.}$$

Donc on opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$.

f) Schéma de ferrailage

Sens X-X :

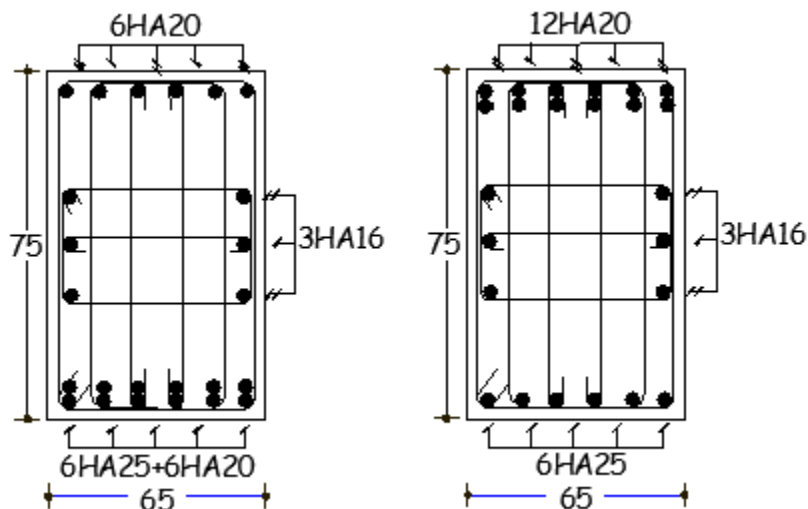


Figure 6.11 : schéma de ferrailage des nervures sens X-X

Sens Y-Y :

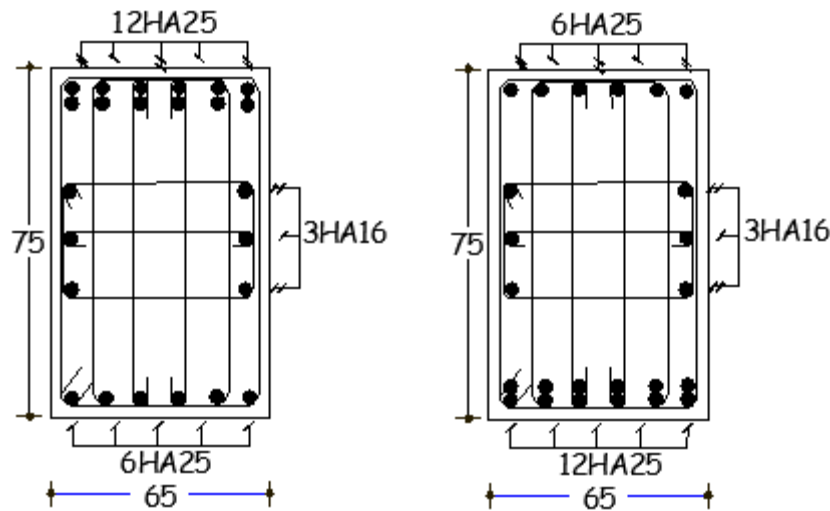


Figure 6.12 : schéma de ferrailage des nervures sens Y-Y

6.3.Voile périphérique

Introduction

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre semelle inférieure et chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 20$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encastree en pied et articulé en tête.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

Dimensionnement des voiles :

- Hauteur $h = 2.76$ m.
- Epaisseur $e = 20$ cm.
- Largeur $L = 5.05$ m

Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 20.9 \text{ KN/m}^3$.
- Angle de frottement : $\varphi = 21^\circ$
- La cohésion : $C = 0.25 \text{ bar}$

6.3.1. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres**
- A : coefficient de poussée donnée par le tableau de **Caquot-Kérisel**.
- $A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{21}{2}\right) = 0.47$

$$G = h * \gamma * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 * c * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 27.21 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge accidentelle:

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q * \left[\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2 * c}{\gamma * h} * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \right]$$

$$Q = 4.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35 * G + 1.5 * Q = 43.81 \text{ KN / m}$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 * Q = 7.08 \text{ KN}$$

6.3.2. Ferrailage du voile**Méthode de calcul**

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

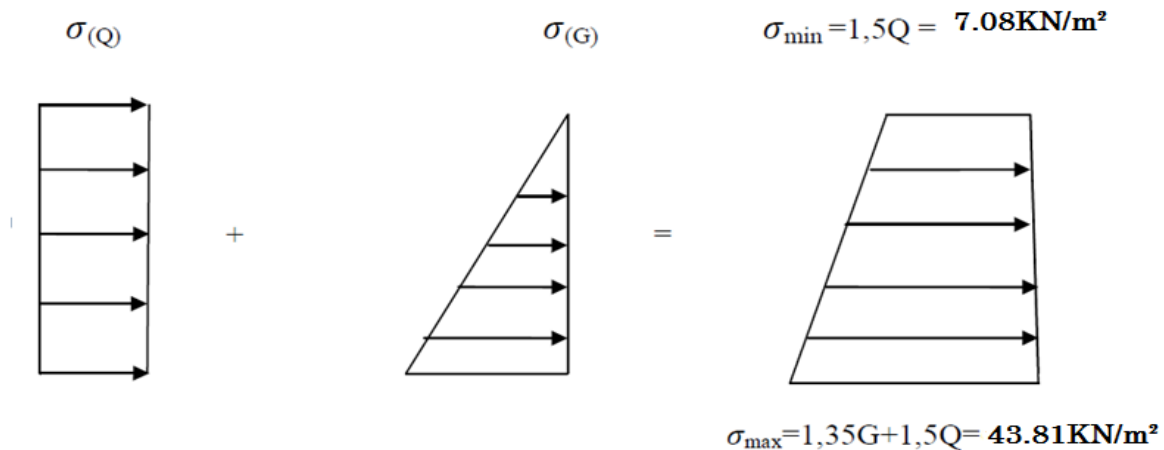


Figure.6.13 Répartition des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 34.62 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} * 1\text{ml} = 34.62 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les

Suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 2.76 \text{ m.} \\ l_y = 4.75 \text{ m.} \\ b = 1 \text{ m} \\ h = 20 \text{ cm.} \\ e_p = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.58 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle portée sur les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELU \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2703 \end{array} \right. [\text{annexe 1}]$$

$$M_x = \mu_x * L_x^2 * Q_u = 22.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 6.06 \text{ KN.m}$$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } M_x^t = 0.75 * M_x = 16.83 \text{ KN.m} \\ \text{En appui: } M_x^a = 0.5 M_x = 11.22 \text{ KN.m} \\ \text{En travée: } M_y^t = 0.75 * M_y = 4.54 \text{ KN.m} \\ \text{En appui: } M_y^a = 0.5 M_y = 3.03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 0.1\% \cdot b \cdot h$$

Condition exigée par le RPA

$$A_{\min} = \frac{0.1 \cdot 20 \cdot 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix /ml	S _t (cm)
Sens X-X	Travées	16.83	2.9	2	4.52	4T12	25
	Appuis	11.22	1.92	2	4.52	4T12	25
Sens Y-Y	Travées	4.54	0.772	2	4.52	4T12	25
	Appuis	3.03	0.51	2	4.52	4T12	25

Tableau 6.7 ferrailage du voile

- Vérifications :

✓ Condition de non-fragilité :

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$A_x^{\min} = 1.74\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = 1.44\text{cm}^2/\text{m}$$

Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \min(0,04 f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

Avec :

$$v_{ux} = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{34.62 \times 2.76}{2} \times \frac{4.75^4}{4.75^4 + 2.76^4} = 42.88\text{KN}$$

$$v_{uy} = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{34.62 \times 4.75}{2} \times \frac{2.76^4}{4.75^4 + 2.76^4} = 8.41\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{42.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.25\text{MPa}$$

$$\tau = 0.25\text{MPa} < \tau_{\text{adm}} = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

A L'ELS :

$$\sigma_{\max} = G + Q = 27.21 + 4.72 = 31.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 4.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 25.13 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 25.13 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.58 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle portée sur les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4462 \end{cases} [\text{annexe 1}]$$

$$M_x = \mu_x * L_x^2 * Q_u = 17.17 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 7.66 \text{ KN.m}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_x^t = 0.75 * M_x = 12.87 \text{ KN.m} \\ \text{En appui: } M_x^a = 0.5 M_x = 8.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_y^t = 0.75 * M_y = 5.74 \text{ KN.m} \\ \text{En appui: } M_y^a = 0.5 M_y = 3.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On doit vérifier que :

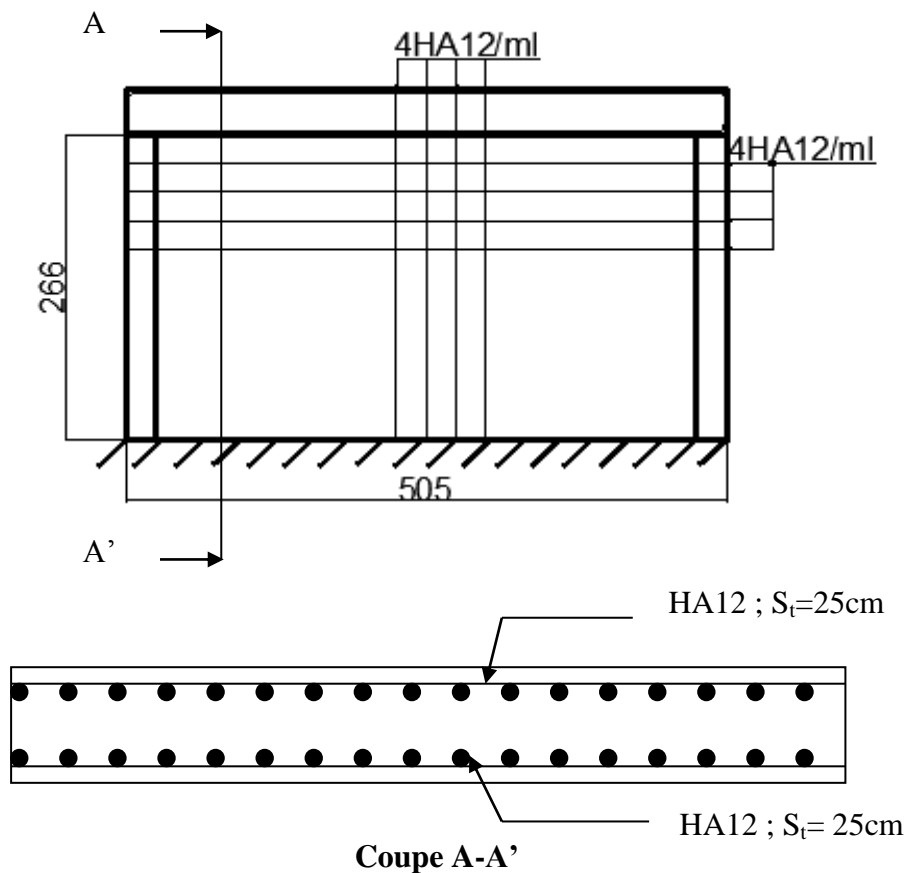
$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	12.87	4.17	3.95	182	15	201.6
	M_a	8.58	3.68	2.95	160.46	15	201.6
y-y	M_t	5.74	3.68	1.97	107.35	15	201.6
	M_a	3.83	3.68	1.31	71.6	15	201.6

Tableau 6.8 vérification des contraintes.

Schéma de ferrailage**Figure 6.14 : Schéma de ferrailage du voile périphérique****6.4.Conclusion**

Dans ce chapitre on a étudié l'infrastructure de notre projet ce qui est une étape primordiale dans la conception de l'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

On a étudié la possibilité des semelles isolées ainsi que les semelles filantes mais cela ne convient pas à notre structure à cause du chevauchement qui est la cause de la petite trame entre les portiques qui est égale à 3m. Pour cela on a opté pour un radier général, avec une dalle de 30cm de hauteur et des nervures de 75X65cm.

Conclusion général

Ce projet, nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure.

Après la réalisation d'étude technique qui constitue notre mémoire de projet de fin d'études, et à la lumière des résultats on peut conclure que :

- La forme du bâtiment a été un facteur négatif qui a augmenté la complexité de son comportement, et rendant nécessaire l'analyse tridimensionnelle avec l'outil informatique et un logiciel performant de calcul, à savoir Robot Structural Analysis Professional 2012.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du génie civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre 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.
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous ayons un sol qui a un taux de travail de 1.5 bar à une profondeur de 1.2m. vu l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, nous avons opté pour un radier général.

L'objectif primordial, pour l'ingénieur est dans la meilleure maîtrise du rapport coût/sécurité, par une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe II

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x * L_y$

Avec $L_x < L_y$.

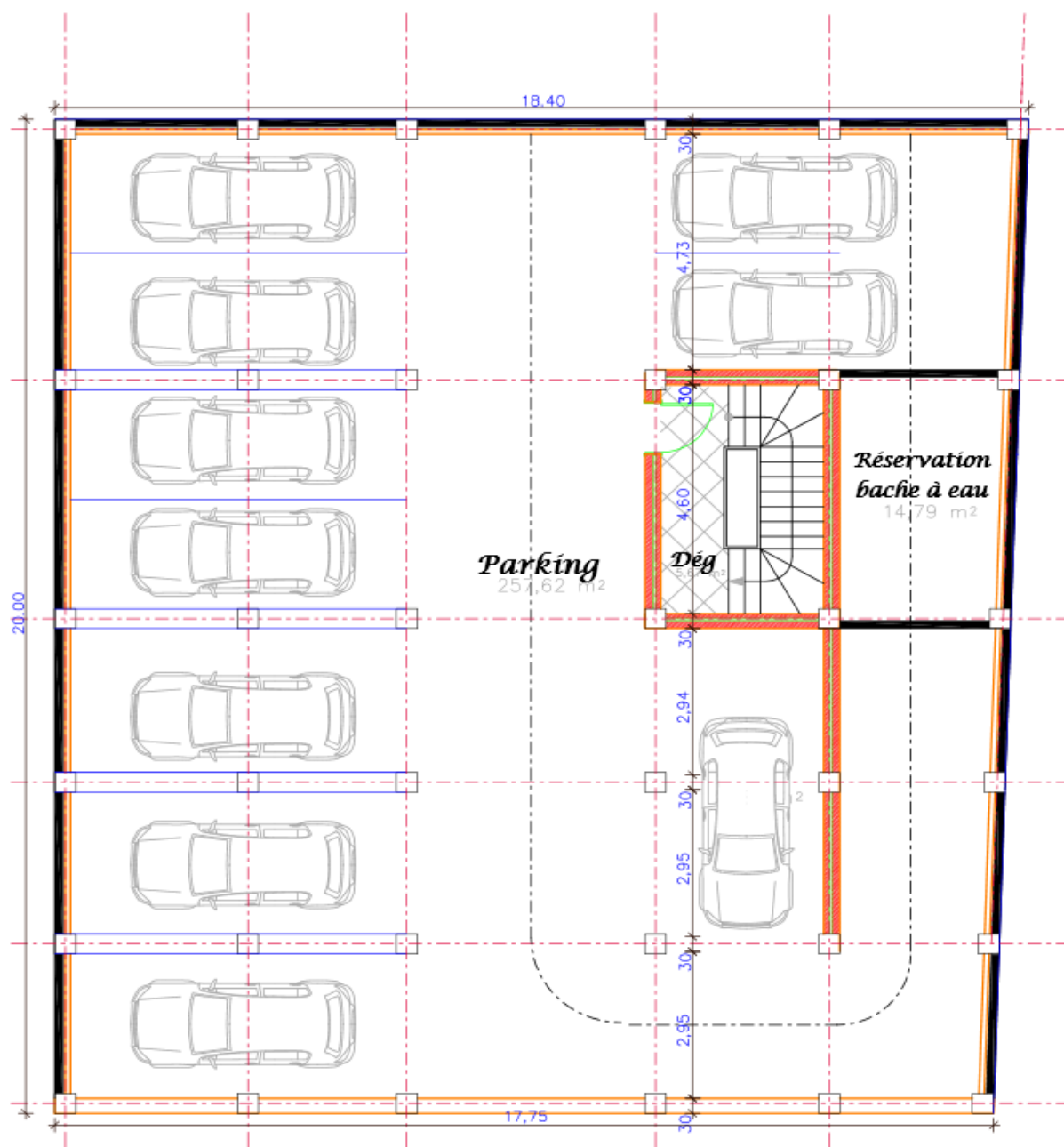
$$\rho = 0.8$$

$\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Valeurs de M_1	0,0 — 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0	0,250 0,235 0,216 0,198 0,181 0,166 0,151 0,137 0,124 0,114 0,105	0,200 0,194 0,184 0,172 0,160 0,148 0,135 0,123 0,113 0,104 0,096	0,168 0,166 0,160 0,152 0,142 0,132 0,122 0,112 0,103 0,095 0,087	0,144 0,143 0,140 0,134 0,126 0,117 0,109 0,101 0,094 0,087 0,079	0,126 0,125 0,123 0,118 0,112 0,105 0,098 0,093 0,086 0,079 0,072	0,110 0,109 0,108 0,104 0,100 0,095 0,089 0,084 0,078 0,072 0,066	0,099 0,098 0,097 0,094 0,090 0,086 0,082 0,076 0,071 0,065 0,059	0,089 0,088 0,088 0,086 0,082 0,078 0,074 0,069 0,064 0,059 0,054	0,081 0,081 0,079 0,078 0,076 0,073 0,068 0,063 0,058 0,054 0,049	0,077 0,077 0,075 0,073 0,069 0,066 0,061 0,057 0,053 0,049 0,045
Valeurs de M_2	0,0 — 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0	0,282 0,196 0,150 0,128 0,107 0,090 0,079 0,069 0,062 0,055 0,049	0,231 0,174 0,139 0,114 0,097 0,083 0,076 0,067 0,059 0,053 0,047	0,199 0,159 0,129 0,107 0,091 0,078 0,069 0,062 0,054 0,048 0,044	0,175 0,145 0,120 0,101 0,086 0,074 0,066 0,058 0,052 0,046 0,041	0,156 0,133 0,109 0,094 0,081 0,071 0,063 0,056 0,049 0,044 0,038	0,141 0,121 0,103 0,088 0,076 0,067 0,058 0,052 0,046 0,042 0,036	0,129 0,111 0,096 0,082 0,071 0,063 0,055 0,048 0,043 0,038 0,034	0,116 0,102 0,087 0,075 0,066 0,057 0,051 0,045 0,040 0,036 0,032	0,105 0,093 0,079 0,068 0,059 0,053 0,047 0,042 0,037 0,033 0,028	0,095 0,083 0,070 0,061 0,058 0,047 0,038 0,033 0,029 0,027

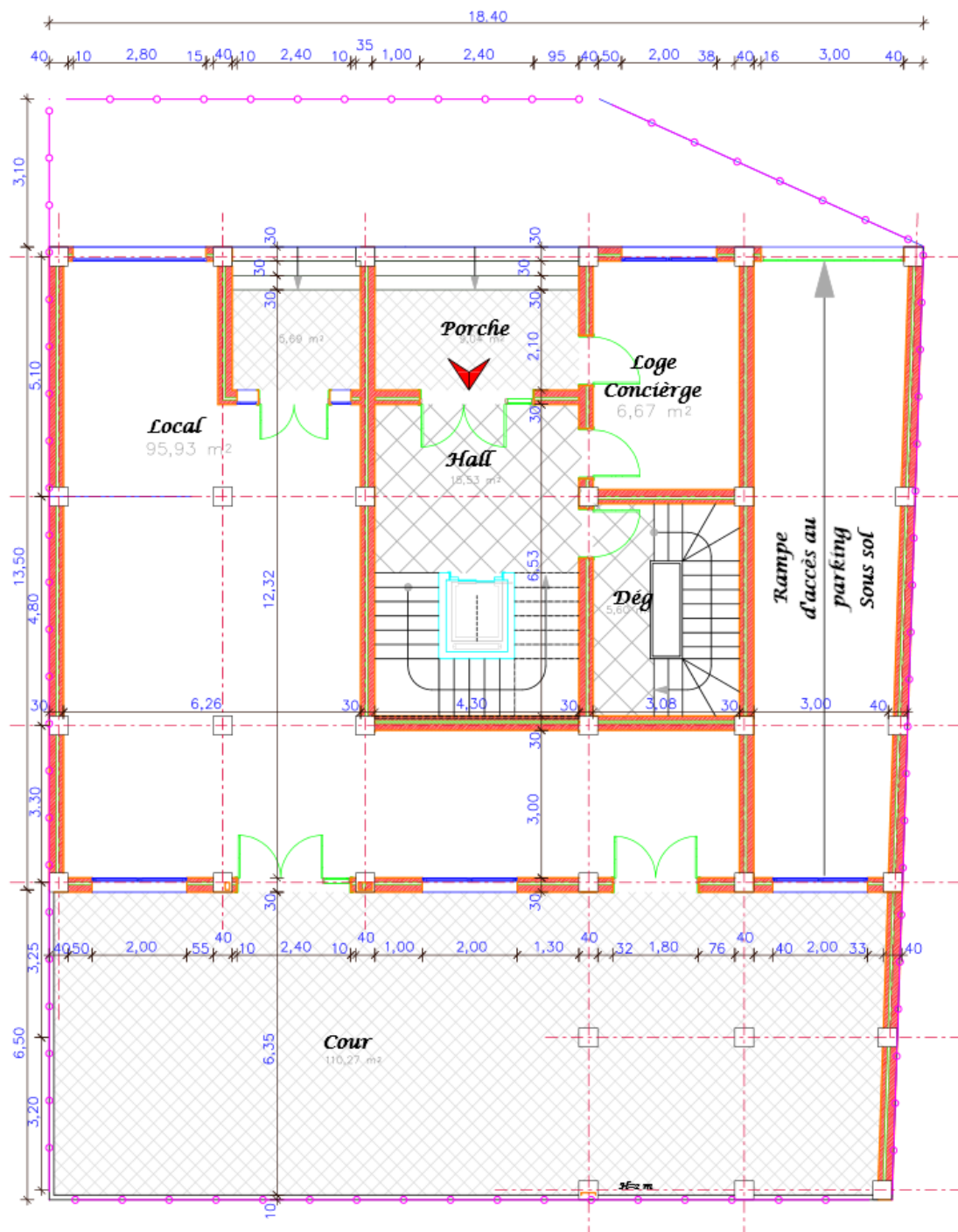
Annexe IV

Tableau des Armatures
(cm²)

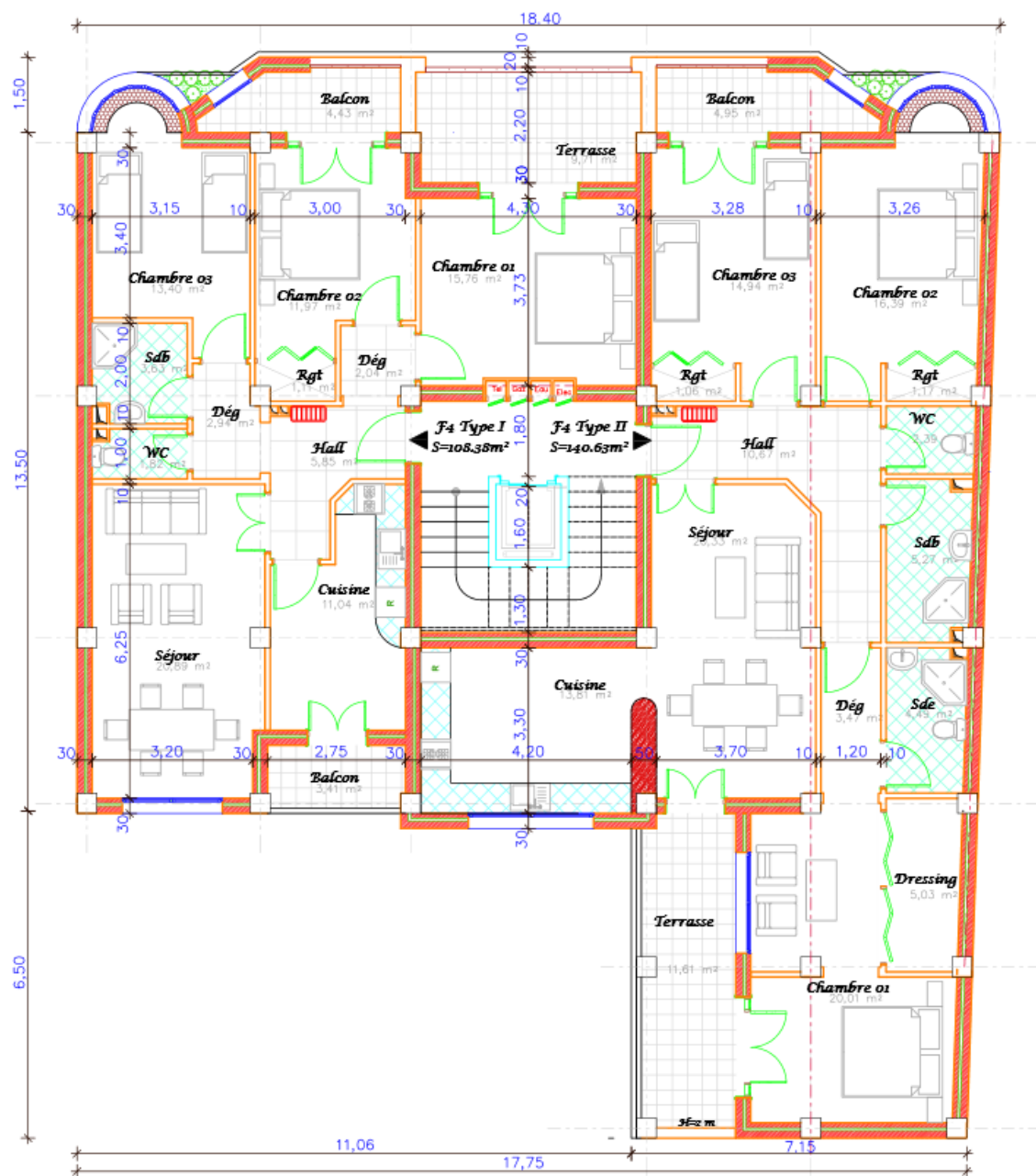
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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	80.09	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	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	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	188.50
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	226.20
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



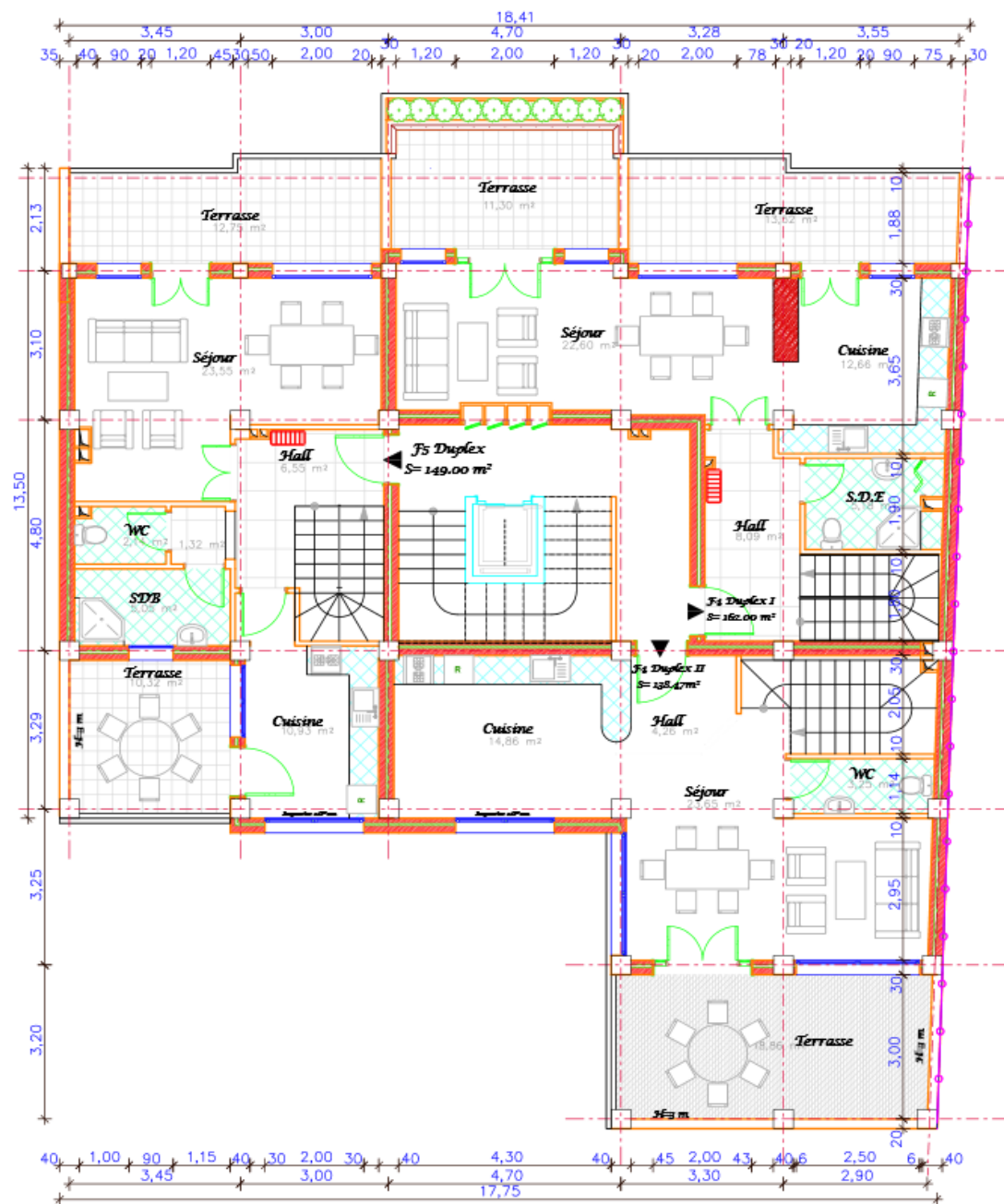
Parking Sous-sol



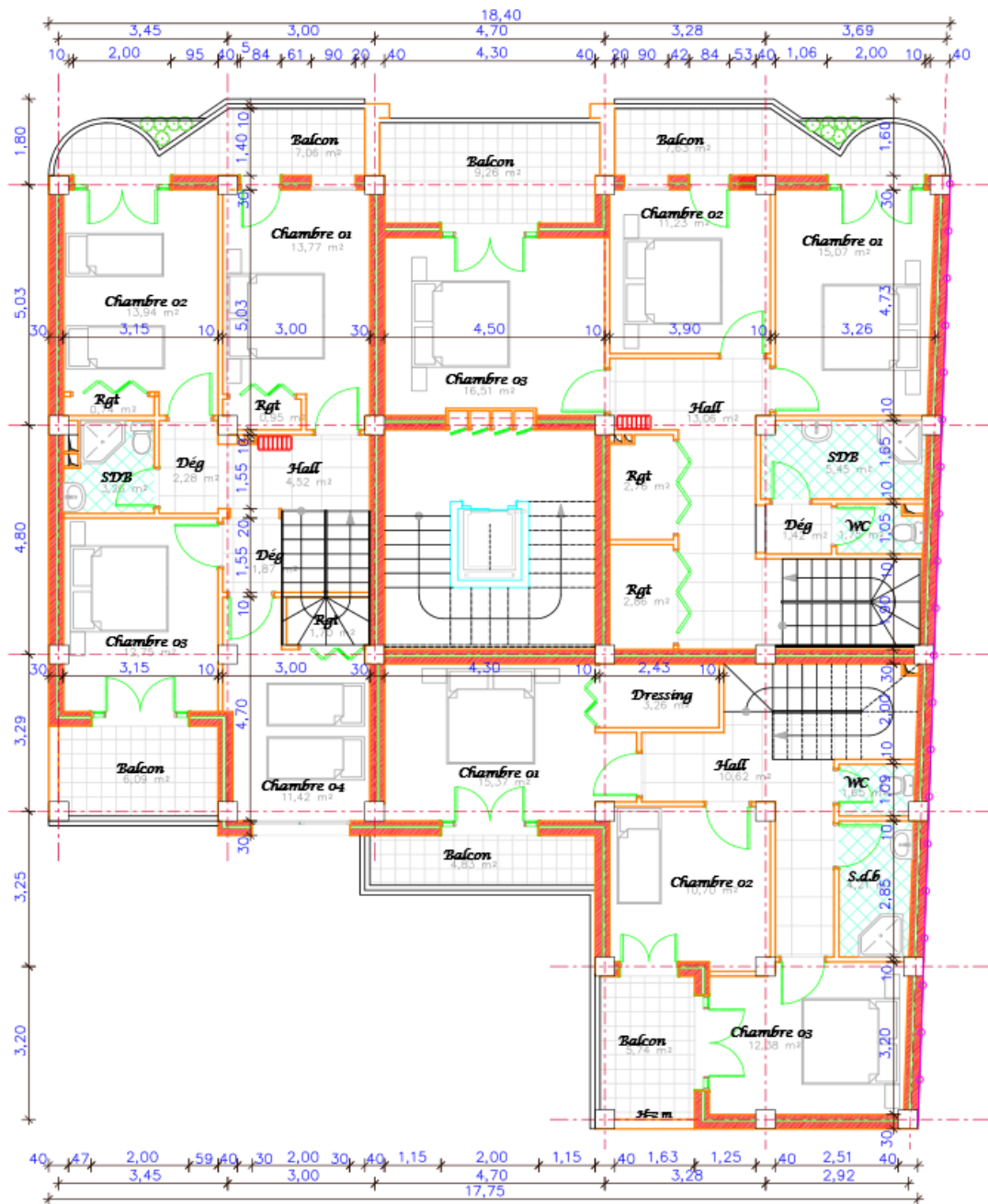
Plan du RDC



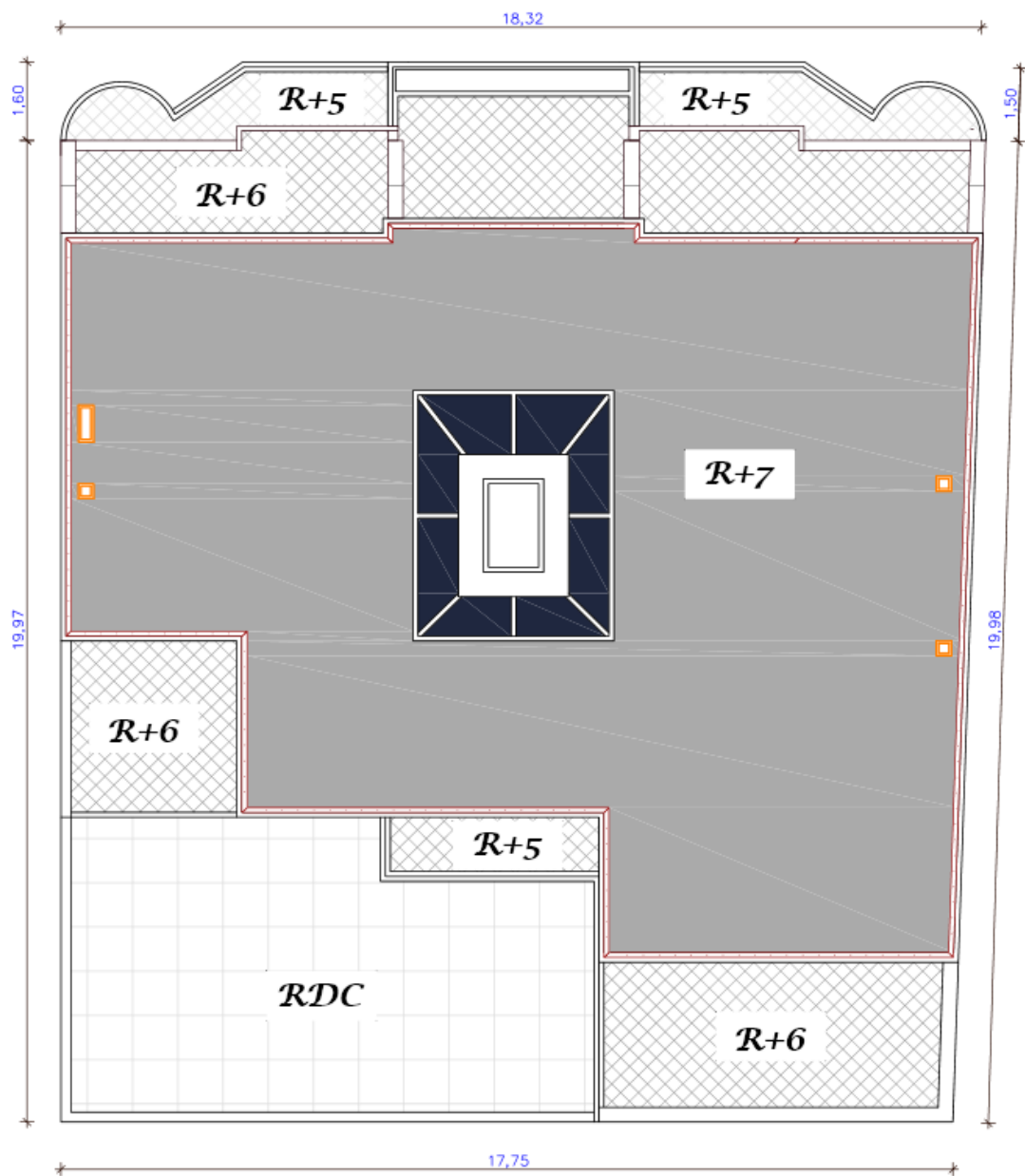
Plan Etage Courant

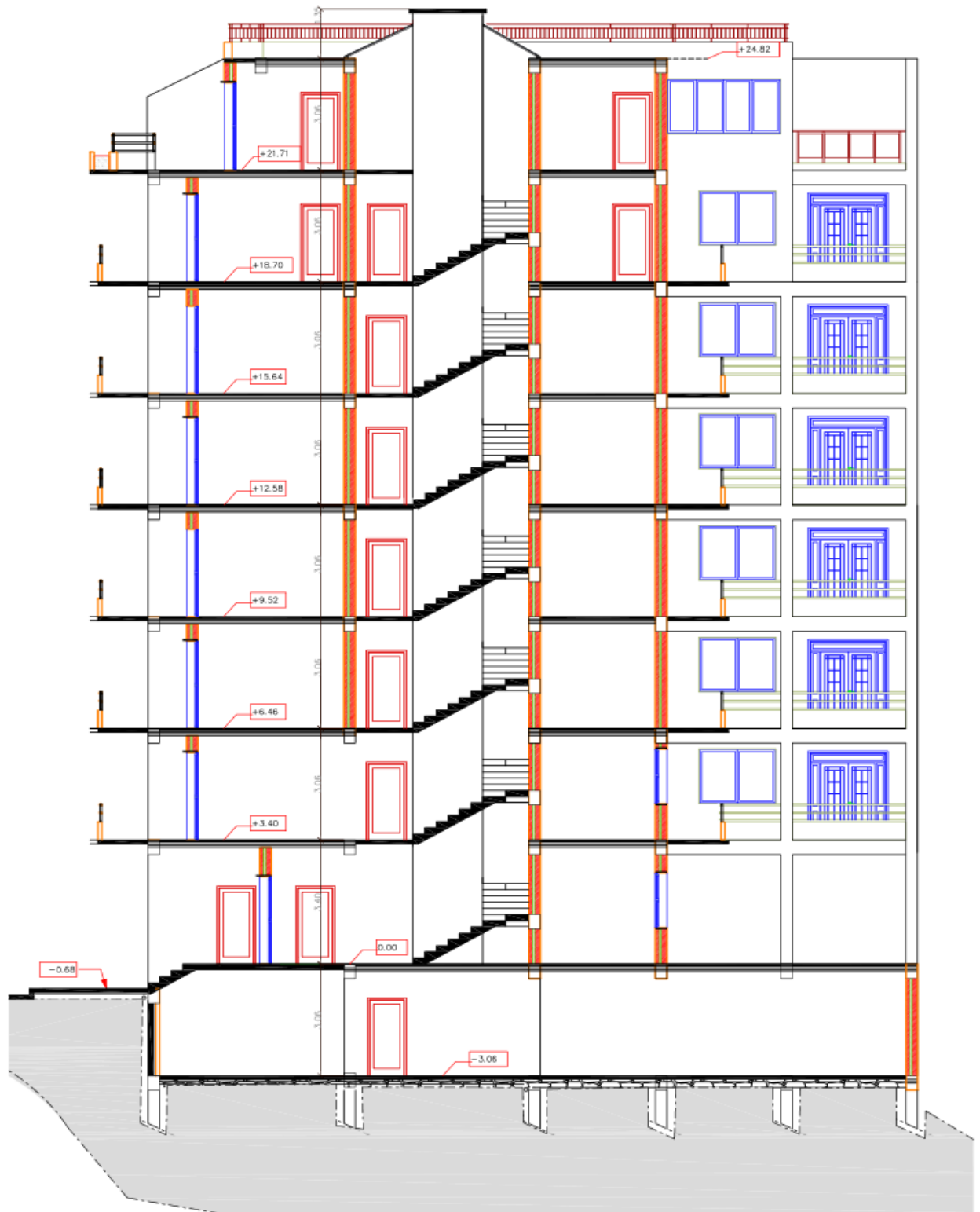


Plan Niveau Duplex 01

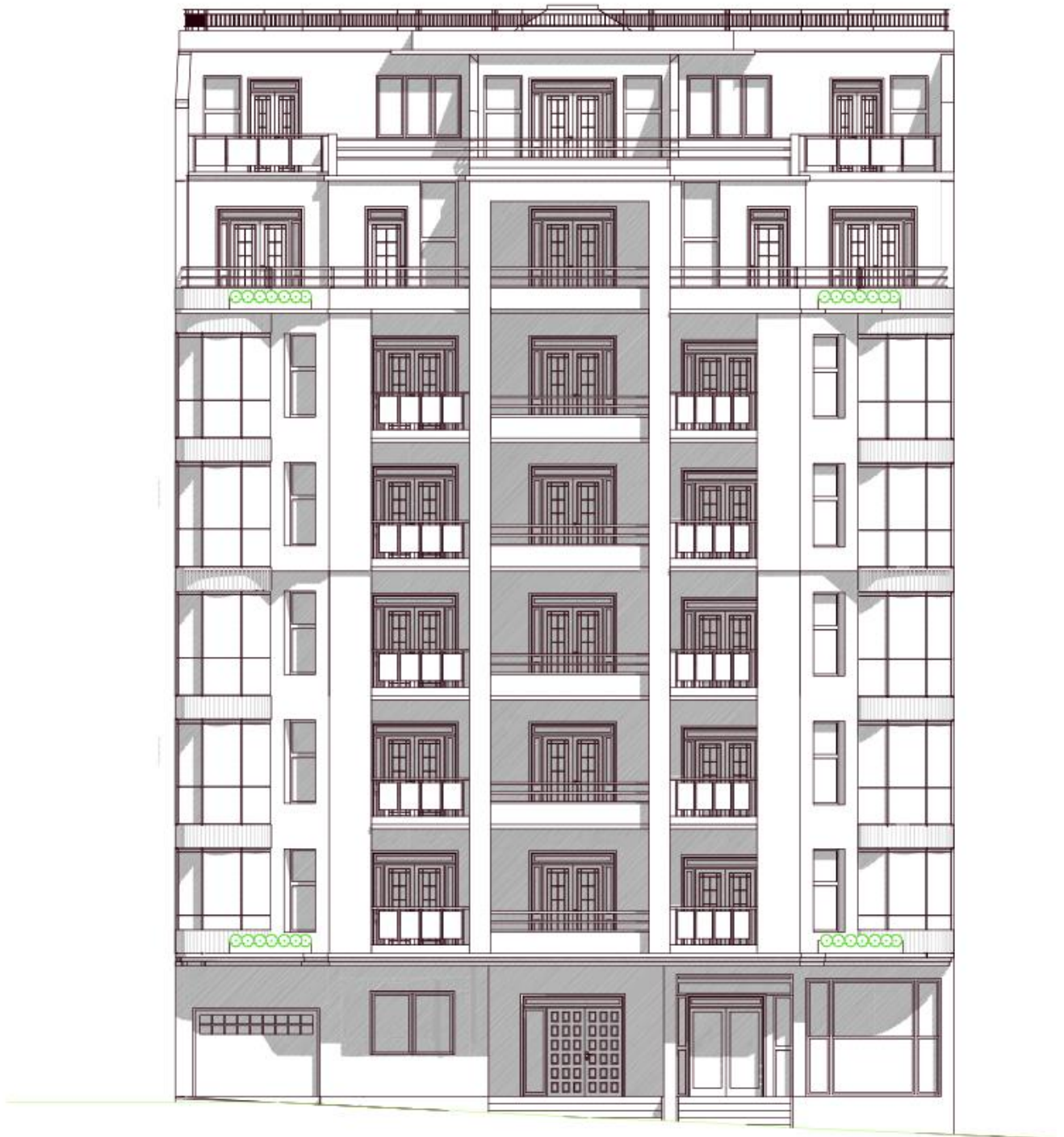


Plan Niveau Duplex 02





Coupe du Bâtiment



Façade principale

Introduction

Générale

Conclusion

Générale

Annexes

Sommaire

Bibliographie