

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

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structure

Thème :

Etude d'un bâtiment en (R+11 avec sous-sol)
contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)

Présenté par :

M^{er} BOULKARIA Nassim
M^{er} BOUDJELLABA Saïd

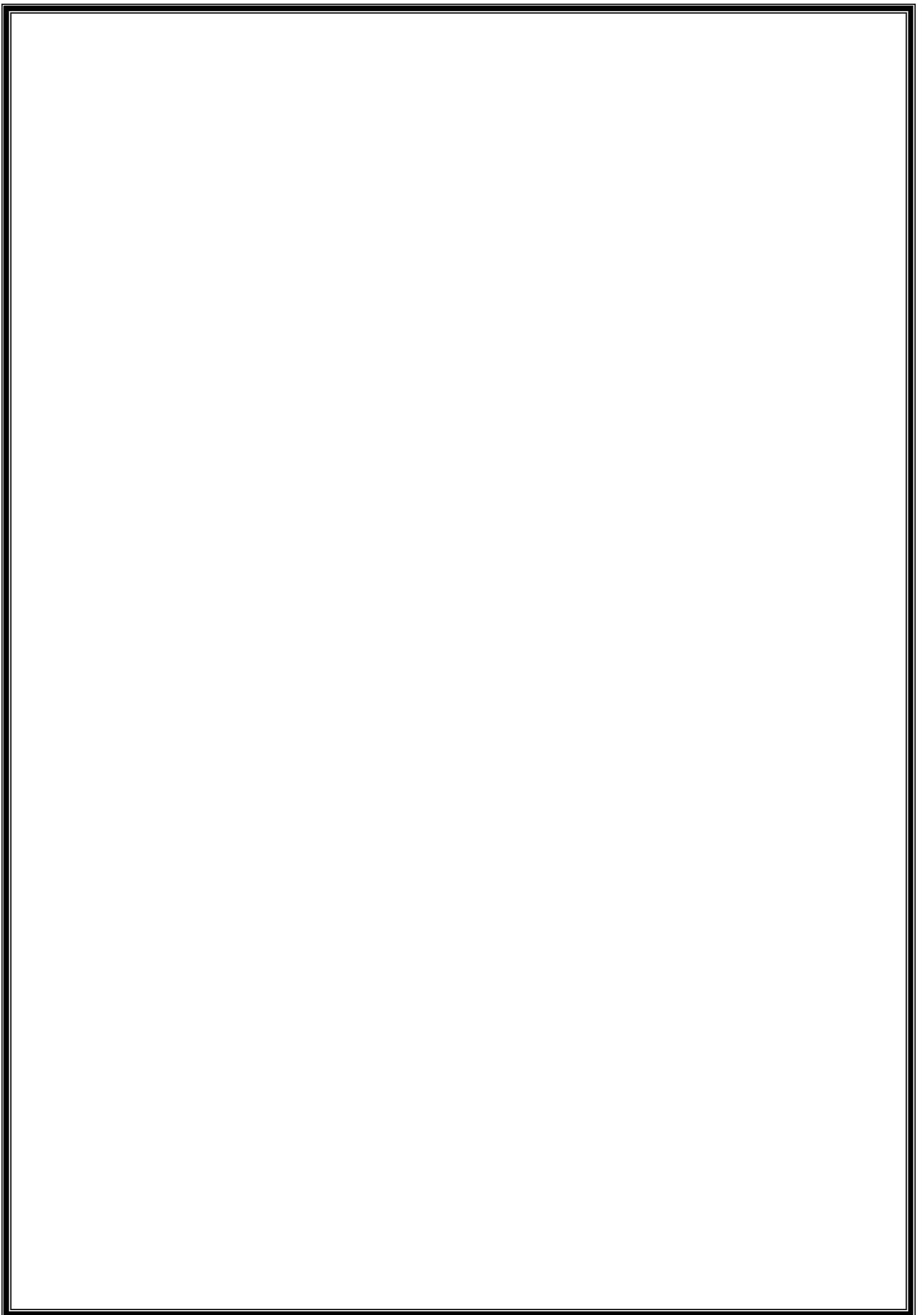
Promoteur :

M^{er}.SERIKMA Mourad

Jury:

M^{er} .CHELOUAH
M^{me} .SPHAKSI

Promotion 2015-2016



REMERCIEMENTS

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

En second lieu, nous tenons à remercier notre promoteur M^{er} Serikma mourad son sérieux, sa compétence et ses orientations.

Nous remercions beaucoup M^{er} Attal raidh d'avoir accepté de nous guider et de nous aider sur le bon chemin dans notre travail.

Aux membres de jury, M^{er} CHELOUAH et M^{me} SPHAKSI qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

A M^{er} Achour.MADI pour son bon accueil au sein du bureau d'étude Bet Madi Engeneering.

A la fin, Nous remercions tous les enseignants de département génie civil durant toute notre formation.

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail

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

A la mémoire de mon frère Billal

A mes grands parents .

A ma soeur et mes oncles et mes tantes .

- *A tous mes amis (es) : Hamza, Ahmed, Salim , Matouk, Said, Nassim, Sofiane, Fares Quacif, Rabah*
- *A mon coupain de chambre mahmoud*

B.Nassim

Dédicaces

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère Mère : source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A la mémoire de mon cher Père, grands-pères, grand-mère.

A mon chère Frère Sofiane et a tous mes Sœurs.

A toute la famille BOUDJELLABA.

Ainsi qu'à toute la promo 2015/2016, et à tous mes amis sans exception.

A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.

B.Said

Sommaire

Chapitre I : Généralités.

I. INTRODUCTION	1
I.1.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.1.2. Implantation de l'ouvrage	1
I.2. Description de l'ouvrage	
I.2.1. Caractéristiques géométriques	1
I.3. Caractéristiques structurale.....	1
I.4 : Caractéristique du sol	3
I.5. Règlements et normes utilisés.....	3
I.6. Matériaux	3
I.6.1. Béton	3
I.6.2. Aciers.....	4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

II.1. Introduction	5
II.2 . Les planchers	5
II.2.1. Planchers à corps creux	5
II.2.2. Planchers à dalle pleine.....	
II.2.3. Les poutrelles	8
II.3. Les poutres	9
II.3.1. Poutres principales.....	9
II.3.2. Poutres secondaires.....	9
II.4. Pré dimensionnement des voiles	10
II.5. Evaluation des charges	11
II.6. Pré dimensionnement des poteaux	14
II.7. Conclusion :.....	26

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux.

III.1. Introduction :	27
III.2. Calcul des planchers :.....	27
III.2.1. Plancher à corps creux :.....	27
III.3. Exemple d'application.....	30
III.3.1. Calcul de la poutrelle type 1 du plancher étage courant	30
III.3.2. Ferrailage des poutrelles.....	34

III.4.Récapitulation de ferrailage des poutrelles des différents niveaux.....	49
III.5.Vérification de la flèche des différents niveaux	51
III.6.Calcul de nouvelle flèche	52
III.7. Ferrailage de la dalle de compression	53
III.8. Etude des dalles pleines	54
III.9. Etude des escaliers	68
III.10. Etude de la poutre palière.....	81
III.11.Etude des poutres de chainages	87
III.12. Etude de l'acrotère	89
III.13.Etude de l'ascenseur	94
III.14. Etude de la rampe	102

Chapitre IV : Etude sismique.

IV.1.Introduction.....	105
IV.2.Objectifs et exigences	105
IV.3. Méthodes de calcul	105
IV.4. Méthode statique équivalente	105
IV.5. Exigences de RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes.....	108
IV.6. Modélisation et résultats.....	109
IV.6.1. Disposition des voiles de contreventements.....	109
IV.6.2. Justification de l'interaction voiles portiques:.....	112
IV.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	114
IV.6.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	114
IV.6.5. Justification vis-à-vis des déformations.....	115
IV.6.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	115

Chapitre V : Etude des éléments principaux.

V.1. Introduction	117
V.2. Étude des poteaux.....	117
V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)	118
V.2.2.ferrailage des poteaux	119
V.2.3. Vérifications	123
V.3 Etude des poutres	130
V.3.1.Les recommandations du RPA99/version2003.....	130
V.3.2 Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003.....	132
V.3.3 Sollicitations de calcul	132
V.3.4 Ferrailage des poutres.....	132
V.3.5.Vérification des zones nodales	136
V.3.6. Schéma de ferrailage des poutres	139
V.4. Etude Des voiles.....	143
V.4.1. Recommandation du RPA 99/version2003	143
V.4.2. Calcul du ferrailage du voile	146
V.4.3. Exemple d'un schéma de ferrailage d'un voile	147
V.5. CONCLUSION	147

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.1. Introduction	148
VI.2. Choix du type des fondations	148
VI.3. Les caractéristiques du sol	148
VI.4 Etude du radier général	148
VI.5.Ferraillage du radier	151
VI.6Vérification de l'effort tranchant	153
VI.7.Vérification à l'ELS	154
VI.8. Schéma de ferraillage	155
VI.9. Les sollicitations sur les nervures	155
VI.10.Ferraillage	157
VI.11.Vérification de l'effort tranchant	158
VI.12.Schémas de ferraillage des nervures.....	159
VI.13.Voile périphérique	161
VI.14.Caractéristiques du sol	161
VI.15.Méthode de calcul	161
VI.16. Sollicitations	161
VI.17.Ferraillage	162
VI.18.Vérifications	163
VI.19. Schéma de ferraillage.....	164

Conclusion.

Bibliographie.

Annexes.

Liste des Figures

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Figure II.1 : schéma de la disposition des poutrelles.....	5
Figure II.2. Plancher de 20+5.....	6
Figure II.3 : Dalle sur un seul appui.....	7
Figure II.4 : Dalle sur deux appuis.....	7
Figure II.5 Dalle sur trois appuis.....	7
Figure II.6 : Dalle sur quatre appuis.....	7
Figure II.7 : Schéma d'une poutrelle(étage courant).....	8
Figure II.8 : Schéma d'une poutrelle (étage 10).....	8
Figure II.9. coupe verticale d'un voile simple.....	10
Figure II.10. surface afférente du poteau le plus sollicité.....	14
Figure II.11: surface afférente du poteau le plus sollicité dans l'étage 10.....	16

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux.

Figure III.1 :Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.....	28
Figure III.2 :Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	28
Figure III.3 :Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	29
Figure III.4 :Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.....	29
Figure III.5 : Schéma statique de la poutrelle type 1.....	30
Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle type 1.....	31
Figure III.7 Schéma d'une poutrelle.....	34
Figure III.8: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	54
Figure III.9 : dalle sur quatre appuis.....	54
Figure III.10: Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis (étage commerciale).....	59
Figure III.11: dalle pleine(ascenseur).....	59
Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine autour de l'ascenseur.....	61
Figure III.13 : dalle sur trois appuis.....	61
Figure III.14 : schéma statique de la dalle (type1).....	62
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3appuis.....	63
Figure III.16: Dalle sur trois appuis(type 2).....	64
Figure III.17 : schéma statique de la dalle (type2).....	64
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3appuis.....	66
Figure III.19 :Balcon sur deux appuis.....	66
Figure.III.20 :Section de la dalle pleine a ferrailé.....	67
Figure.III.21: schéma de ferrailage de balcon(la dalle).....	68
Figure III.22: Schéma terminologie d'escalier	69
Figure III.23 :Vue en plan d'escalier de 4 volée	69
Figure III.24 :schéma statique de la volée 1et 3.....	70
Figure III. 25: Schéma statique de la volé 2et 4.....	71
Figure III.26: schéma statique de l'escalier(volée1).....	72

Figure III.27 :schéma de chargement.....	72
Figure III.28 :schéma de chargement de l'escalier.....	78
Figure III.29 : Schéma de ferrailage des escaliers(volée1).....	78
Figure III.30 : schéma statique de l'escalier(volée 2).....	79
Figure III.31 :schéma de chargement.....	79
Figure III.32 :coupe d'une paillasse.....	79
Figure III.33 : Schéma de ferrailage des escaliers(volée 2).....	82
Figure III.34 :Schéma revenant a la poutre brisé	82
Figure III.35 :Ferrailage de la poutre brisé.....	87
Figure III.36 : Schéma statique du la poutre de chainage.....	86
Figure III.37 :Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	88
Figure III.38 :Acrotère.....	90
Figure III.39 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	94
Figure III.40 : Ascenseur.....	94
Figure III.41 :Schéma représentant la surface d'impact.....	97
Figure III.42 : Schéma de ferrailage de l'ascenseur.....	101
Figure III.43 : Schéma statique de la rampe.....	102
Figure III.44 . Schéma statique de la poutre brisée de la rampe.....	102
Figure III.45 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée de la rampe.....	104

Chapitre IV : Etude sismique.

Figure IV.1 .Disposition des voiles.....	109
Figure IV.2 : 1er mode de déformation(translation suivant y).....	111
Figure IV.3 : 2ème mode de déformation(translation suivant x).....	111
Figure IV.4 : 3ème mode de déformation(torsion).....	112

Chapitre V : Etude des éléments principaux.

FigureV.1 : Zone nodale.....	118
FigureV.2 : Section du poteau.....	125
Figure V.3 :Schéma de ferrailage des poteaux des différentes niveaux.....	128
FigureV.4 :Schéma de ferrailage des poteaux circulaire des différentes niveaux.....	129
Figure V.5 :U superposés (avec alternance dans l'orientation).....	131
FigureV.6 :Dispositions constructives des portiques.....	131
Figure V.7 : Les moments sur la zone nodale	136
Figure V.8 :Schéma de ferrailage des poutres principales étage commerce et RDC.....	139
Figure.V.9 : Schéma de ferrailage des poutres principales de 1ère et 2èmeétage.....	139
Figure V.10 : Schéma de ferrailage des poutres principales de 3ème et 4èmeétage.....	140
Figure V.11 : Schéma de ferrailage des poutres principales de 5ème et 6èmeétage.....	140
Figure V.12 : Schéma de ferrailage des poutres principales de RDC et commerce.....	141
Figure V.13 : Schéma de ferrailage des poutres principales de 1eret 2èmeétage.....	141
Figure V.14 : Schéma de ferrailage des poutres principales de 3èmeet 4èmeétage.....	142
Figure V.15 : Schéma de ferrailage des poutres principales de 5èmeet 6èmeétage.....	142
Figure V.16 :Disposition des armatures dans les voiles.....	144
Figure V.17 : Schéma de ferrailage du voile Vy au niveau de s/sol.....	147

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Figure VI.1: dimension du radier.....	149
Figure VI.2: Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.....	150
Figure VI.3: Dalle sur quatre appuis.....	152
Figure VI.4 : schéma de ferrailage de radier général.....	155
Figure VI.5 : Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	155
Figure VI.6 : Sollicitations sur les nervures transversales.....	156
Figure VI.7 : Section à ferrailer.....	156
Figure VI.8: Schéma de ferrailage des nervures en travée.....	158
Figure VI.9: Schéma de ferrailage des nervures en appui.....	159
Figure VI.10 : Voile périphérique.....	160
Figure VI.11 : Schéma de ferrailage du voile Périphérique.....	164

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Tableau II.1 :Pré dimensionnement des voiles.....	10
Tableau I.2 :Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	11
Tableau II.3 :Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.....	11
Tableau II.4 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	12
Tableau II.5 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant10	12
Tableau II.6 : Évaluation des charges sur les balcons.....	12
Tableau II.7 : Évaluation des charges de la dalle pleine.	13
Tableau II.8 : Évaluation des charges de la volée.....	13
Tableau II.9 : Évaluation des charges du palier	13
Tableau II.10 : Évaluation des charges du murs extérieur.....	13
Tableau II.11 : Descente de charge du poteau1 plus sollicité.....	19
Tableau II.12 : Vérification des poteaux a la compression simple.....	20
Tableau II.13 : Vérification des poteaux au flambement (sous sol jusqu' a étage 4).....	21
Tableau II.14 : Vérification des poteaux au flambement (étage 5 jusqu' a étage 10).....	22
Tableau II.15 :Verification de l'Effort normal réduit.....	22
Tableau II.16 :Verification de l'Effort normal réduit.....	23
Tableau II.17 : Descente de charge du poteau 2.....	25

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles.....	27
Tableau III.2 :Chargement sur les poutrelles.....	30
Tableau III.3 :vérification de la flèche.....	42
Tableau III.4 : Sollicitation du plancher de la galerie commerciale.....	42
Tableau III.5 :Sollicitation du plancher de l'étage courant et RDC.....	43
Tableau III.6 : Sollicitation du plancher de l'étage courant10.....	43
Tableau III.7 : Sollicitation du plancher de terrasse inaccessible.....	43
Tableau III.8 : Ferrailage du plancher étage courant et RDC.....	50
Tableau III.9 :Ferrailage du plancher terrasse inaccessible.....	50
Tableau III.10 :Ferrailage de plancher l'étage courant 10.....	51
Tableau III.11 :Ferrailage du plancher galerie commerciale.....	51
Tableau III.12 :Vérification des états limites de compression du béton.....	52
Tableau III.13 :Vérification de la flèche des poutrelles.....	52
Tableau.III.14 :Le schéma de ferrailage des poutrelles.....	53
Tableau III.15 : Évaluation des charges de la dalle pleine.....	55
Tableau III.16 : Résultats de ferrailage de la dalle pleine (galerie commerciale).....	56
Tableau III.17 : contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.....	57
Tableau III.18 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.....	58
Tableau III.19 : Ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis	59

Tableau III.20 :calcul des armature en appui.....	60
Tableau III.21 : Vérification des contraintes	61
Tableau III.22 : Calcul le ferrailage de la dalle du Balcon.....	68
Tableau III.23 : Vérification des contraintes	75
Tableau III.24 : Calcul des Armatures principale	77
Tableau III.25 :Calcul des charges de l'escaliers	79
Tableau III.26 : Calcul des charges de l'escaliers	79
Tableau III.27 : Calcul de la flèche.....	81
Tableau III.29 : Calcul des armatures principales.....	82
Tableau III.30 :Vérification des contraintes du béton à l'E.L.S.....	85
Tableau III.31 : Section d'armatures longitudinales de la poutre de chainage.....	87
Tableau III.32 :Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime.....	89
Tableau III.33 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	94
Tableau III.34 : ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	97
Tableau III.35 :Evaluation des charges sur la rampe.....	101
Tableau III.36 :Vérification des contraintes à l'ELS.....	102
Tableau III.37 : Résultats de ferrailage de la rampe.....	102

Chapitre IV : Etude sismique.

Tableau IV.1 :Valeurs des pénalités P_q	106
Tableau IV.2 .Epaisseur desvoiles.....	110
Tableau IV.3 .Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	110
Tableau IV.4 .Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	113
Tableau IV.5 .Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	113
Tableau IV.6 . Vérification de la résultante des forces sismiques.....	114
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.....	114
Tableau IV.8 :Vérification des déplacements.....	115
Tableau IV.9 :Vérification à L'effet $P-\Delta$	116

Chapitre V : Etude des éléments principaux.

Tableau V.1 :Les sollicitations dans les poteaux.....	116
Tableau V.2 :Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	118
Tableau V.3 :Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	120
Tableau V.4 :Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux circulaires.....	120
Tableau V.5 :Armature transversales.....	122
Tableau V.6 :Armature transversales pour les poteaux circulaires.....	123
Tableau V.7 :Justification de l'effort normal ultime.....	124
Tableau V.8 :Vérification des contraintes dans le béton.....	125
Tableau V.9 :Vérification des contraintes tangentielles.....	125
Tableau V.10 :Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.....	132
Tableau V.11 :Les sollicitations les plus défavorables.....	132
Tableau V.12 :Armatures longitudinales des poutres.....	133
Tableau V.13 : Vérification des contraintes tangentielles.....	134

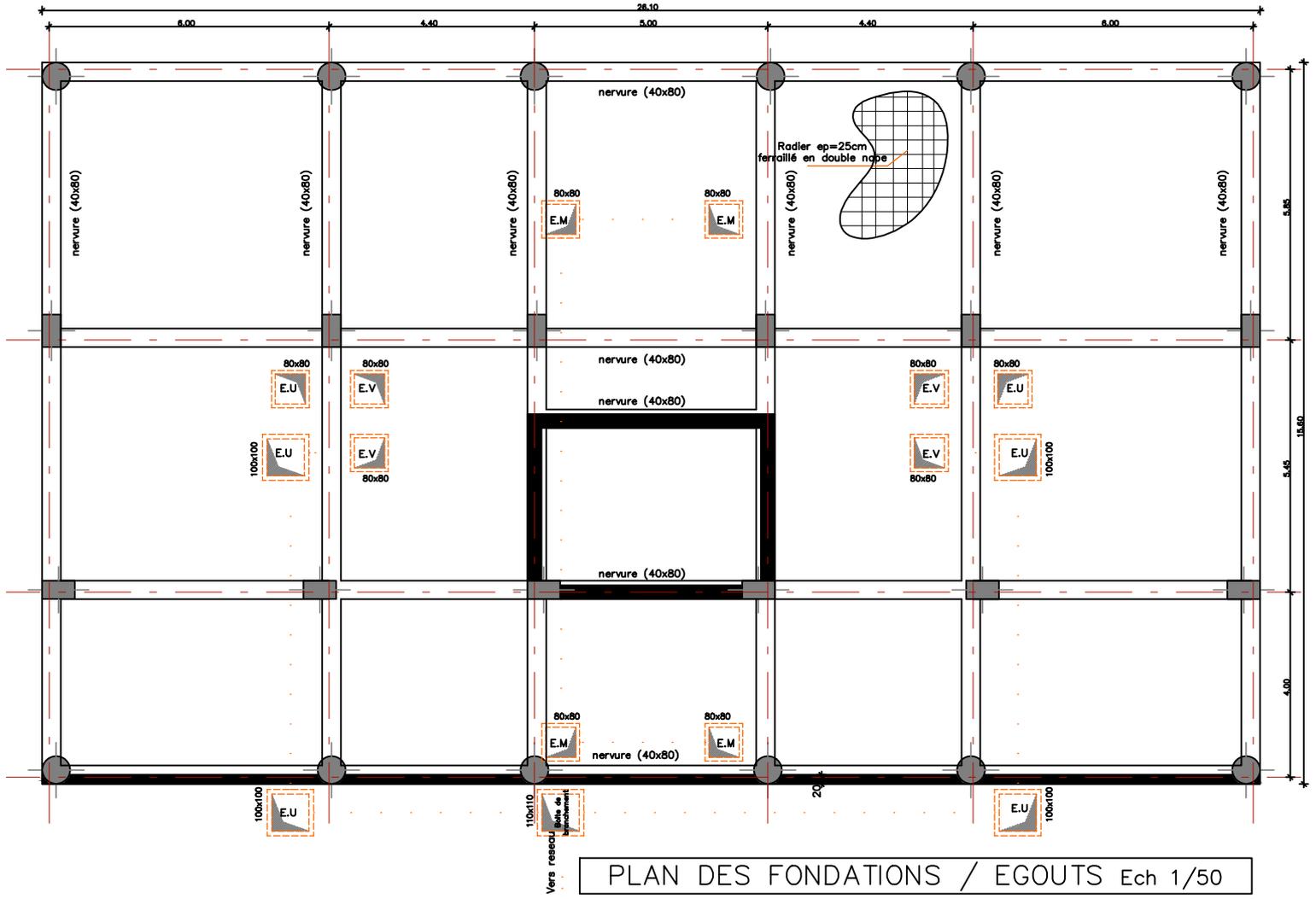
Tableau V.14 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	134
Tableau V.15 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	135
Tableau V.16 :Moment résistant dans les poteaux.....	137
Tableau V.17 : Moment résistant dans les poutres.....	137
Tableau V.18 :Vérification de la zone nodale.....	138
Tableau V.19 :Sollicitation maximale dans le voile $V_{x=3m}$ à tous les niveaux.....	145
Tableau V.20 :Sollicitation maximale dans le voile $V_{y=2.45m}$ à tous les niveaux.....	145
Tableau V.21 :Ferrailage du voile sens xx.....	145
Tableau V.22 :Ferrailage du voile sens yy.....	146

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Tableau VI.1 : Résumé des résultats de ferrailages.....	152
Tableau VI.2 :vérification des contraintes.....	153
Tableau VI.3 :vérification des contraintes.....	153
Tableau VI.4 :Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinale.....	156
Tableau VI.5 :Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.....	156
Tableau VI.6 :Résumé des résultats.....	157
Tableau VI.7 :Résumé des résultats.....	157
Tableau VI.8 :Résumé des résultats.....	157
Tableau VI.9 .:Section des armatures du voile périphérique.....	161
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	163
Tableau VI.11 : Resultats du ferrailage et vérification des contraintes.....	163

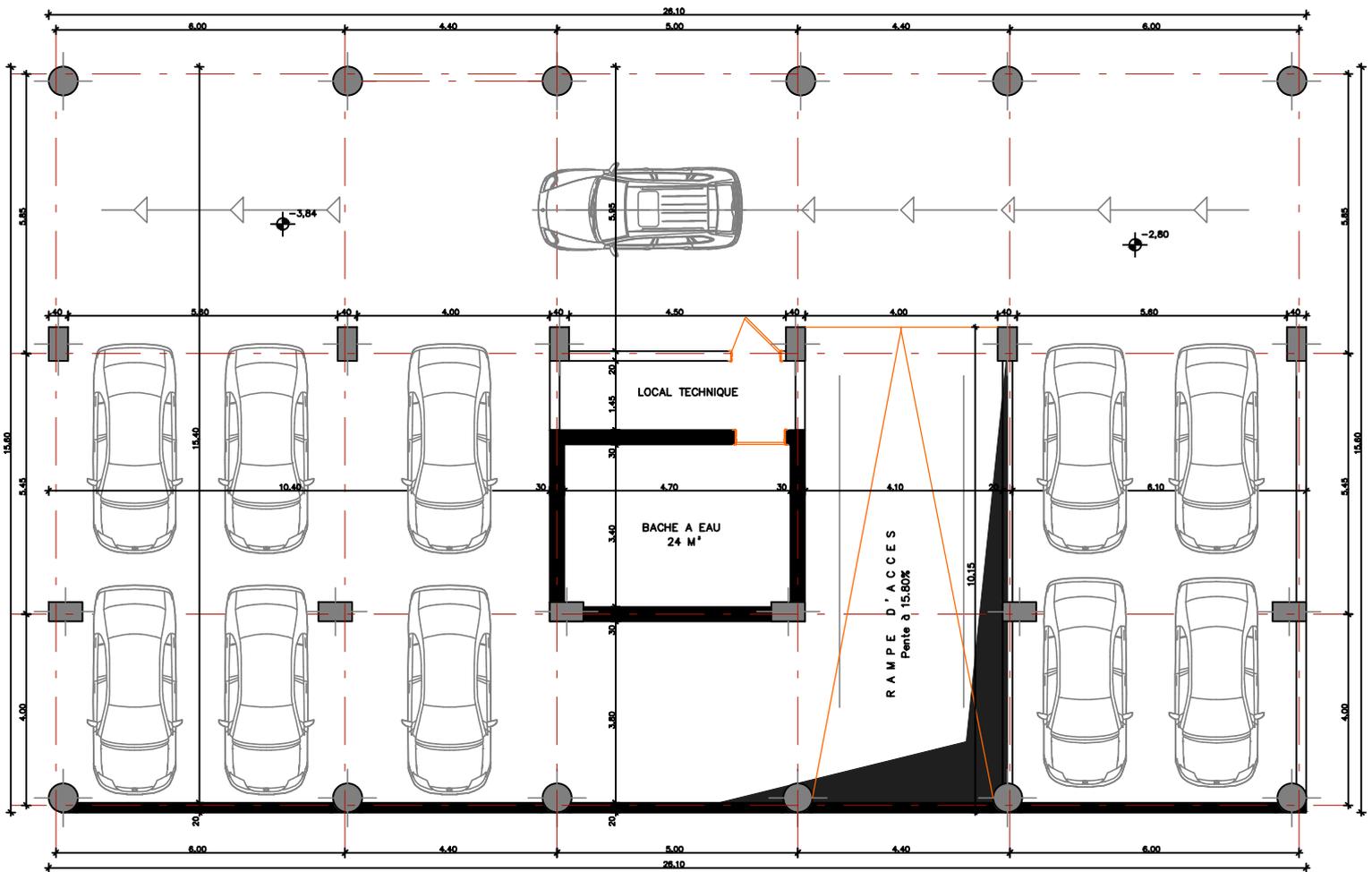
A (ou A_s ou A_i)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_s	: Module de Young de l'acier
E_{ij}	: Module de Young instantané à l'âge de j jours
E_{vj}	: Module de Young diffère à l'âge 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_{ij}	: 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.
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 a 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 a une armature (<i>eta</i>).
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser}	: Moment ultime réduit a l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	: Moment ultime réduit `a 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 `a une armature (<i>psi</i>).



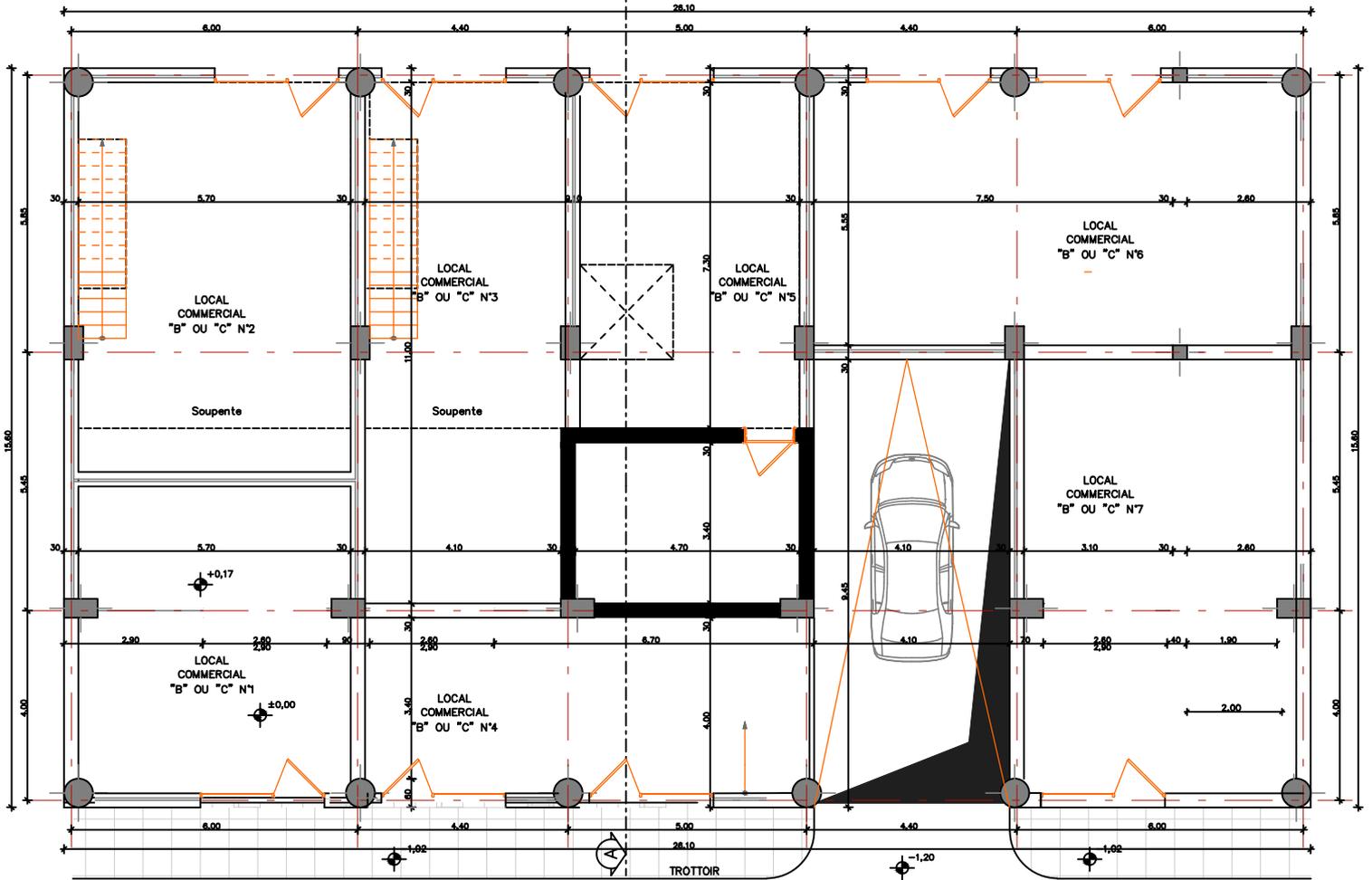
PLAN DES FONDATIONS / EGOITS Ech 1/50

PLAN DU SOUS-SOL 1 Ech 1/50



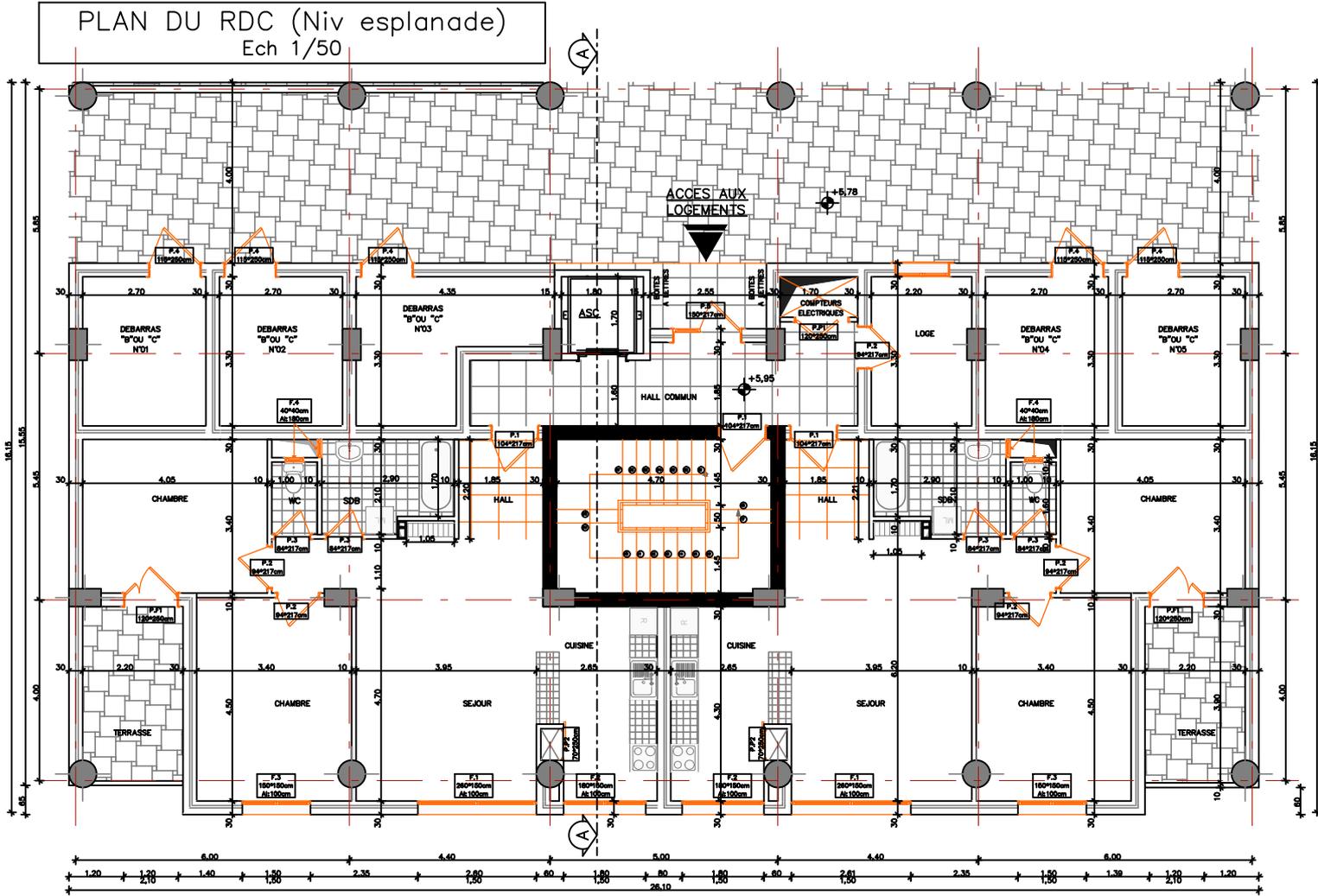
PLAN DE LA GALERIE COMMERCIALE Ech 1/50

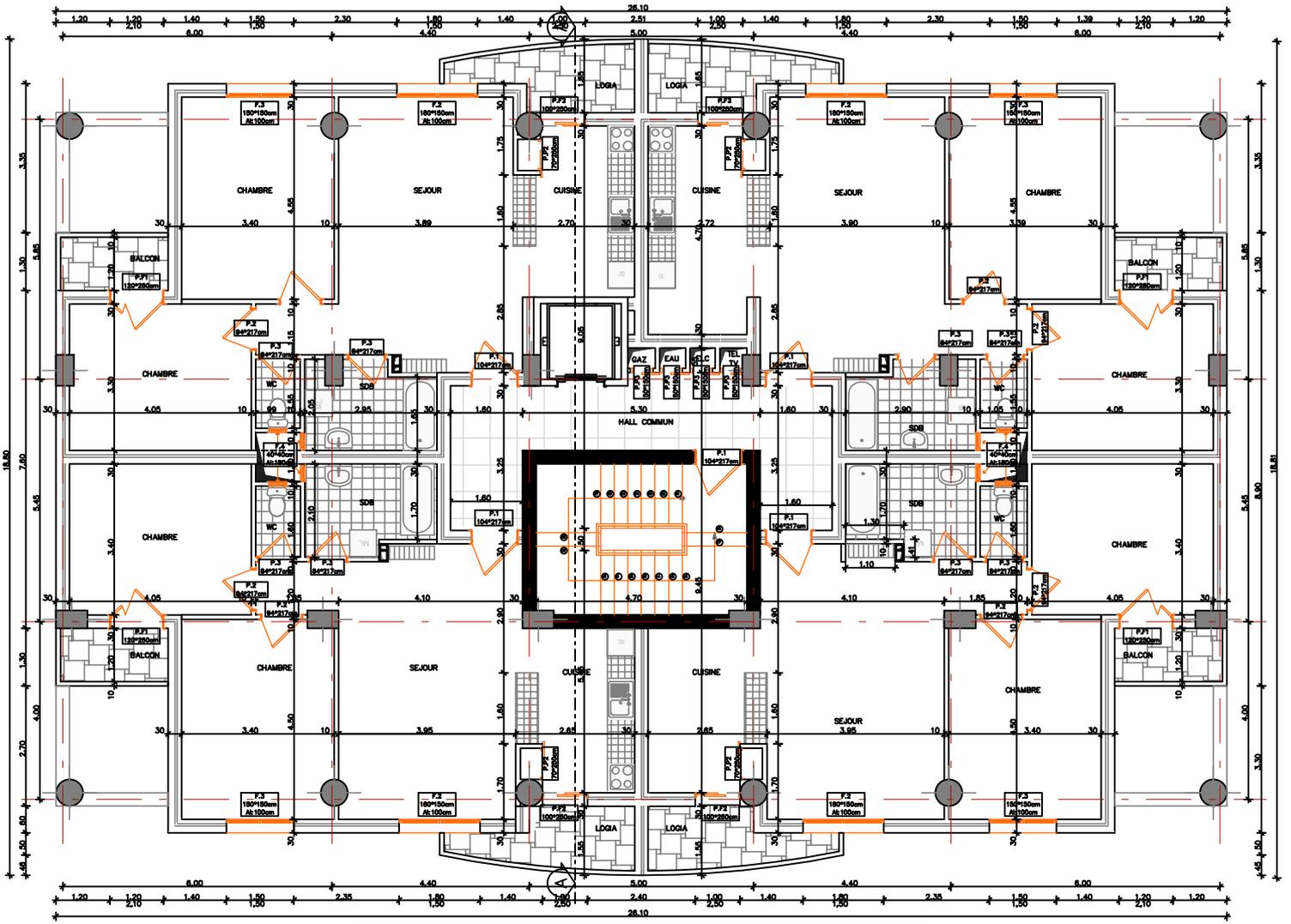
Soupende +3,20



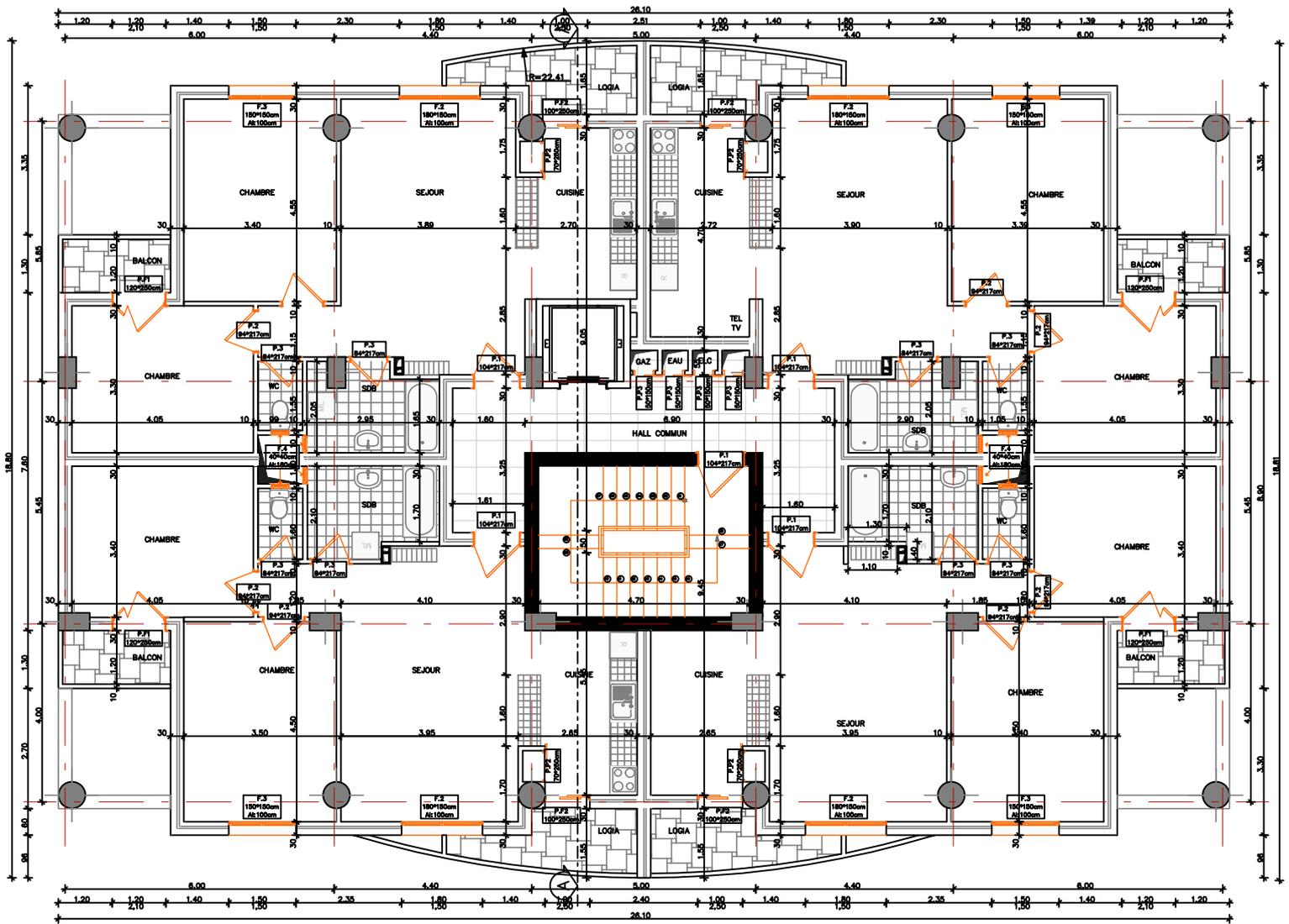
PLAN DU RDC (Niv esplanade)

Ech 1/50

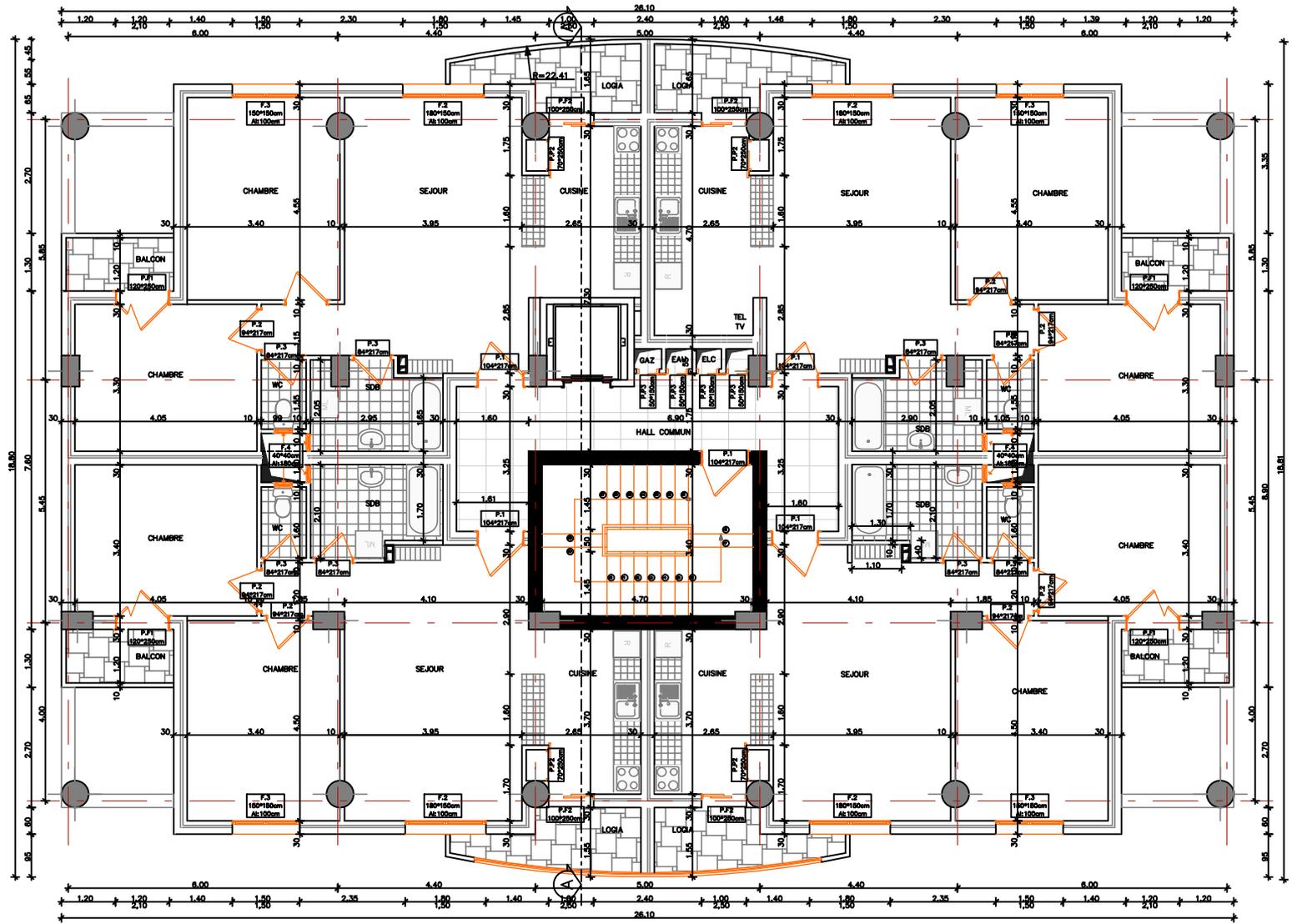




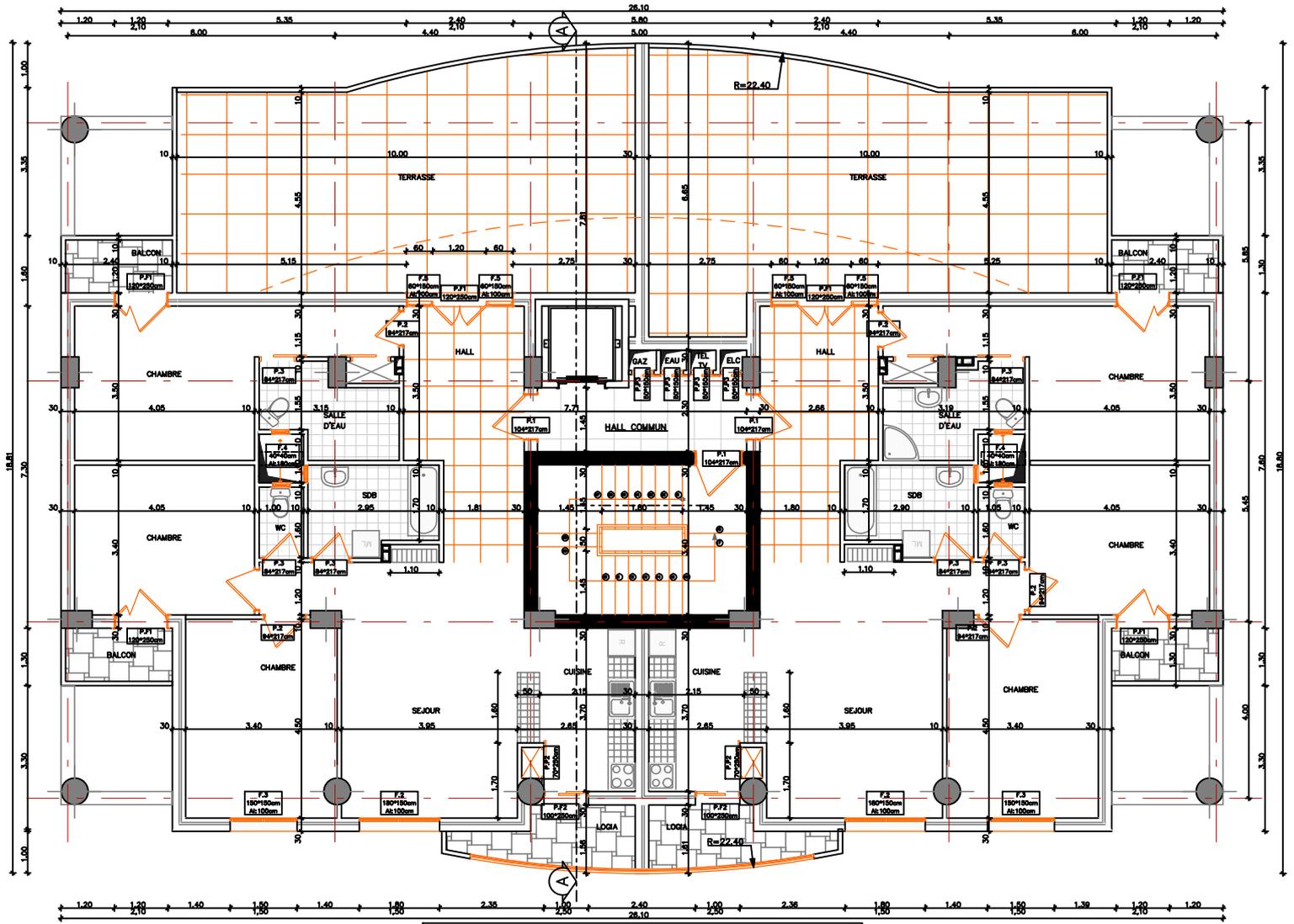
PLAN DES ETAGES 1, 2, 3, 4, et 8
Ech 1/50



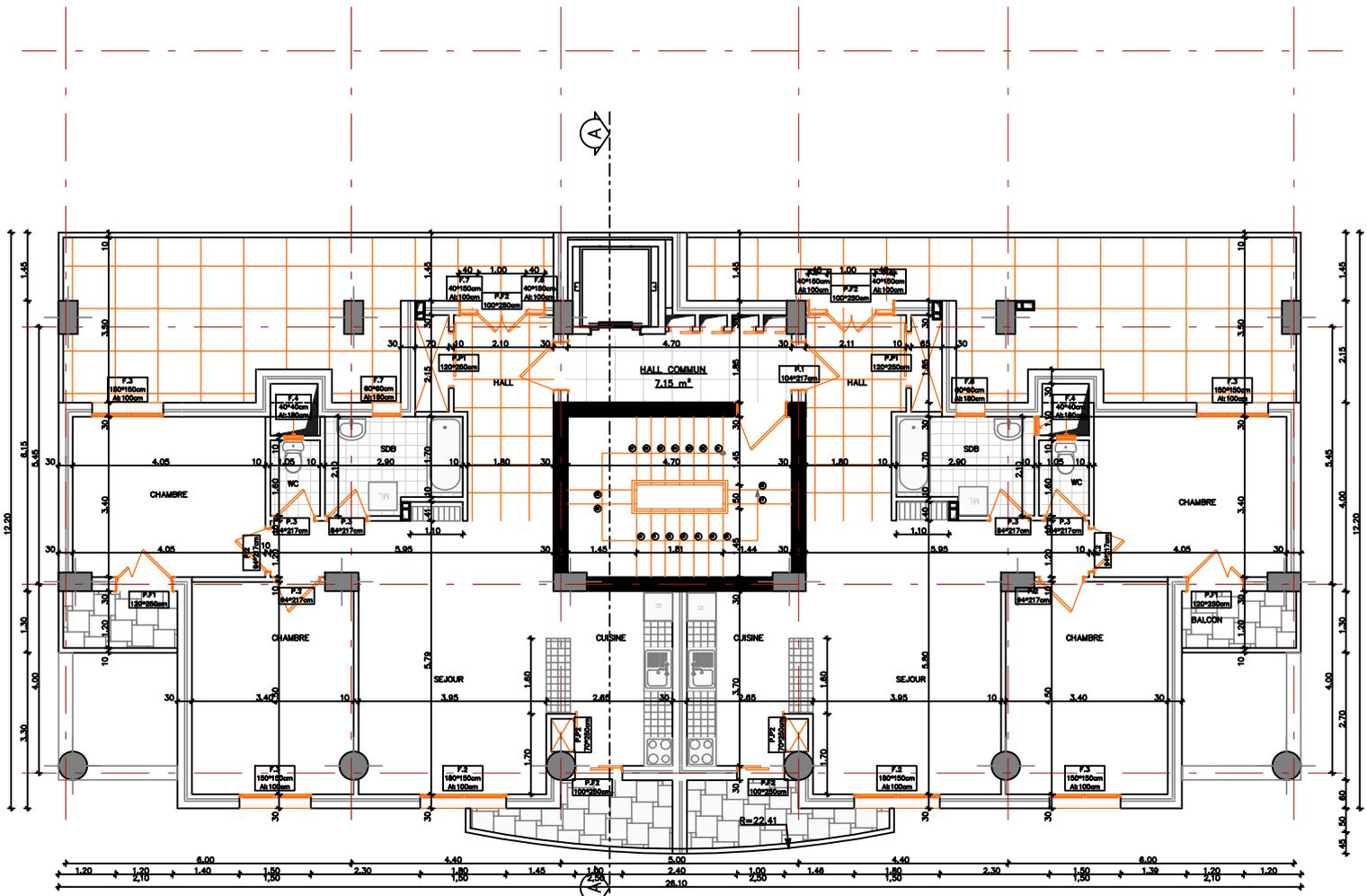
PLAN DE L'ETAGE 5 Ech 1/50



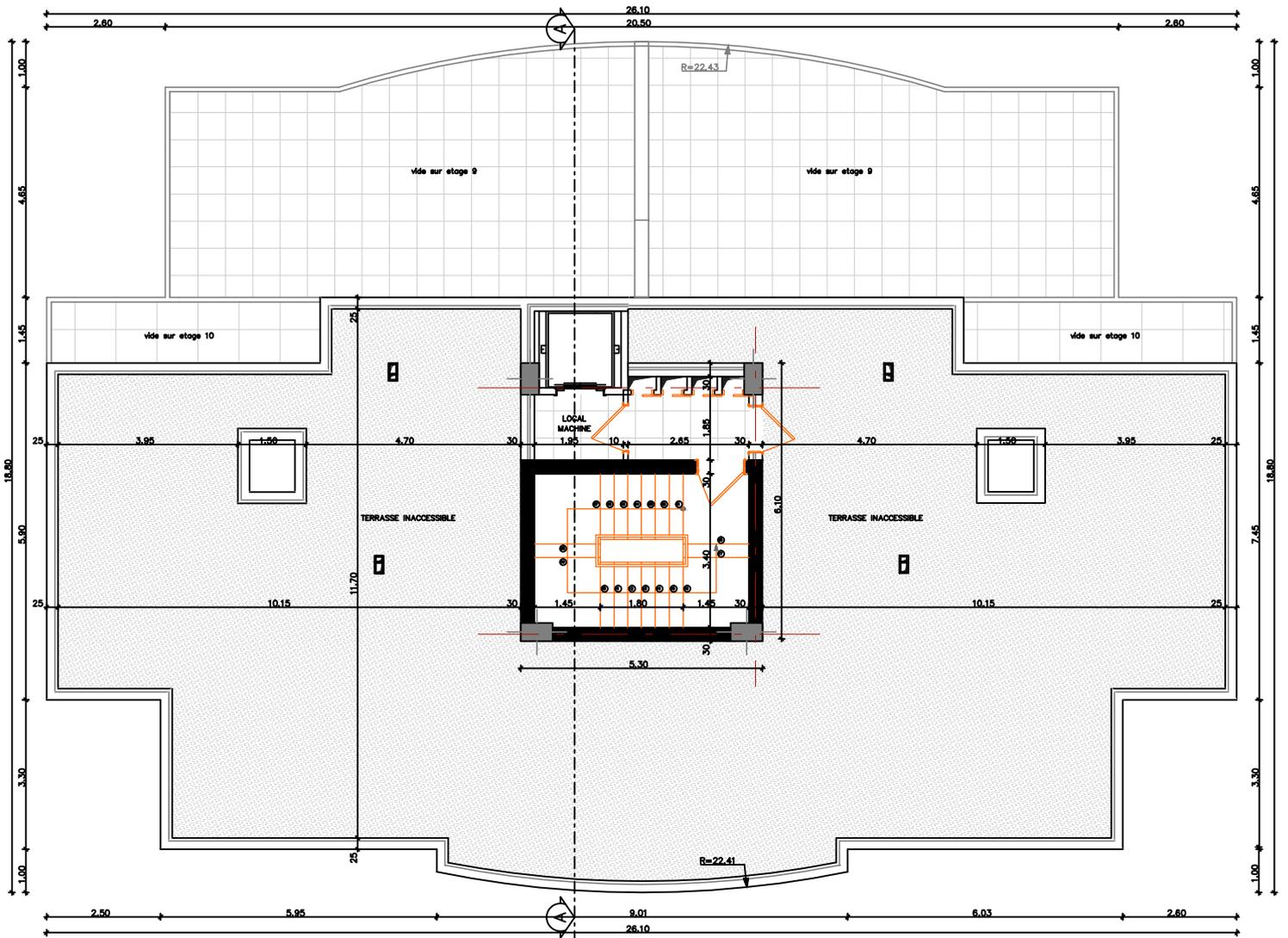
PLAN DES ETAGES 6, 7 & 8 Ech 1/50



PLAN DE L'ETAGE 9 Ech 1/50

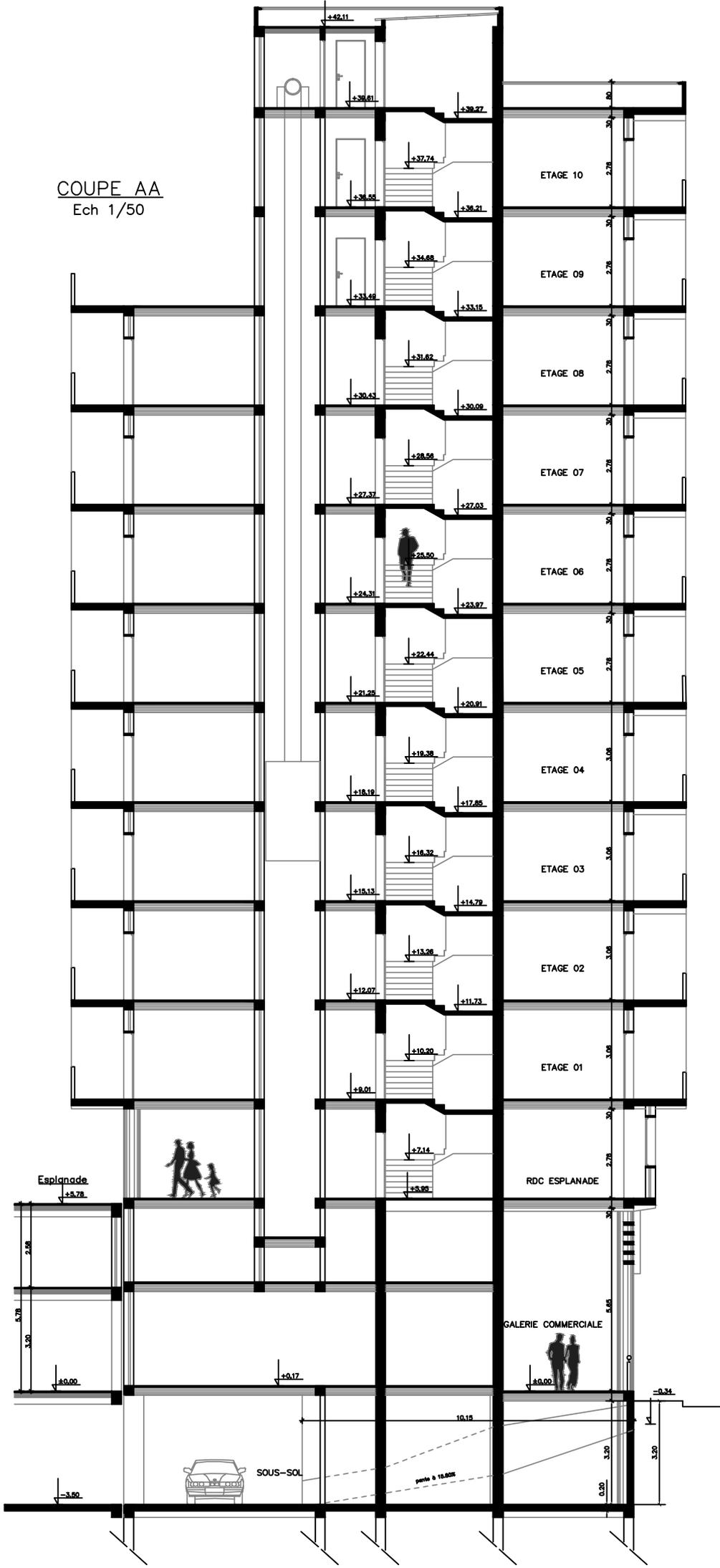


PLAN DE L'ETAGE 10 Ech 1/50

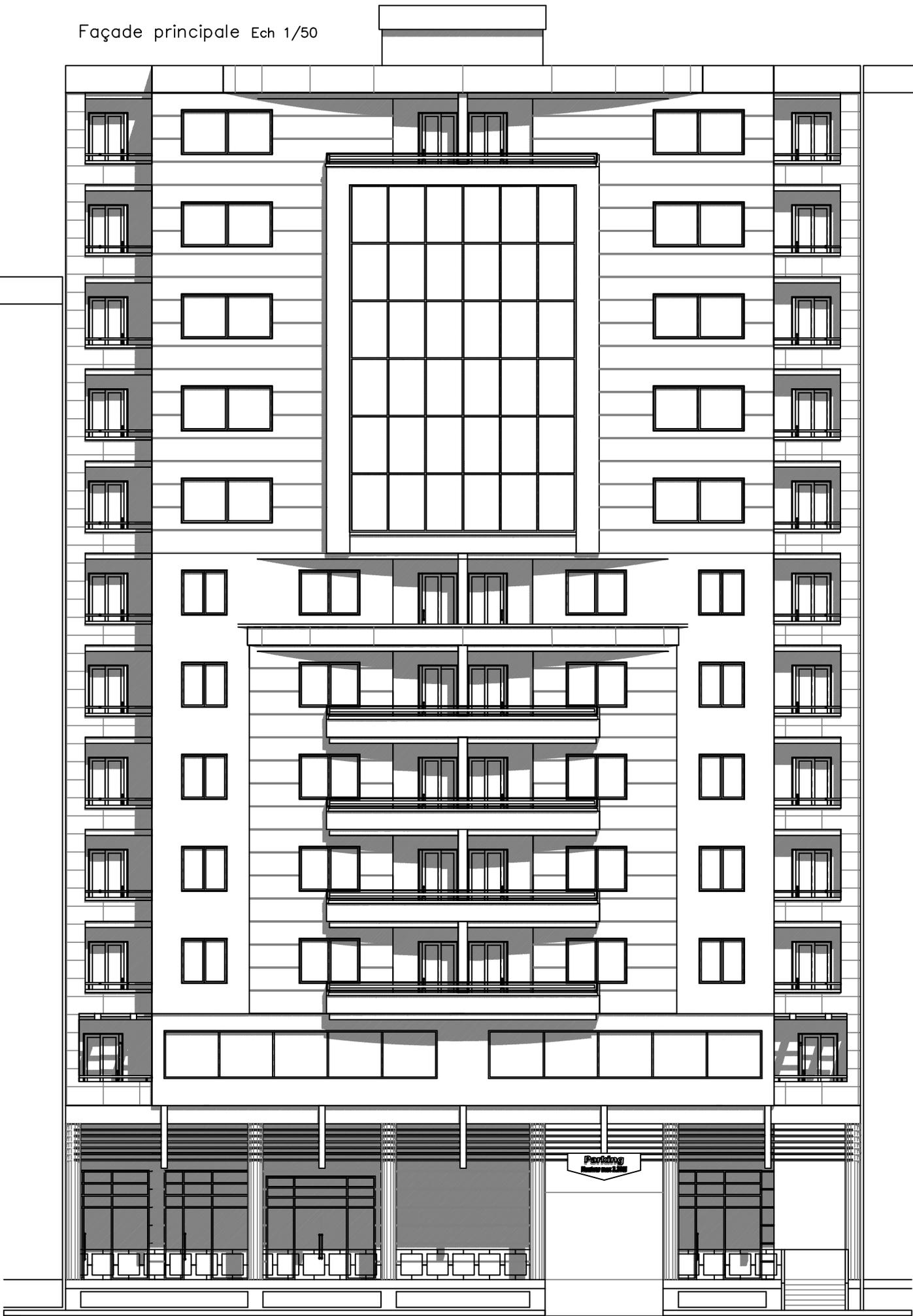


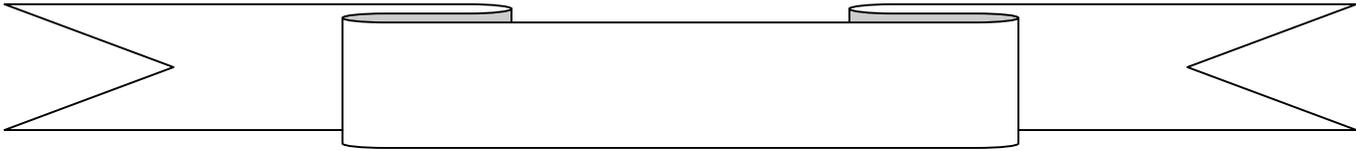
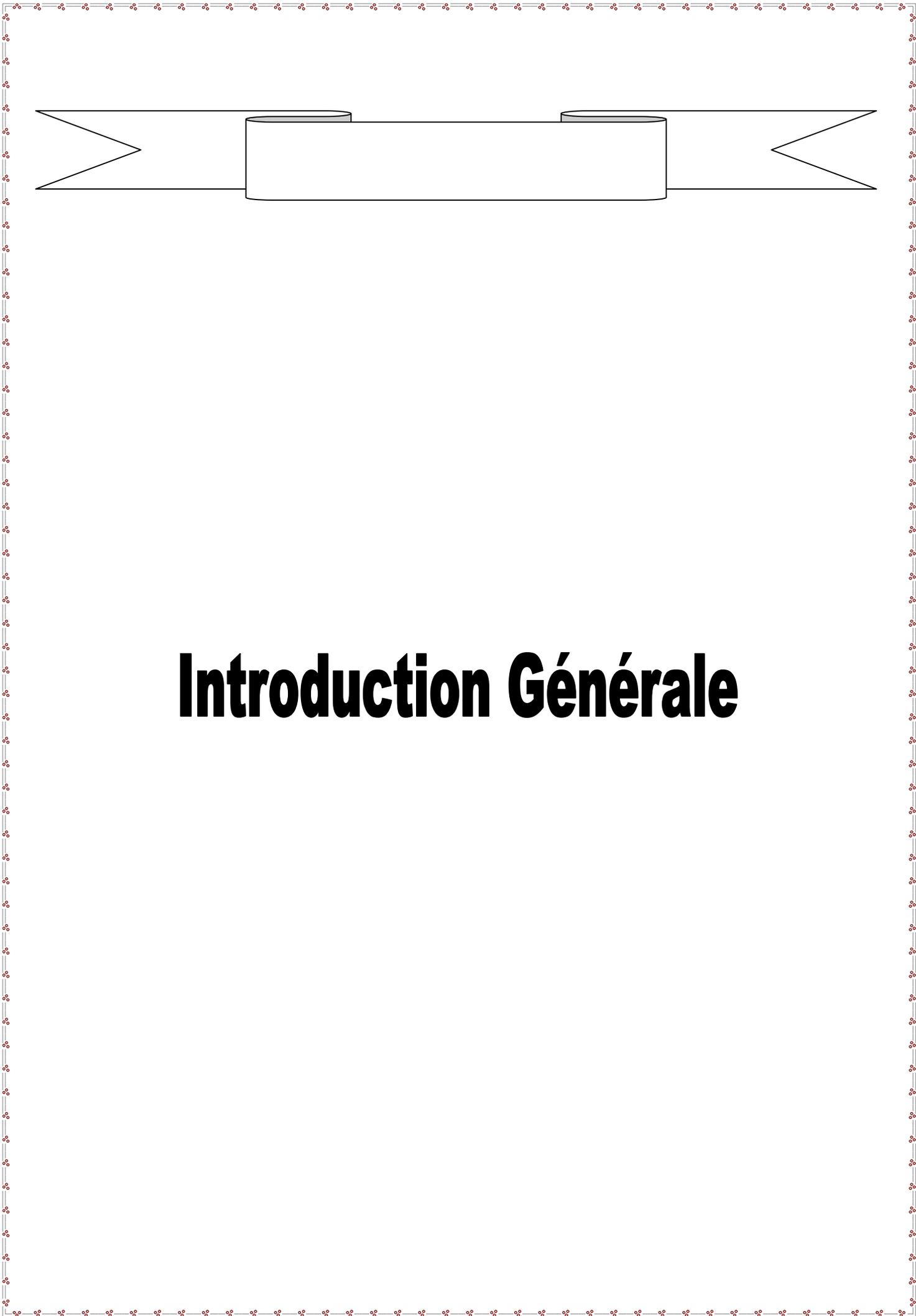
PLAN DE TERRASSE Ech 1/50

COUPE AA
Ech 1/50



Façade principale Ech 1/50





Introduction Générale

INTRODUCTION

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

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

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toutefois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerce + bureaux + habitation) en R+12, il est contreventé par un système mixte (voiles-portiques).

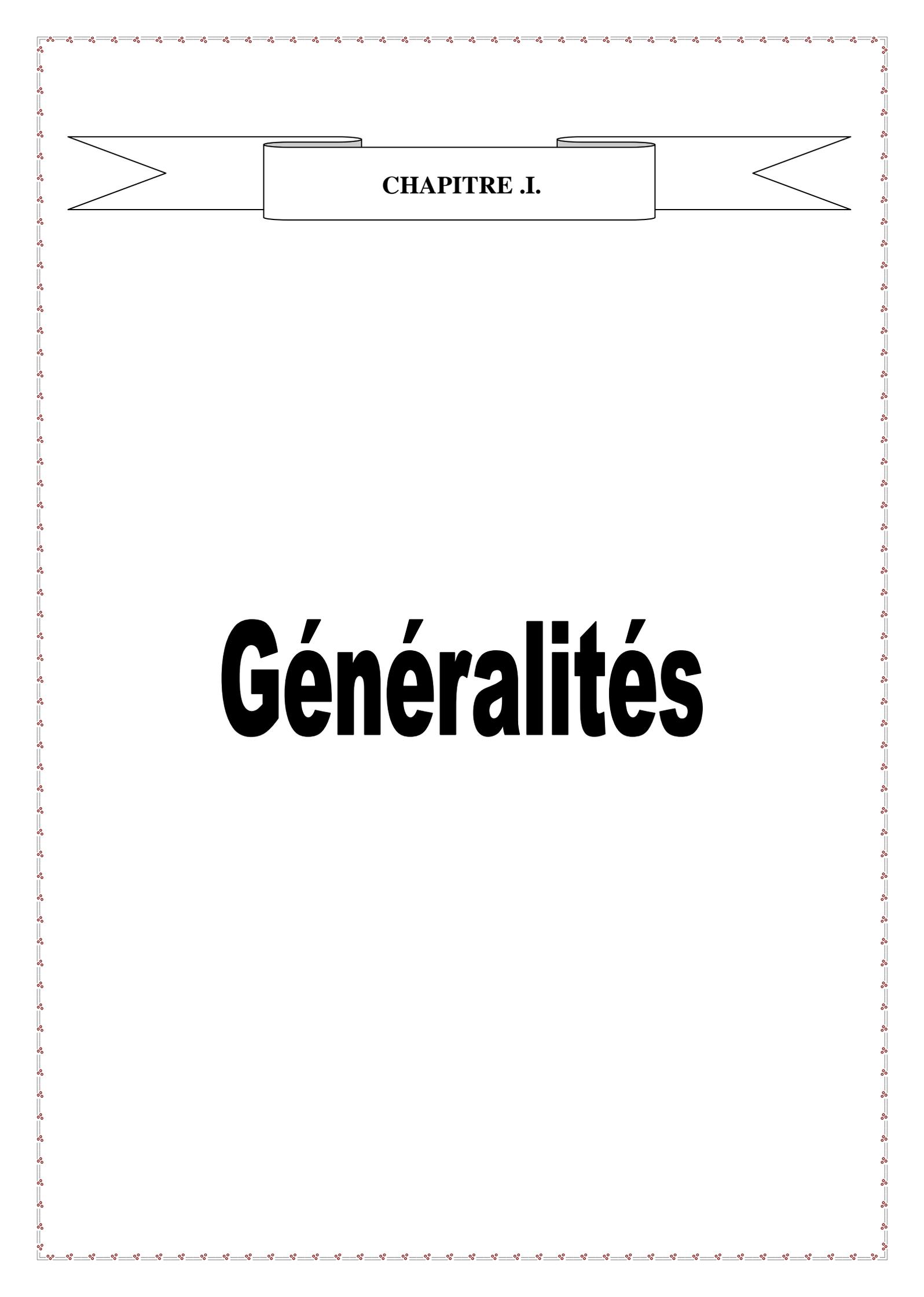
L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99.V2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire.

Ce mémoire est constitué des parties suivantes:

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.



CHAPITRE .I.

Généralités

I. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

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, à cet effet, on consacre ce chapitre pour l'étude de ces caractéristiques pour le cas de ce projet à étudier.

I.1.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment R+11 avec sous sol a usage mixte (commerce et habitation).Ce bâtiment de 13 niveaux dont un étage commerce entre sous sol et RDC,et le rez de chaussée et le autres étages à usage d'habitation comporte des logement(F3).

notre projet est implanté dans la ville de SIDI-AICH qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone II-a) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003), Cet ouvrage classé dans le groupe d'usage 2, selon le RPA 99(Article 3.2).

I.1.2. Implanatation de l'ouvrage

Notre projet est implanté dans la ville de SIDI-AICH ,sur le site de l'ancien Souk EL-Fellah. Le terrain est situé a la rentré de la ville est délimité comme suit :

- Droite de la route nationale n(26) reliant Béjaia vers Bouira
- Au sud de l'avenue 1^{er} Novembre.
- Au Nord de la Berge de l'oued soummam.

I.2. Description de l'ouvrage

I.2.1. Caractéristiques géométriques

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- longueur totale du Bâtiment :**26.10 m.**
- largeur totale du bâtiment :.....**15.60 m.**
- hauteur totale du bâtiment sans acrotère :**45.61 m.**
- hauteur du RDC :..... **3.06 m.**
- hauteur des étages courant:..... **3,06 m.**
- hauteur de sous sol 1 :.....**3.5m.**
- hauteur de l'étage commerce :.....**5.95 m.**

I-3 . Caractéristique structurale

I-3-1 : Système de contreventement :

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques auto stables construits de poutres et de poteaux encastés les unes dans les autres et des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts.

I-3-2 : Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "**diaphragme**" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.

-Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Pour notre cas, le plancher est de type corps creux d'épaisseur 25 cm (20+5) avec poutrelles coulées sur place et dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

I-3-3.Escalier

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulés sur place dans notre cas on a un seul type d'escaliers à Quatre volées (simple).

I.3.4.Poteaux

Sont des éléments structuraux verticaux dans la structure, sont destinés pour reprendre les efforts et moment fléchissant et les transmettre à l'infrastructure.

I.3.5.poutres

Sont des éléments principaux horizontaux sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant.

I.3.6. Balcons

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

I.3.7 : Acrotère

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de **80 cm**, encadrés à sa base au plancher terrasse, coulé sur place. Elle a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.3.8 : Maçonnerie

- **Les murs extérieurs** : seront en double cloison en brique de **10 cm** d'épaisseur. leurs fonctions principale pour l'isolation thermique et phonique.

- **Les murs de séparations intérieurs** : seront réalisés en cloison en brique creuse de **10 cm** leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustiques.

I.3.9. Ascenseurs

C'est un élément mécanique , permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.3.10. Revêtement

Ils seront 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.
- mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs..

I.3.11..l'infrastructure

Le choix de mode de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges) et de la nature du sol. Elle sera réalisées en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limiter les tassements.
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

I.3.12. La Rampe

c'est une pente elle permet l'accès aux véhicules légers vers le sous sol elle sera réalisée en dalle pleine.

I-4 : Caractéristique du sol :

Le site est constituée d'alluvions du lit des oueds (a2) et d'alluvions anciennes(a1).Ces sols font partie des terrains sédimentaires.

Le sol en place est pratiquement homogène composé de sables grossiers en surface et de sables très fins. La nappe phréatique est - 7,00 mètre de profondeur par rapport a la cote du terrain actuel en date du (20/05/2010).

D'après les essais et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol permettent de conclure que :

-Le sol est composé essentiellement de sables grossiers marneux avec la présence de gros galets en surface a des sables très fins vaseux en profondeur.

-Le sol en place est de très faible portance, soit une contrainte admissible de **0.36bars** jusqu'à -8.00mètres de profondeur.

Compte tenu des mauvaises caractéristiques du sol de l'importance de l'ouvrage, le sol en question a été subit a une technique de renforcement qui est la méthode des colonnes ballastées,afin d'augmenter

-Sa contrainte admissible **2 bars**.

I.5. Règlements et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).

I.6.Matériaux

I.6.1.Béton

- Définition

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre .

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- . Une bonne résistance à la compression,
- . Une souplesse d'utilisation,
- . Une bonne résistance aux feux,
- . Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{en situation durable et transitoire(S.D.T)} \\ \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{array}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisé dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28}=25$ Mpa donc on a $f_{t28} = 2,1MPa$

I.6.2. Aciers

-Définition

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité .

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPa.

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s=1.15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire} \end{array} \right.$$

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e=400$ Mpa.
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348$ Mpa.
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$



CHAPITRE .II.

**Prédimensionnement
des éléments
structuraux**

II.1. Introduction :

Avant d'entamer tous les calculs des éléments de la structure, il faut passer par leur pré dimensionnement. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

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

II.2. Les planchers

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

II.2.1. Planchers à corps creux des étages courants

II.2.1.1. La disposition des poutrelles

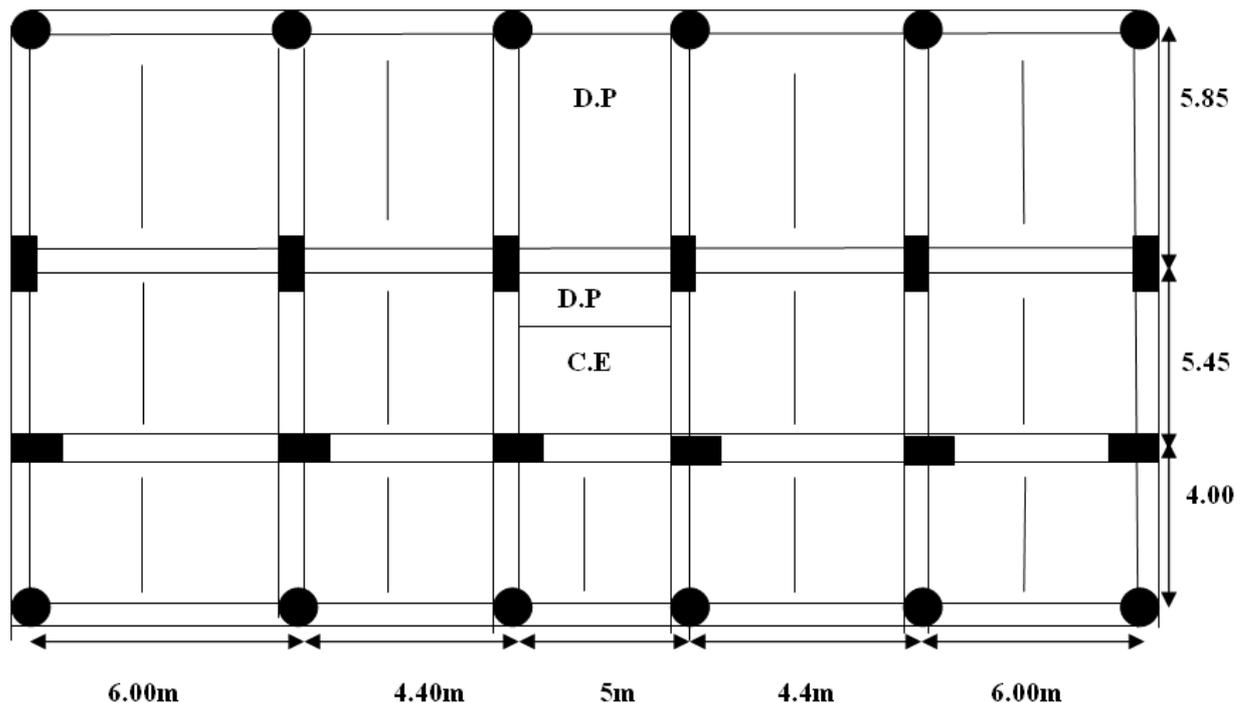


Figure II.1 :Schéma de la disposition des poutrelles.

Le pré dimensionnement des plancher à corps creux se fait par la vérification de la condition de rigidité suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

L_{\max} : La distance maximale entre nue d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : La hauteur totale du plancher.

On suppose que les dimensions des poutres (30*30)cm².

$$L_{\max} : 585 - 30 = 555 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{555}{22.5} = 24.67 \text{ cm}$$

On adopte : $h_t = 25 \text{ cm}$

$h_{cc} = 20 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux

$h_{dc} = 5 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

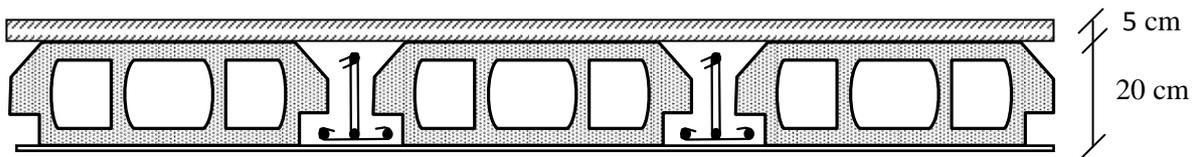


Figure II.2 :Plancher de 20+5

II.2.2. Planchers à dalle pleine

-est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, Il se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, qui se reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

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

Résistance à la flexion

Pour une dalle sur un seul appuis : $e \geq \frac{L_x}{20}$.

Pour une dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$

Pour une dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Isolation phonique : $e \geq 13 \text{ cm}$ (CBA93)

Résistance au feu

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

- Localisation des dalles

Dans notre projet on a :

- Une dalle pleine sur une appuis: (Balcon dans les étages 1.2.3.4.6.7.8):

$$L_x=120 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{120}{20} \rightarrow e \geq 6 \text{ cm}$$

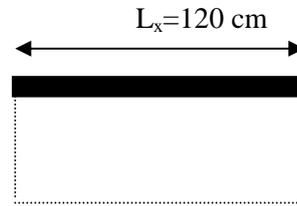


Figure II.3 : Dalle sur un seul appui

-Dalle sur deux appuis :

Pour une dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

$$\frac{60}{35} \leq e \leq \frac{60}{30}$$

$$1.71 \leq e \leq 2$$

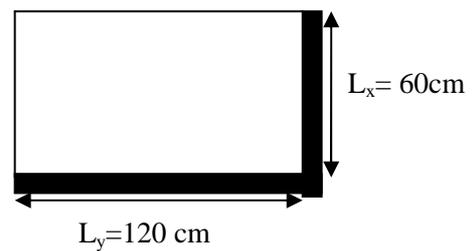


Figure II.4 :Dalle sur un deux appuis.

- Dalle sur trois appuis:

Pour une dalle reposant sur trois appuis :

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{60}{45} \leq e \leq \frac{60}{40}$$

$$1.33 \leq e \leq 1.5$$

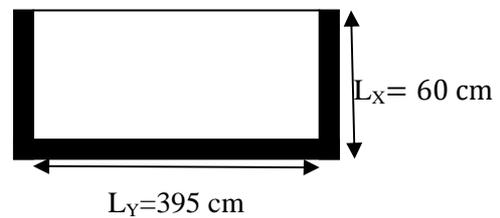


Figure II.5 :Dalle sur un trois appuis appui.

-Dalle sur quatre appuis(autour de l'ascenseur) :

-Pour une dalle reposant sur quatre appuis :

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{470}{45} \leq e \leq \frac{470}{40}$$

$$10.44 \leq e \leq 11.75$$

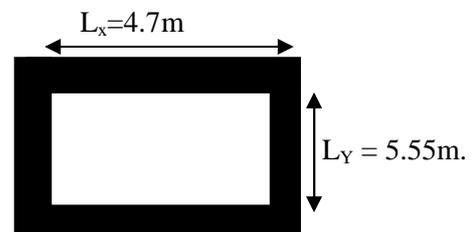


Figure II.6 :Dalle sur quatre appuis

On prend $e=16 \text{ cm}$ pour tous les types des dalles pleine.

II.2.3. Les poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Elles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à Prendre est dénie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

A-Les poutrelles des étages courant

Avec : l_x : représente la distance des poutrelles entre nus ($l_x = 55$ cm).

l_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 400-30=370$ cm).
la valeur de b_0 est prise entre 8cm et 12cm.

On prend $b_0=10$ cm.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min}\left(\frac{55}{2}, \frac{370}{10}\right)$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq 27.5\text{cm}$$

$$b \leq 65 \text{ cm.}$$

On prend $b=65$ cm

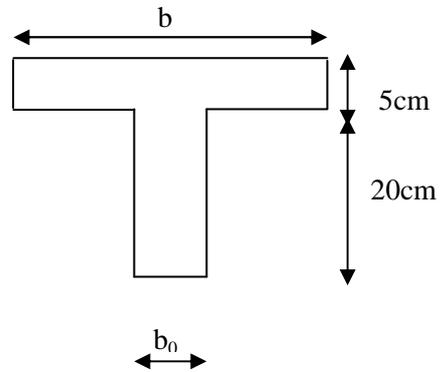


Figure II.7 :Schéma d'une poutrelle.

B- Les poutrelles de l'étage courant 10 :

Avec : l_x : représente la distance des poutrelles entre nus ($l_x = 55$ cm)

l_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 400-30=370$ cm).

La valeur de b_0 est prise entre 8cm et 12cm.

On prend $b_0=10$ cm.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min}\left(\frac{55}{2}, \frac{370}{10}\right)$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq 27.5\text{cm}$$

$$b \leq 65 \text{ cm.}$$

on prend $b =65$ cm.

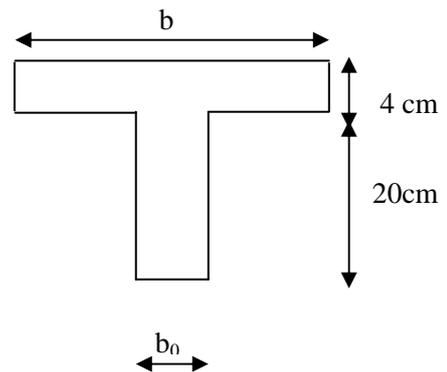


Figure II.8 :Schéma d'une poutrelle.

II.3. Les poutres :

II.3.1. Poutres principales

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 600 - 30 = 570 \text{ cm.}$$

L_{\max} : longueur de la portée maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

$$\frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10}$$

$$37 \leq h \leq 57$$

Donc on prend $h = 45 \text{ cm}$.

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

$$b = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

On prend $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

II.3.2. Poutres secondaires

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{Avec : } L_{\max} = 585 - 30 = 555 \text{ cm}$$

$$\frac{555}{15} \leq h \leq \frac{555}{10}$$

$$37 \leq h \leq 55$$

On prend $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

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

$$b = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

II.4. Pré dimensionnement des voiles :

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

Pour les voiles simple l'épaisseur a :

- $e \geq \max [h_e/20 ; 15 \text{ cm}]$.

h_e : C'est la hauteur libre d'étage

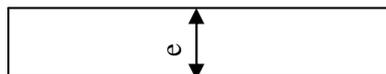


Figure II.9: coupe verticale d'un voile simple

Tableau II.1 :Pré dimensionnement des voiles.

Type d'étage	h_e (cm)	$e \geq \max[\frac{h_e}{20}; 15]$ cm.
Sous-sol	350-45=305	$e \geq 15.25$
Galerie commerciale	595-45=550	$e \geq 27.5$
R.D.C	306-45=261	$e \geq 15$
Etages courants	306-45=261	$e \geq 15$

-Exemple de calcul de l'étage courant :

$h_e = h - h_p = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$

- $e \geq \max [\frac{h_e}{20} ; 15] = \max [\frac{261}{20}; 15] = 15 \text{ cm}$

h_e : la hauteur de l'étage libre.

e :C'est l'épaisseur de voile .

h_p : la hauteur de la poutre.

- On adopte pour :
- Les étages courant 5 jusqu au 10.....**e=20cm.**
 - RDC et étage courant 1 jusqu au 4.....**e=25cm.**
 - Sous-sol et galerie commerciale.....**e=30cm.**

N.B :On a choisit épaisseur du voile de sous-sol $e=30\text{cm}$ parce que le sous sol au dessous de la galerie commerciale.

-Calcul la largeur des voiles :

$L \geq 4 * e$

Pour :

Les étages courant 5 jusqu'au 10 : $L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

RDC et les étages courant1 jusqu'au 4 : $L \geq 4 \times 25 = 100\text{cm}$

Sous-sol et galerie commerciale : $L \geq 4 \times 30 = 120\text{cm}$.

II.5. Evaluation des charges

-plancher à corps creux

-Terrasse inaccessible

Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique(kn/m ³).	Charges (kn/m ²)
Gravillon de protection	0.05	12	0.6
Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux	0.24	/	3.3
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Forme de la pente	0.1	22	2.2
Total			G=6.9 KN/m ²
			Q=1KN/m ²

La charge permanente totale qu'on a est : $G_{\text{terr}} = 6.9 \text{KN/m}^2$

-Terrasse accessible

Tableau II.3 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (kN/m ²)
1- revêtement en carrelage	22	0.02	0,44
2- mortier de pose	20	0.02	0,40
3- lit de sable	18	0.02	0,36
4- forme de pente	-	0.05	1.1
5- dalle en corps creux	-	0.25	3.55
6-Étanchéité multicouches	/	0.02	0.12
7- enduit en plâtre	10	0.02	0.20
			G=6.17KN/m ²

Q=1,5KN/m².

-Plancher courant des étages courant :

Tableau II.4 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³).	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Plancher à corps creux	0.25	/	3.4
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons de séparation	0.1	10	1
			G=5.91KN/m

Pour la galerie commerciale Q=5KN/ml.

Pour les autres étages Q=1.5KN.

Pour le R.D.C :Q=1.5 KN.

-Plancher courant de l'étage 10 :

Tableau II.5: Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant10 .

Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³).	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Plancher à corps creux	0.25	/	3.4
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons de séparation	0.1	10	1
			G=5.57KN/m ²

Q=1.5 KN/ml

-Dalle pleine et les balcons :

-Balcon :

Tableau II.6 : Évaluation des charges sur les balcons.

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³).	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
mortier de pose	0.02	20	0,40
lit de sable	0.02	18	0,36
dalle pleine	0.12	25	3
enduit en ciment	0.02	20	0.40
enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			G _{bal} =4.8KN/ml

Q_{bal}=3.5KN/ml

-Dalle pleine :

Tableau II.7 : Évaluation des charges de la dalle pleine.

Élément	épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Enduit en ciment	0.01	18	0, 18
Dalle pleine	0.14	25	3.
			$G_{dp}=4.34 \text{ KN/m}^2$

$Q_{dp}=2.5 \text{ KN/ml.}$

Les escaliers :

-La volé :

Tableau II.8 :Évaluation des charges de la volée.

Élément	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0,40
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Paillasse	0.16	$25/(\cos\alpha)$	4.01
Marches	0.17/2	22	1.87
Enduit ciment	0.02	18	0.36
			$G_{vol} =7.4 \text{ KN/ml}$

$Q_{VOL}=2.5\text{KN/ml.}$

-Palier :

Tableau II.9 : Évaluation des charges du palier.

Élément	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0,40
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Dalle en BA	0.16	25	4.00
Enduit ciment	0.02	18	0,36
			$G_{pal}=5.52 \text{ KN/m}^2$

$Q_{pal}= 2.50 \text{ KN/m}^2$

-Murs extérieurs :

Tableau II.10: Évaluation des charges du murs extérieurs.

Élément	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Lame d'aire	5	/	/
brique creuse	0.15	8,66	1,3
brique creuse	0.10	9	0,9
Enduit de plâtre	0.02	10	0,2
Enduit de ciment	0.02	18	0,36
			$G=2.76$

II.6. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

Les dimensions des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone II_a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b ; h)} \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \text{vérifié.} \\ \text{Min (b ; h)} \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 13.05 \dots \text{vérifié.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots \text{vérifié.} \end{array} \right.$$

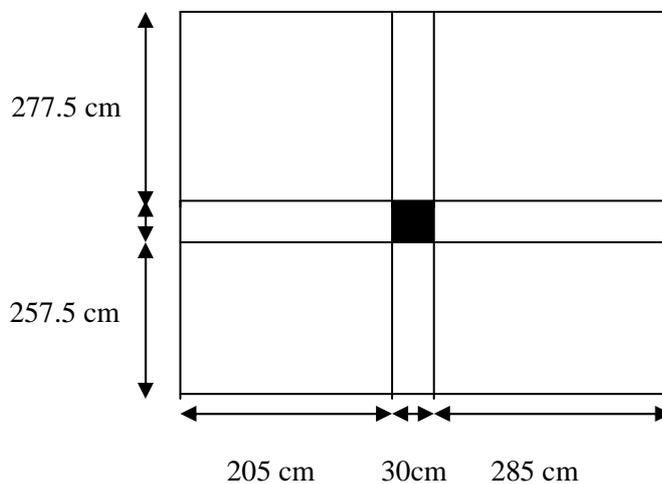


Figure II.10 :surface afférente du poteau le plus sollicité.

II.6.1. Calcul la surface afférente :

$$S_{\text{aff}} = (2.05 \times 2.575) + (2.05 \times 2.775) + (2.85 \times 2.575) + (2.85 \times 2.775)$$

$$S_{\text{aff}} = 17.805 \text{ m}^2.$$

-poids propre des éléments porteurs :

-Poutres :

$$G_{P,P} = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times (2.05 + 2.85) = 16.54 \text{ KN}$$

$$G_{P,S} = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times (2.575 + 2.775) = 18.06 \text{ KN}$$

$$G_t = 34.6 \text{ KN}$$

-Poteaux :

On suppose que les dimensions des poteaux :

Sous sol et galerie commerciale (50× 50) ;

RDC et 1^{ère} étage (50× 45);

2^{ème} et 3^{ème} étage (45× 45);

4^{ème} et 5^{ème} étage :(45× 40);

6^{ème} et 7^{ème} étage :(40× 40);

8^{ème} et 9^{ème} étage :(40× 35):

10^{ème} étage (35× 35);

-sous sol :

$$G_{\text{pot}}=25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.5=21.88\text{KN}$$

-galerie commerciale :

$$G_{\text{pot}}=25 \times 0.5 \times 0.5 \times 5.95=37.19\text{KN}$$

- RDC et 1^{ère} étage:

$$G_{\text{pot}}=25 \times 0.5 \times 0.45 \times 3.06=17.21\text{KN}$$

2^{ème} et 3^{ème} étage ;

$$G_{\text{pot}}=25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06=15.49 \text{ KN}$$

4^{ème} et 5^{ème} étage ;

$$G_{\text{pot}}=25 \times 0.45 \times 0.4 \times 3.06=13.77 \text{ KN}$$

6^{ème} et 7^{ème} étage ;

$$G_{\text{pot}}=25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06=12.24 \text{ KN}$$

8^{ème} et 9^{ème} étage

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

10^{ème} étage

$$G_{\text{pot}}=25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06=9.37 \text{ KN}$$

Plancher :

-Terrasse inaccessible :

$$G= 6.9 \times 12.62 + 4.34 \times 2.97 = 99.97\text{KN}$$

$$Q=1 \times 12.62 + 2.5 \times 2.97 = 20.04 \text{ KN}$$

$$G_{\text{p,p}}=25 \times 0.3 \times 0.45 \times (2.05 + 2.85) = 16.54 \text{ KN}$$

$$G_{\text{p,s}}=25 \times 0.3 \times 0.45 \times (2.575 + 1.45) = 13.57 \text{ KN}$$

- étages courants

$$G=5.91 \times 17.805 = 105.23 \text{ KN}$$

$$Q=1.5 \times 17.805 = 26.71 \text{ KN}$$

-galerie commerciale :

$$G=5.91 \times 17.805 = 105.23 \text{ KN}$$

$$Q=5 \times 17.805 = 89.025$$

POTEAU 1 :

Etage 10 :

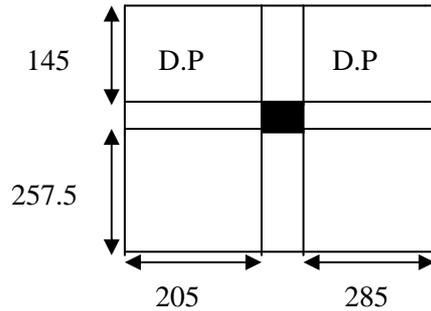


Figure II.11 :surface afférente du poteau le plus sollicité dans l'étage 10.

-Poutres :

$$G_{P,P}=25 \times 0.3 \times 0.45 \times (2.05 + 2.85) = 16.54 \text{ KN}$$

$$G_{P,S}=25 \times 0.3 \times 0.45 \times (2.575 + 1.45) = 13.57 \text{ KN}$$

-Plancher :

$$G=5.57 \times ((2.05 + 2.85) \times 2.575) + ((1.45 \times (2.05 + 2.85)) \times 4.8) = 104.4 \text{ KN}$$

$$Q=1.5 \times ((2.05 + 2.85) \times 2.575) + ((1.45 \times (2.05 + 2.85)) \times 3.5) = 43.8 \text{ KN}$$

II.6.2. Descente de charges :

C'est le chemin suivi par les différentes actions pour passer du poteau le plus haut jusqu'au poteau le plus bas de la structure avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui à souvent la plus grande surface afférente.

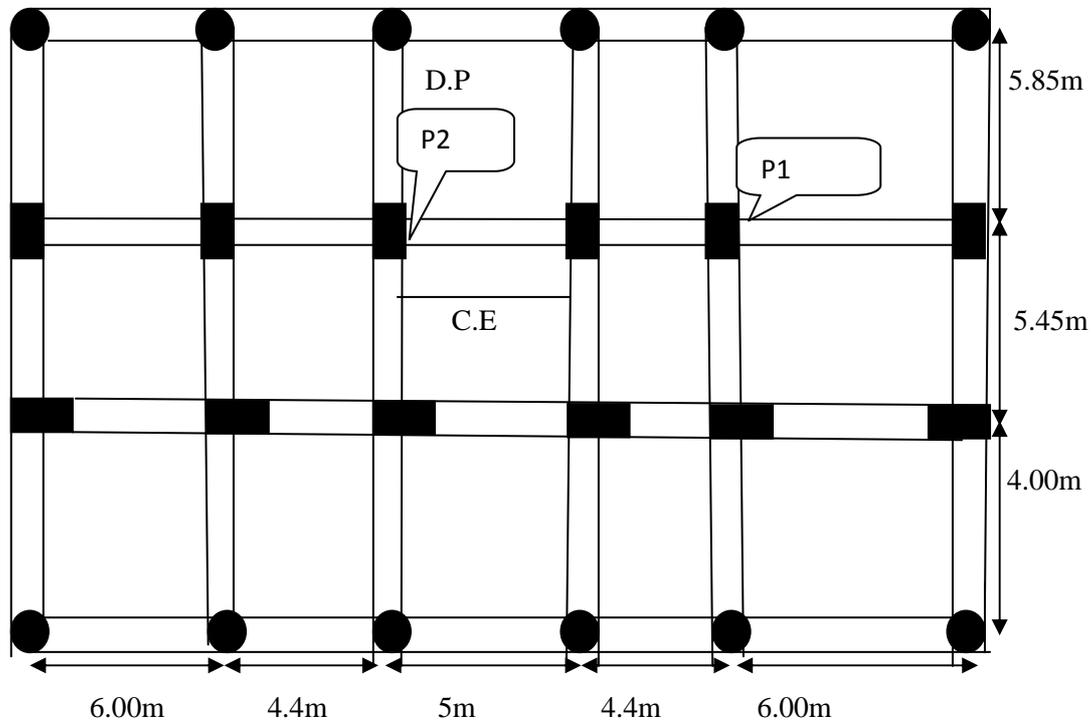


Figure II.12 :La position des poteaux choisis pour la descente de charge.

Loi de dégression des charges d'exploitation :

D'après le DTR.BC.22 (Art.6.3), la surcharge d'exploitation sera calculé en effectuant la loi de dégression des charges d'exploitation pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes)

Q_0 : charge d'exploitation sur la terrasse.

$N_1: Q=Q_0=20.04\text{KN}$

$N_2: Q= Q_0+Q_1=20.04+43.8=63.84$

$N_3: Q =Q_0+0.95(Q_1+Q_2)=87.025\text{KN}$

$N_4: Q=Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)=117.26\text{KN}$

$N_5: Q= Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=125.38\text{KN}$

Pour $n \geq 5 \rightarrow Q_n=Q_0+[(\frac{3+n}{2n})Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n]$

$N_{13}: Q= Q_0+0.625(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6$

$Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10} +Q_{11}+Q_{12})=294.87\text{KN}$

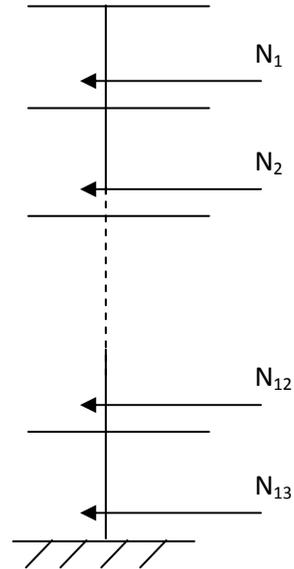


Figure II.13 : Schéma statique de la descente de charge

Tableau II.11 : Descente de charge du poteau1 plus sollicité.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	99.97	20.04
	PP (30×45) cm ²	16.54	
	PS (30×45) cm ²	13.57	
	Poteau(35×35)cm ²	9.37	
	Total	139.45	20.04
N2	Venant de N1	139.45	20.04
	Plancher d'étage (20+4)	104.4	43.8
	PP (30×45) cm ²	16.54	
	PS (30×45) cm ²	13.57	
	Poteau (40×35)cm ²	10.71	
	Total	284.67	63.84
N3	Venant de N2	284.67	63.84
	Plancher d'étage (20+5)	105.23	26.71
	PP (30×45) cm ²	16.54	
	PS (30×45) cm ²	18.06	

	Poteau (40×35)cm ²	10.71	
	Total	435.21	87.025
N4	Venant de N3	435.21	87.025
	Plancher d'étage (20+5)	105.23	26.71
	PP (30×45) cm ²	16.54	
	PS (30×45) cm ²	18.06	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
	Total	587.28	117.26
N5	Venant de N4	587.28	117.26
	Plancher d'étage (20+5)	105.23	26.71
	PP (30×45) cm ²	16.54	
	PS (30×45) cm ²	18.06	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
	Total	739.35	125.38
N6	Venant de N5	739.35	125.38
	Plancher d'étage (20+5)	105.23	26.71
	PP (30×45) cm ²	16.54	
	PS (30×30) cm ²	18.06	
	Poteau (45×40)cm ²	13.77	
	Total	892.85	140.55
N7	Venant de N6	892.85	140.55
	Plancher d'étage (20+5)	105.23	26.71
	PP (30×45) cm ²	16.54	
	PS (30×45) cm ²	18.06	
	Poteau (45×40) cm ²	13.77	
	Total	1046.45	153.05
N8	Venant de N7	1046.45	153.05
	Plancher d'étage (20+5)	105.23	26.71
	PP (30×45) cm ²	16.54	
	PS (30×45) cm ²	18.06	
	Poteau (45×45)cm ²	15.49	
	Total	1201.77	165.74

N9	Venant de N8	1201.77	165.74
	Plancher d'étage (20+5)	105.23	26.71
	PP (30×45) cm ²	16.54	
	PS (30×45) cm ²	18.06	
	Poteau (45×45) cm ²	15.49	
	Total	1357.09	178.81
N10	Venant de N9	1357.09	178.81
	Plancher d'étage (20+5)	105.23	26.71
	PP (30×45) cm ²	16.54	
	PS (30×45) cm ²	18.06	
	Poteau (50×45) cm ²	17.21	
	Total	1514.13	218.33
N11	Venant de N10	1514.13	218.33
	Plancher d'étage (20+5)	105.23	26.71
	PP (30×40) cm ²	16.54	
	PS (30×30) cm ²	18.06	
	Poteau (50×45) cm ²	17.21	
	Total	1671.17	204.76
N12	Venant de N11	1671.17	204.76
	Plancher d'étage (20+5)	105.23	26.71
	PP (30×45) cm ²	16.54	
	PS (30×45) cm ²	18.06	
	Poteau (50×50) cm ²	37.19	
	Total	1848.19	217.77
N13	Venant de N12	1848.19	217.77
	Plancher d'étage (20+5)	105.23	89.025
	PP (30×45) cm ²	16.54	
	PS (30×45) cm ²	18.06	
	Poteau (50×50) cm ²	21.88	
	Total	2009.9	269.99
Nu=1.35G _t +1.5Q _t Ns=G _t +Q _t		G _t =2009.9KN Q _t =269.99KN	

Ns=2279.89KN	Nu=3118.35KN
--------------	--------------

D'où :

D'après le BAEL 91 (Art.8.1, 2) l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$N_u = 1.1 \times 3118.35 = 3430.185 \text{KN.}$$

$$N_u = 3430.185 \text{KN.}$$

II.6.3. Vérification des poteaux

1. Compression simple (sous-sol) :

$$\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bu}$$

B : section de poteau tel que :

$$B = (0.5 \times 0.5) \text{ m}^2 \Rightarrow B = 0.25 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{15} = 14.2 \text{MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bu}} = \frac{3.430185}{14.2} = 0.242 \text{ m}^2$$

$$B = 0.25 \geq 0.242 \text{m}^2 \quad \text{vérifié.}$$

Tableau II.12 : Vérification des poteaux a la compression simple.

Niveaux	Nu(KN)	1.1Nu(KN)	Section (cm ²)	Condition(B>B _{cal})		Observation
				B(m ²)	B _{calculé} (m ²)	
Sous-sol	3118.35	3430.19	(50*50)	0.25	0.242	Vérifié
étage comerce	2821.71	3103.90	(50*50)	0.25	0.219	Vérifié
R.D.C	2563.22	2819.54	(50*45)	0.225	0.199	Vérifié
Etage 1	2371.58	2608.73	(50*45)	0.225	0.184	Vérifié
Etage 2	2100.29	2310.32	(45*45)	0.2025	0.163	Vérifié
Etage 3	1871	2058.1	(45*45)	0.2025	0.145	Vérifié
Etage 4	1642.29	1806.52	(45*40)	0.18	0.127	Vérifié
Etage 5	1416.18	1557.80	(45*40)	0.18	0.110	Vérifié
Etage 6	1186.19	1304.81	(40*40)	0.16	0.092	Vérifié
Etage 7	968.72	1065.59	(40*40)	0.16	0.075	Vérifié
Etage 8	718.07	789.88	(40*35)	0.14	0.056	Vérifié
Etage 9	480.07	528.08	(40*35)	0.14	0.037	Vérifié
Etage 10	218.32	240.15	(35*35)	0.1225	0.017	Vérifié

2. Vérification de la Résistance des poteaux au flambement :

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Le coefficient 0,9 prend en compte l'augmentation de la résistance du béton entre 28 jours et 90 jours.

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

B_r : section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau

$B_r=(b-2)*(a-2).cm^2$.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

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

A_s : section d'armatures dans le poteau prise égale à 1% de la section réelle du poteau(B_r) ;

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

$$\lambda \leq 50 \dots\dots\dots \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$50 \leq \lambda \leq 70 \dots\dots\dots \alpha = 0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$$

→ L'élançement mécanique λ est donné par la relation suivante :

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

Avec :

L_f : est la longueur de flambement ($L_f=0.7*L_0$)

i : est le rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$)

b : est le plus petit coté du poteau à vérifié

I : est moment d'inertie pour section rectangulaire ($b*h$) ($I = \frac{b \times h^3}{12}$)

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

$F_e=400MPa$ $F_{c28}=25Mpa$.

Tableau II.13 :Vérification des poteaux au flambement (sous sol jusqu' a étage 4).

Poteaux	sous-sol	galerie	R.D.C	Etage 1	Etage2	Etage 3	Etage 4
N_u (KN)	3430.19	3103.9	2819.54	2608.73	2310.32	2058.1	1806.52
B (m ²)	0.25	0.25	0.225	0.225	0.2025	0.2025	0.18
L_0 (m)	3.5	5.95	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
L_f (m)	2.45	4.165	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
$I * 10^{-3}$ (m ⁴)	5.2	5.2	3.79	3.79	3.417	3.417	2.4
i (m ³)	0.144	0.144	0.13	0.13	0.13	0.13	0.115

λ	17.01	28.92	16.48	16.48	16.48	16.48	18.626
α	0.812	0.752	0.814	0.814	0.814	0.814	0.804
$B_{r\text{cal}} \text{ (m}^2\text{)}$	0.192	0.1876	0.1574	0.1457	0.129	0.1149	0.1021
$B_r \text{ (m}^2\text{)}$	0.2304	0.2304	0.2064	0.2064	0.1849	0.1849	0.1634
$B_r \geq B_{r\text{cel}}$	Vérifié						

Tableau II.14 :Vérification des poteaux au flambement (étage 5 jusqu' a étage 10).

Poteaux	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8	Etage 9	Etage 10
$N_u \text{ (KN)}$	1557.80	1304.81	1065.59	789.88	528.07	240.15
$B \text{ (m}^2\text{)}$	0.18	0.16	0.16	0.14	0.14	0.1225
$L_0 \text{ (m)}$	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
$L_r \text{ (m)}$	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
$I * 10^{-3} \text{ (m}^4\text{)}$	2.4	2.13	2.13	1.429	1.429	1.25
$i \text{ (m}^3\text{)}$	0.115	0.115	0.115	0.1	0.1	0.101
λ	18.626	18.626	18.626	21.42	21.42	21.201
α	0.804	0.804	0.804	0.791	0.791	0.8205
$B_{r\text{cal}} \text{ (m}^2\text{)}$	0.0881	0.0738	0.0602	0.0454	0.0303	0.0133
$B_r \text{ (m}^2\text{)}$	0.1634	0.1444	0.1444	0.1254	0.1254	0.1089
$B_r \geq B_{r\text{réel}}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

3. Effort normal réduit

Pour éviter l'écrasement du béton, le RPA 99 (art.7.1.3.3 et 7.4.3.1) exige la vérification de l'effort normal réduit.

$$\nu = \frac{N_d}{(B_C * f_{c28})} \leq 0.30$$

Avec : N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_C : est l'air (section brute) du béton.

f_{c28} ; est la résistance caractéristique du béton (25 Mpa).

Tableau II.15 : Vérification des poteaux a l'effort normal réduit.

Niveaux	N_d	B_C	V	Condition
sous-sol	3430.19×10^{-3}	0.25	0.55	Non vérifié
Galerie	3103.9×10^{-3}	0.25	0.5	Non vérifié
R.D.C	2819.54×10^{-3}	0.225	0.5	Non vérifié
Etage 1	2608.73×10^{-3}	0.225	0.46	Non vérifié
Etage2	2310.32×10^{-3}	0.2025	0.456	Non vérifié
Etage3	2058.1×10^{-3}	0.2025	0.407	Non vérifié
Etage4	1806.52×10^{-3}	0.18	0.4	Non vérifié
Etage5	1557.8×10^{-3}	0.18	0.35	Non vérifié
Etage6	1304.81×10^{-3}	0.16	0.326	Non vérifié
Etage7	1065.59×10^{-3}	0.16	0.267	Vérifié
Etage8	789.88×10^{-3}	0.14	0.226	Vérifié
Etage9	528.07×10^{-3}	0.14	0.151	Vérifié
Etage10	240.15×10^{-3}	0.1225	0.078	Vérifié

→ On remarque que, la condition n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section des poteaux de telle sorte que cette condition soit vérifiée.

On suppose que les dimensions des poteaux :

Sous-sol et galerie commerciale (70×70) cm²
 RDC et 1^{ère} étage(65×65) cm²
 2^{ème} et 3^{ème} étages (60×60) cm²
 4^{ème} et 5^{ème} étages (55×55) cm²
 6^{ème} et 7^{ème} étages (50×50) cm²
 8^{ème} et 9^{ème} étages(45×45) cm²
 10^{ème} étage (40×40) cm²
N.B :b=h parce que il ya des poteaux circulaire.

Tableau II.16 : Vérification des poteaux a l'effort normal réduit.

Niveaux	N _d	B _C	V	Condition
sous-sol	3430.19 × 10 ⁻³	0.49	0.28	vérifié
galerie	3103.9 × 10 ⁻³	0.49	0.25	vérifié
R.D.C	2819.54 × 10 ⁻³	0.4225	0.267	vérifié
Etage 1	2608.73 × 10 ⁻³	0.4225	0.247	vérifié
Etage2	2310.32 × 10 ⁻³	0.36	0.257	vérifié
Etage3	2058.1 × 10 ⁻³	0.36	0.229	vérifié
Etage4	1806.52 × 10 ⁻³	0.3025	0.239	vérifié
Etage5	1557.8 × 10 ⁻³	0.3025	0.206	vérifié
Etage6	1304.81 × 10 ⁻³	0.25	0.209	vérifié
Etage7	1065.59 × 10 ⁻³	0.25	0.17	vérifié
Etage8	789.88 × 10 ⁻³	0.2025	0.156	vérifié
Etage9	528.07 × 10 ⁻³	0.2025	0.104	vérifié
Etage10	240.15 × 10 ⁻³	0.16	0.06	vérifié

II.6.4. Descente des charges pour poteau 2

Tableau II.17 : Descente de charge du poteau 2.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse 1	14.79	8.52
	PP (45×30) cm ²	7.93	
	PS (45×30) cm ²	4.89	
	Poteau(35×35)cm ²	7.66	
	Total	35.27	8.52
N2	Venant de N1	35.27	8.52
	terrasse inaccessible	56.334	17.54
	PP (45×30) cm ²	14.58	
	PS (45×30) cm ²	13.58	
	Poteau (35×35)cm ²	9.37	
	Total	129.404	26.06

N3	Venant de N2	129.404	26.06
	Plancher d'étage (20+4)	63.8	30.59
	PP (45×30) cm ²	14.85	
	PS (45×30) cm ²	13.58	
	Poteau (40×35)cm ²	10.71	
Total		232.344	54.24
N4	Venant de N3	232.344	54.24
	Plancher d'étage (20+5)	99.18	25.23
	PP (45×30) cm ²	14.85	
	PS (45×30) cm ²	18.06	
	Poteau (40×35) cm ²	10.71	
Total		375.144	70.47
N5	Venant de N4	375.144	70.47
	Plancher d'étage (20+5)	99.18	25.23
	PP (45×30) cm ²	14.85	
	PS (45×30) cm ²	18.06	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
Total		519.47	92.32
N6	Venant de N5	519.47	92.32
	Plancher d'étage (20+5)	99.18	25.23
	PP (45×30) cm ²	14.85	
	PS (45×30) cm ²	18.06	
	Poteau (40×40)cm ²	12.24	
Total		663.804	107.576
N7	Venant de N6	663.804	107.576
	Plancher d'étage (20+5)	99.18	25.23
	PP (45×30) cm ²	14.85	
	PS (45×30) cm ²	18.06	
	Poteau (45×40) cm ²	13.77	
Total		809.66	120.31
N8	Venant de N7	809.66	120.31
	Plancher d'étage (20+5)	99.18	25.23
	PP (45×30) cm ²	14.85	
	PS (45×30) cm ²	18.06	
	Poteau (45×40)cm ²	13.77	

	Total	955.52	132.96
N9	Venant de N8	955.52	132.96
	Plancher d'étage (20+5)	955.52	25.23
	PP (45×30) cm ²	14.85	
	PS (45×30) cm ²	18.06	
	Poteau (45×45) cm ²	15.49	
	Total	1103.1	145.68
N10	Venant de N9	1103.1	145.68
	Plancher d'étage (20+5)	99.18	25.23
	PP (45×30) cm ²	14.85	
	PS (45×30) cm ²	18.06	
	Poteau (45×45) cm ²	15.49	
	Total	1250.68	159.096
N11	Venant de N10	1250.68	159.096
	Plancher d'étage (20+5)	99.18	25.23
	PP (45×30) cm ²	14.85	
	PS (45×30) cm ²	18.06	
	Poteau (50×45) cm ²	17.21	
	Total	1399.98	187.4
N12	Venant de N11	1399.98	187.4
	Plancher d'étage (20+5)	99.18	25.23
	PP (45×30) cm ²	14.85	
	PS (45×30) cm ²	18.06	
	Poteau (50×45) cm ²	17.21	
	Total	1549.28	194.29
N13	Venant de N12	1549.28	194.29
	Plancher d'étage (20+5)	99.18	25.23
	PP (45×30) cm ²	14.85	
	PS (45×30) cm ²	18.06	
	Poteau (50×50) cm ²	37.19	
	Total	1718.56	212.06
	Venant de N13	1718.56	212.06
	Plancher d'étage (20+5)	99.18	43.95
	PP (45×30) cm ²	14.85	
	PS (45×30) cm ²	18.06	
	Poteau (50×50) cm ²	37.19	

N14	Total	1872.53	235.83
	$N_u=1.35G_t+1.5Q_t$	$G_t=1872.53\text{KN}$	
	$N_s=G_t+Q_t$	$Q_t=235.83\text{KN}$	
	$N_s=2108.36\text{KN}$	$N_U=2881.66\text{KN}$	

N.B :

$N_u(P_1) \geq N_u(P_2)$ donc le poteau(1) le plus sollicité c'est pas rappelle de vérifier poteau 2

II.7. Conclusion :

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

- Les sections des poteaux optées sont :

Sous-sol et galerie commerciale (70×70) cm²
 RDC et 1^{ère} étage(65×65) cm²
 2^{ème} et 3^{ème} étages (60×60) cm²
 4^{ème} et 5^{ème} étages (55×55) cm²
 6^{ème} et 7^{ème} étages (50×50) cm²
 8^{ème} et 9^{ème} étages (45×45) cm²
 10^{ème} étage.....(40×40) cm²

-Les sections des poutres optées sont :

Poutres principales (30 ×45) cm²
 Poutres secondaires (30×45) cm²



CHAPITRE .III.

Etude des éléments

secondaire

III.1.Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis le ferrailage des éléments pour reprendre les charges en respectant la réglementation de RPA.

III.2.Calcul des planchers :

III.2.1.Plancher a corps creux :

Pour le plancher a corps creux le calcul se fera pour les poutrelles et la dalle de compression.

III.2.1.1. Les différents types de poutrelles :

Tableau III.1: Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	

On aura donc deux types de poutrelles.

III.2.1.2. Les méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

-Méthode forfaitaire :

-Méthode de Caquot :

III.2.1.2.1.La méthode forfaitaire :

Le BAEL91 (*BAEL91 (Art B.6.2.210)*) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

Plancher à surcharge modérée, $\leq Q \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.

Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.

Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.

La fissuration est peu nuisible.

Principe de la méthode forfaitaire :

Les moments fléchissant

En travée

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

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

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

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

M₀ : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

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

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

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0.6M₀ pour une poutre à deux travées.
- 0.5M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4M₀ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

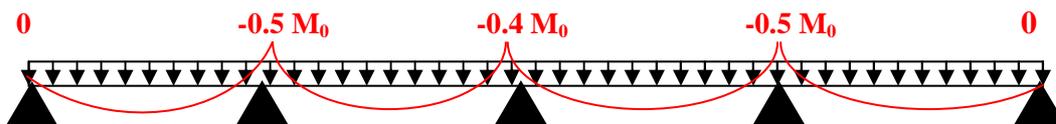


Figure III.1 :Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées

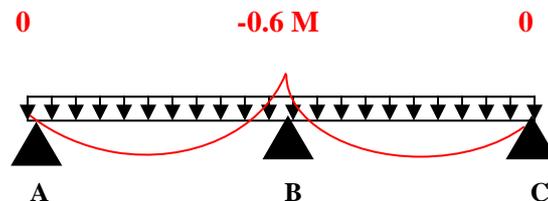


Figure III.2 :Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $:0.15M_0$, tel que $M_0 = \text{Max}(M_0^I, M_0^{II})$

Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- * 15% si c'est une poutre à deux travées.
- * 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

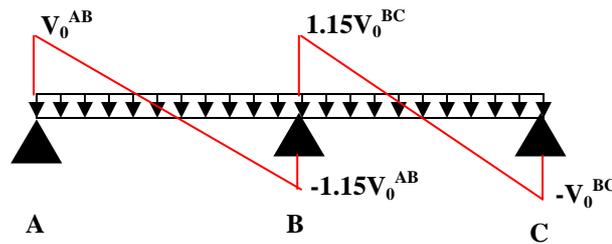


Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

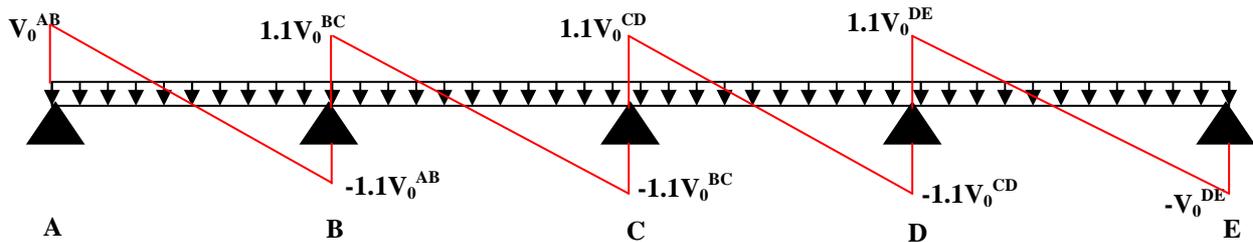


Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

III.2.1.2.2. Méthode de Caquot :

Domaine d'application :

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

Application de la méthode :

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

En appuis :

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \quad \text{BAEL(Article. L.III,3)}$$

l'_g et l'_d : Longueur fictive

P_g et P_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

$$l' = \begin{cases} 0.8l & \text{Travée intermédiaire} \\ l & \text{Travée de rive} \end{cases}$$

L'effort tranchant :

$$V = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \quad \text{BAEL(Art. L.III,3)}$$

III.2.1.2.3. Méthode de Caquot minoré :

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des trois conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Applique la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanente G et la remplacer par $G' = (2/3)G$, uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée reprend la charge totale G.

-Calcul des sollicitations revenant aux poutrelles

a l'ELU : $p_u = 0.65 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$

a l'ELS : $p_s = 0.65 \times (G + Q)$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b = 0.65m$.

Tableau III.2 : Chargement sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.9	1	7.03	5.135
Plancher des étages courant	5.91	1.5	6.65	4.82
Plancher de l'étage 10	5.57	1.5	6.35	4.6
Galerie commerciale	5.91	5	10.06	7.09

III.3. Exemple d'application :

III.3.1. Calcul de la poutrelle type 1 du plancher étage courant :

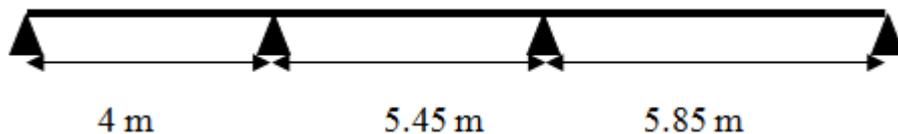


Figure III.5 : Schéma statique de la poutrelle type 1.

Vérification les conditions de la méthode forfaitaire :

- $Q = 1.5 \leq \min(2G ; 5KN/m^2) = 5$ Vérifiée.
- $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4}{5.45} = 0.73 \leq 1.25$ Non Vérifiée.
- $I = cte$ Vérifiée.
- F.P.N. Vérifiée .

Après la vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire sur ce type de poutrelle, on remarque que ce type sera calculé par la méthode de Caquot minorée car $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4}{5.45} \leq 0.8$ et ce même cas pour le type 2

- Application de la méthode de caquot minorée :

Exemple de calcul d'une poutrelle (type 1) :

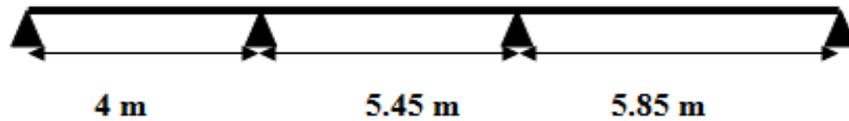


Figure III.6 :Schéma statique de la poutrelle type 1.

• Calcul des sollicitations

$$G' = \frac{2}{3}G$$

$$P_u = 0.65(1.35G' + 1.5Q) = 4.92 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 3.54 \text{ KN/m}$$

• Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = \frac{p_g \times L'_g{}^3 + p_d \times L'_d{}^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

p_g, p_d : Étant le chargement à gauche (respectivement à droite) de l'appui.

L'_g, L'_d : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

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

• Calcul des longueurs fictives :

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.00m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 5.45 = 4.36m$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 5.85m$$

• Les moments aux appuis :

✓ A l'ELU

$$P_u = 4.92 \text{ KN/m}$$

$$M_A = M_D = 0.$$

$$M_B = -\frac{4.92 \times (4^3 + 4.36^3)}{8.5 \times (4 + 4.36)} \Rightarrow M_B = -10.17 \text{ kn.m}$$

$$M_C = -\frac{4.92 \times (4.36^3 + 5.85^3)}{8.5 \times (4.36 + 5.85)} \Rightarrow M_C = -16.03 \text{ kn.m}$$

$$M_0^A = \frac{4.92 \times (4^2)}{8} = 9.84 \text{ KN.m}, M_0^D = 21.05 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = M_D = -0.15 \max[M_0^A, M_0^D] = -3.16 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux travées :**

-Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

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

M_0 : Moment statique.

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

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

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

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

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

Travée AB :

AI' ELU

$$x_0 = \left(\frac{4}{2} - \frac{10.17}{26.6} \right) = 2 - 0.38 = 1.62\text{m}$$

$$M_0(AB) = \frac{6.65 \times 1.62}{2} \times (4 - 1.62) = 12.82 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} = 12.82 - \frac{10.17 \times (1.62)}{4} = 8.7 \text{KN.m}$$

Travée BC

$$x_0 = \frac{5.45}{2} - \left(\frac{-10.17 + 16.03}{36.24} \right) = 2.725 - 0.16 = 2.56\text{m}$$

$$M_0(BC) = \frac{6.65 \times 2.56}{2} \times (5.45 - 2.56) = 24.6 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 24.6 - 5.39 - 7.53 = 11.68 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$x_0 = \frac{5.85}{2} + \left(\frac{16.03}{38.9} \right) = 3.34\text{m}$$

$$M_0(CD) = \frac{6.65 \times 3.34}{2} \times (5.85 - 3.34) = 27.87 \text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} = 27.87 - 6.88 = 20.99 \text{KN.m}$$

L'ELS

$$P_s=5.44 \text{ KN/m}$$

$$M_0^A = 7.08 \text{ KN.m}$$

$$M_0^D = 15.14 \text{ KN.m}$$

$$M_A=M_D= -0.15*\text{Max}[M_0^A, M_0^D]= -2.27 \text{ KN.m}$$

$$M_B=-7.32 \text{ KN.m}$$

$$M_C= -11.54 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux travées :**

$$P_s=4.82 \text{ KN/m}$$

Travée AB

$$x_0=2-0.38= 1.62 \text{ m}$$

$$M_0(AB)=9.29 \text{ KN.m}$$

$$M_t(AB)=9.29-7.3\left(\frac{1.62}{4}\right)=6.32 \text{ KN.m}$$

• **Travée BC**

$$x_0=2.725-\left(\frac{11.54-7.32}{26.27}\right)= 2.56 \text{ m}$$

$$M_0(BC)=\left(\frac{4.82*2.56}{2}\right)(5.45-2.56)=17.83 \text{ KN.m}$$

$$M_t(BC)= 17.83-3.88-5.42=8.53 \text{ KN.m}$$

• **Travée CD**

$$x_0=3.33 \text{ m}$$

$$M_0(CD)=\left(\frac{4.82*3.33}{2}\right)(5.85-3.33) = 20.22 \text{ KN.m}$$

$$M_t(CD)=20.22-11.54\left(1-\frac{3.33}{5.85}\right)=15.25 \text{ KN.m}$$

- Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes :

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

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

• **A l'ELU**

Travée AB

$$V_A = \frac{6.65 \times 4}{2} + \frac{(-10.17)}{4} = 10.76 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.65 \times 4}{2} + \frac{(-10.17)}{4} = -15.84 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 18.12 - (-10.17 + 16.85 / (5.45)) = 17.04 \text{ KN}$$

$$V_C = -18.12 - 1.08 = -19.2 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = 22.19 \text{ KN}$$

$$V_D = -16.7 \text{ KN}$$

III.3.2. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle type 1 du plancher étage courant qui est sollicité par les efforts suivants :

$$M_{Travée}^{Max} = 20.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELU : } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -3.16 \text{ KN.m (rive)} \\ -16.03 \text{ KN.m (intermédiaire)} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS : } \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 15.25 \text{ KN.m} \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.29 \text{ KN.m (Rive)} \\ -11.54 \text{ KN.m (interne)} \end{cases} \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

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

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

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

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

$$d = 23 \text{ cm}$$

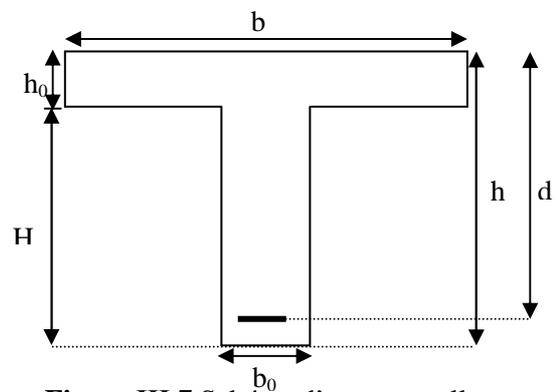


Figure III.7 Schéma d'une poutrelle.

A-Calcul à l'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

- ✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).
- ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

Armatures longitudinales :**a. Ferrailage en travée :**

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.23 - \frac{0.05}{2})$$

$$M_{tu} = 94.6 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 20.99 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.99 * 10^{-3}}{0.65 * (0.23)^2 * 14.2} = 0.043$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.043$$

On prend $A_s \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$) et $\epsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.055$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.225 \text{ m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = \frac{20.99 * 10^{-3}}{0.225 \times 348} = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$2\phi 12 + 1\phi 10 = 2.26 + 0.79 = 3.05 \text{ cm}^2$$

III.3.2.1. Vérifications a l'ELU :**-Vérification de la condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

b. Ferrailage en appuis :

-Appuis intermédiaire :

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 est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.25)m^2$.

$$M_{Interne}^a = -16.03 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.213$$

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

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires

(A'=0).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.303$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.202 \text{m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 2.28 \text{cm}^2$$

On prend $A_s = 1\phi 12 + 1\phi 14 = 2.67 \text{cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 0.278 \text{cm}^2$$

$A_s = 2.67 \text{cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

-Appuis de rive

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 est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.25)m^2$.

$$M_{Rive}^a = -3.16 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.042$$

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

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires

(A'=0).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.054$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.225m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.403cm^2$$

On prend $A_s = 1\phi 10 = 0.79 cm^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 0.278cm^2$$

$A_s = 0.79cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b_0 * d} = \frac{22.19 * 10^{-3}}{0.1 * 0.23} = 0.96 MPa$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = \min(3.33; 4MPa) = 3.33MPa$$

$\tau_U = 0.96MPa \leq \bar{\tau} = 3.33MPa$ Condition vérifiée.

Armatures transversales

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

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57cm^2$

-Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

Appuis de rive :

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 0$.

$$A_l = 2.36 + 0.79 = 3.15 cm^2$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 22.19 \times 10^{-3} = 0.64cm^2$$

$A_l \geq 0.64cm^2$ Vérifiée

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$$

$A_l \geq -0.159cm^2$ et on a $A_l \geq 2.67 + 3.05 = 5.72 cm^2$ Donc aucune vérification à faire.

Calcul de y :

$$5y^2 + 34.2y - 786.6 = 0$$

$$\Delta = 34.2^2 - 4(5 \times (-786.6))$$

$$\sqrt{\Delta} = 130$$

$$Y = 9.58 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65}{3} \times (9.58)^3 + 15 \times 2.76 \times (23 - 9.58)^2 \Rightarrow I = 26505.71 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11.54 \times 10^{-3}}{26505.71 \times 10^{-8}} \times 9.58 \times 10^{-2} = 4.17 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ c'est vérifiée}$$

-Etat limite de déformation :

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

III.3.2.3. Evaluation de la flèche : BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93.

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

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

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{25}{585} = 0.0427 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \frac{1}{1000} + 0.005 = \frac{585}{1000} + 0.005 = 0.59 \text{ cm}$$

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

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

Evaluation des moments en travée :

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

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

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

$$M_{jser} = K \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = K \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad K = \frac{M_{tELS}}{M_{oELS}}$$

$$M_{pser} = K \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Propriété de la section

Position de l'axe neutre :

$$y = 5,98 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{25^2}{2} + (65-10) \frac{5^2}{2} + 15 \times (3,05 \times 23 + 0)}{10 \times 25 + (65-10)5 + 15(3,05+0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 8,52 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} h^3 + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b-b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b-b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n[A(d-y_G)^2 + A'(y_G-d')^2]$$

$$I_0 = 76174.88 \text{ cm}^4$$

I_0 (c'est le moment d'inertie de la section totale)

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

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{10 \times 23} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.013} \Rightarrow \lambda_i = 3.28 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.31 \text{ Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

• **Contraintes : contrainte effective de l'acier**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f)**

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

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

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fip}} ; f_{vg} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fvg}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3,56 = 2,314 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5,91 = 3,841 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5,91 + 1,5) = 4.816 \text{ KN / m}$$

$$K=0.75$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2,314 \times 5,85^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 7,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3,841 \times 5,85^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 12,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4,816 \times 5,85^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 15,45 \text{ KN.m}$$

$$y = 5.98 \text{ cm} ; I_0 = 76174.88 \text{ cm}^4 ; I = 17868.98 \text{ cm}^4 ; A_s = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{7.42 \times (0.23 - 0.0598) \times 10^{-3}}{17868.98 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 106.01 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{12.32 \times 10^{-3} \times (0.23 - 0.0598)}{17868.98 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 176.02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{15.45 \times 10^{-3} \times (0.23 - 0.0598)}{17868.98 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 220.74 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 106.01 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.517$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 176.02 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.673$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 220.74 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.729$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times 76174.88}{1 + (3.28 \times 0.673)} \Rightarrow I_{fig} = 26124.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times 76174.88}{1 + (3.28 \times 0.729)} \Rightarrow I_{fip} = 24709.35 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times 76174.88}{1 + (1.31 \times 0.673)} \Rightarrow I_{fvg} = 44731.798 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{12.32 \times 10^{-3} \times 5.85^2}{10 \times 32164.2 \times 26124.37 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00505 \text{ m}$$

$$f_{ji} = \frac{7.42 \times 10^{-3} \times 5.85^2}{10 \times 32164.2 \times 31083.02 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00254 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{15.42 \times 10^{-3} \times 5.85^2}{10 \times 32164.2 \times 24709.35 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.00664 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{15.42 \times 10^{-3} \times 5.85^2}{10 \times 10721.4 \times 44731.798 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.011 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.011 - 0.00254 + 0.00664 - 0.00505 \Rightarrow \Delta f_t = 0.01 \text{ m}$$

$$\Delta f = 1 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.59 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C'est non vérifié.}$$

La flèche n'est pas vérifiée largement donc on augmente le ferrailage des poutrelles et la hauteur de corps creux

On choisit : 3HA14=4.62cm², pour (les poutrelles) .

$H_t = h_{cc} + h_{dc} = 25\text{cm} + 5\text{cm}$ (corps creux).

Tableau III.3 : vérification de la flèche.

Etage	Etage courant		
	q_{ser} (KN/ml)	q_{gser}	q_{pser}
	2.34	3.86	4.82
M_{ser} (KN/ml)	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}
	5.63	9.29	13.24
A (cm ²)	4.62		
L (m)	5.85		
Δf (cm)	0.56		
f_{adm} (cm)	0.59		
Obs	Vérifiée		

-Plancher Galerie Commerciale :

$q_u = 10.06 \text{ KN/m}$; $q_s = 7.09 \text{ KN/m}$

Tableau III.4 : Sollicitation du plancher de la galerie commerciale.

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU			ELS			
	M_{appui} (max)		$T_{ravée}$ (max) (KN.m)	V_{max} (KN)	M_{appui} (max)		$T_{ravée}$ (max) (KN.m)
inter	Rive	inter			rive		
Type 1	-27.18	-6.45	30.52	34.07	- 18.95	-4.55	21.6
Type 3	/	-3.02	20.12	20.12	/	-2.12	14.18

-Plancher RDC et étage courant

$q_u = 6.65 \text{ KN/m}$; $q_s = 4.82 \text{ KN/m}$

Tableau III.5 : Sollicitation du plancher de l'étage courant et RDC.

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU			ELS			
	M_{appui} (max)		$T_{ravée}$ (max) (KN.m)	V_{max} (KN)	M_{appui} (max)		$T_{ravée}$ (max) (KN.m)
inter	rive	inter			rive		
Type 1	-16.05	-3.16	20.99	22.19	-11.54	-2.29	15.25
Type 3	/	-1.99	13.3	13.3	/	-1.45	9.64

plancher étage courant 10 :

$$q_u = 6.35 \text{ KN/m} ; q_s = 4.59 \text{ KN/m}$$

Tableau III.6 : Sollicitation du plancher de l'étage courant10.

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{\text{appui (max)}}$		$T_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$	$V_{\text{max}} \text{ (KN)}$	$M_{\text{appui (max)}}$		$T_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$
inter	rive	inter			rive		
Type 2	-13.28	-3.54	17.41	14.87	-9.53	-2.56	12.63
Type 3	/	-1.91	12.7	12.7	/	-1.38	9.19

Plancher terrasse inaccessible :

$$q_u = 7.02 \text{ KN/m} ; q_s = 5.13 \text{ KN/m}$$

Tableau III.7 : Sollicitation du plancher de terrasse inaccessible.

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{\text{appui (max)}}$		$T_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$	$V_{\text{max}} \text{ (KN)}$	$M_{\text{appui (max)}}$		$T_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$
inter	rive	inter			rive		
Type 2	-14.09	-3.92	19.53	21.74	-10.24	-2.86	14.29
Type 3	/	-2.11	14.01	14.01	/	-1.54	10.26

Ferraillage des poutrelles :

On procède à un exemple de calcul. Soit l'exemple de calcul des poutrelles de type 1 du plancher de la galerie commerciale. On utilise les sollicitations maximales pour la détermination du ferraillage.

Le plancher la galerie commerciale

a. Type 01

✓ Sollicitations maximales

• **A l'ELU**

$$M_{\text{Travée}}^{\text{max}} = 30.52 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{\text{a rive}}^{\text{max}} = -6.45 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{\text{a inter}}^{\text{max}} = -27.18 \text{ KN.m} ;$$

$$V^{\text{max}} = 34.07 \text{ KN.}$$

• **A l'ELS**

$$M_{\text{Travée}}^{\text{max}} = 21.6 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{\text{a rive}}^{\text{max}} = -4.55 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{\text{a inter}}^{\text{max}} = -18,95 \text{ KN.m} .$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b=65\text{cm}, b_0=10\text{cm}, h_0=5\text{cm}, h=25\text{cm}, d=23\text{cm}, \text{FPN}$$

Ferraillage en travée :

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

$$M_{Tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_{Tu} = 0.095 \text{ MPa}$$

$M_{Tu} > M_u \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire $b \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{30.52 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.0625$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0809$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.222 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{\max}^t}{z \times f_{st}} = \frac{30.52 \times 10^{-3}}{348 \times 0.222} = 3.95 \text{ cm}^2$$

Soit : 3T14 = 4.62 cm²

Appuis intermédiaires :

Au niveau de l'appui la table est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance \Rightarrow La section étudiée $b_0 \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.18 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.362$$

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

$$\alpha = 0.595$$

$$z = 0.175 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{\max}^a}{z \times f_{st}} = \frac{27.18 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 4.46 \text{ cm}^2$$

Soit 3T14 = 4.62 cm²

Appuis de rive : $M_a = 6.45 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0.086$$

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

$$\alpha = 0.113$$

$$z = 0.220 \text{ m}$$

$$A = 0.84 \text{ cm}^2$$

Soit $A = 1\text{T}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

Verification al'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

En travée : $A_t = 4.62\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 1.8 \text{ cm}^2$

En appui : $A_a = 1.13\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 0.28 \text{ cm}^2$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{34.07 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.23} = 1.48 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 1.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- Ferrailage transversal :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi, \frac{b_0}{10}\right) = 7.14 \text{ mm}$$

On adopte un épingle avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$

L'espacement :

1) $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 20.7 \text{ cm}$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{tj} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \text{ (CBA)} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

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

$f'_{tj} = \min(f_{tj}; 3.3 \text{ Mpa})$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{10(1.48 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 21.46 \text{ cm}$$

$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$ On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS

Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

-En travée : $M_t^{\max} = 21.6 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre

$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$

$$H = 0.65 \times \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 4.62 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05) \Rightarrow H = -4.35 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T)

Position de l'axe neutre y :

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

$$5 \times y^2 + [15 \times 4.62] \times y + [(65 - 10) \times 2.5^2 + 15 \times 23 \times 4.62] = 0$$

$$5y^2 + 69.3y + 1937.65 = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 6\text{cm}$$

Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.45^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{5^3}{12} + (65 - 10) \times 5 \times \left(4.45 - \frac{5}{2}\right)^2 + 15 \times 4.62 \times (23 - 4.45)^2 \Rightarrow I = 24708\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{21.6 \times 10^{-3}}{24708 \times 10^{-8}} \times 0.06 \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.25\text{MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié (BAEL E.III.2)

-En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 18.95\text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 4.62 \times y - 15 \times 4.62 \times 23 = 0$$

$$5y^2 + 69.3y - 1593.9 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 6.02\text{cm}$

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

$$I = \frac{10}{3} \times (6.02)^3 + 15 \times 4.62 \times (23 - 6.02)^2 \Rightarrow I = 24708\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{18.95 \times 10^{-3}}{24708 \times 10^{-8}} \times 0.0602 = 4.62\text{MPa} \quad (\text{CBA Art A.5.3.3})$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$ C'est vérifié.

Etat limite de déformation :

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

Evaluation de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{25}{585} = 0.043 < \frac{1}{16} \Rightarrow$ non vérifier donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{1}{1000}\right) + 0.005 = \frac{585}{1000} + 0.005 = 0.59 \text{cm}$$

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

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée :**

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

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

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

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

• **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre : $y = 6 \text{ cm}$.

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{25^2}{2} + (65 - 10) \frac{5^2}{2} + 15 \times (4.62 \times 23 + 0)}{10 \times 25 + (65 - 10) 5 + 15(4.62 + 0)}$$

$\Rightarrow y_G = 9.1 \text{cm}$

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$\Rightarrow I_0 = 41852 \text{m}^4$ (I_0 est le moment d'inertie de la section totale)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow \rho = \frac{4.62}{10 \times 23} \Rightarrow \rho = 0.02$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \dots \dots \dots \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \dots \dots \dots \quad \text{Déformation différée.}$$

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

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

Contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

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

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

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 3.56 = 2.314 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.91 = 3.84 \text{ N / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.91 + 5) \Rightarrow q_{pser} = 7.09 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.314 \times 5.85^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 7.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.84 \times 5.85^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 12.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{7.09 \times 5.85^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 22.75 \text{ KN.m}$$

$$y = 6 \text{ cm}; I_0 = 70047 \text{ cm}^4 ; I = 24708 \text{ cm}^4 ; A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.02} \Rightarrow \lambda_i = 2.13$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.245 \Rightarrow \lambda_v = 0.85$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{7.42 \times (0.23 - 0.06) \times 10^{-3}}{24705 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 57.31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{12.32 \times 10^{-3} \times (0.23 - 0.06)}{24705 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 95.26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{22.75 \times 10^{-3} \times (0.23 - 0.06)}{24705 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 172.67 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.02 \times 57.31 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.452$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.02 \times 95.26 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.623$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.02 \times 172.67 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.77$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 41852}{1 + (2.13 \times 0.452)} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 23494 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 41852}{1 + (2.13 \times 0.623)} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 19814 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{iP}} = \frac{1.1 \times 41852}{1 + (2.13 \times 0.77)} \Rightarrow I_{f_{iP}} = 17471 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 41852}{1 + (0.85 \times 0.623)} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 30102 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{7.42 \times 10^{-3} \times 5.85^2}{10 \times 32164.2 \times 23494 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00249 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{12.32 \times 10^{-3} \times 5.85^2}{10 \times 32164.2 \times 19814 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00492 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{22.75 \times 10^{-3} \times 5.85^2}{10 \times 32164.2 \times 17471 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.01011 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{22.75 \times 10^{-3} \times 5.85^2}{10 \times 10721.4 \times 30102 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.00971 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.00971 - 0.00249 + 0.0101 - 0.00492 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0124 \text{ m}$$

$$\Delta f = 1.24 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.59 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

La flèche n'est pas vérifiée largement on va mettre la dalle pleine.

**III.4. Récapitulation de ferrailage des poutrelles des différents niveaux :
plancher RDC et étage courant**

$$M_{Travée}^{max} = 20.99 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{arive}^{max} = -3.16 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{a\ inter}^{max} = -16.03 \text{ KN.m} ;$$

Tableau III.8 : Ferrailage du plancher étage courant et RDC.

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	A	Z (m)	A(cm ²)	Choix de Section(cm ²)	A_2^{Min} (cm)	A(cm ²)	Nombre de barres
01	Travée	0,043	0,055	0,225	2,68	2HA12+1HA10=3,05	1,81	0.57	1
	App rive	0,042	0,054	0,225	0,403	1HA10=0,79	0,278		
	App int	0,213	0,303	0,202	2,28	1HA12+1HA14=2,67	0,278		
02	Travée	0,027	0,035	0,23	1,69	3HA10=2,36	1,81		
	App rive	0,026	0,034	0,23	0,25	1HA8=0,5	0,28		
	App int	/	/	/	/	/	/		

Plancher de terrasse inaccessible :

$$M_{Travée}^{max} = 19.53 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{arive}^{max} = -3.92 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\ inter}^{max} = -14.09 \text{ KN.m ;}$$

Tableau III.9 : Ferrailage du plancher terrasse inaccessible.

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	A	Z (m)	A(cm ²)	Choix de Section (cm ²)	A ^{Min} (cm ₂)	A(cm ²)	Nombrede barres
1	Travée	0,039	0,05	0,216	2.37	3HA12=3.39	1,73	0.57	1
	App rive	0,052	0,066	0,214	0,48	1HA8=0,5	0,27		
	App int	0,194	0,272	0,196	1,95	2HA12=2,26	0,27		
2	Travée	0,204	0,29	0,195	2.07	3HA10=2,36	0.27		
3	App rive	0,031	0,039	0,217	0,28	1HA8=0,5	0,27		
	App int	/	/	/	/	/	/		

Plancher étage courant10 :

$$M_{Travée}^{max} = 17.41 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{arive}^{max} = -3.54 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\ inter}^{max} = -13.28 \text{ KN.m ;}$$

Tableau III.10 : Ferrailage de plancher l'étage courant 10.

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	A	Z (m)	A(cm ²)	Choix de Section (cm ²)	A ^{Min} (cm ₂)	A(cm ²)	Nombrede barres
01	Travée	0,0316	0,0402	0,216	1.87	3HA10=2.36	1,73	0.57	2
	App rive	0,057	0,074	0,213	0,53	1HA10=0,79	0,27		
	App int	0,206	0,291	0,194	2,08	2HA12=2,26	0,27		
02	Travée	0,0285	0,04	0,22	1,68	3HA10=2,36	1.73	0.57	2
	App rive	0,028	0,035	0,22	0,25	1HA8=0,5	0,27		
	App int	/	/	/	/	/	/		

Plancher de la galerie commerciale

$$M_{Travée}^{max} = 30.52 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{arive}^{max} = -6.45 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\ inter}^{max} = -27.18 \text{ KN.m ;}$$

Tableau III.11 : Ferrailage du plancher galerie commerciale.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	A	Z (m)	A(cm ²)	Choix de Section (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A(cm ²)	Nombre de barres
01	Travée	0,063	0,081	0,223	3.95	3HA14=4,62	1,81	0.57	2
	App rive	0,086	0,113	0,22	0,95	1HA12=1,13	0,28		
	App int	0,363	0,595	0,175	4.46	3HA14=4,62	0,28		
03	Travée	0,041	0,053	0,225	2,57	3HA12=3,39	1.81		
	App rive	0,04	0,05	0,23	0,25	1HA8=0,5	0,28		
	App int	/	/	/	/	/	/		

-Vérifications des contraintes à E.L.S :

- **Etat limite de compression de béton**

Tableau III.12 : Vérification des états limites de compression du béton.

Plancher	En travée				En appui				Observa
	M _t	y (cm)	I(cm ⁴)	σ (Mpa)	M _t (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ (Mpa)	
Rdc , Etage courant	15.25	5.98	17868	5,1	11.54	9.58	26505.71	4.17	Vérifier
terrasse inaccessible	14.29	5.14	17397	4.22	10.24	4.3	12343	3.56	Vérifier
Etage 10	12.63	4.38	12811	4.31	9.53	4.3	12343	3.32	Vérifier
Galerie commercial	21.6	6	24708	4.62	18.95	6.02	24708	4.62	Vérifier

III.5.Vérification de la flèche des différents niveaux :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa} ; E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \text{ MPa}$$

Les résultants de calcul sont résumés dans le tableau (tab3.8) suivant :

Tableau III.13:Vérification de la flèche des poutrelles.

Etage	Ter- inaccessible			Etage courant			Etage 10			Gal- commerciale		
	q _{jser}	q _{gser}	q _{pser}	q _{jser}	q _{gser}	q _{pser}	q _{jser}	q _{gser}	q _{pser}	q _{jser}	q _{gser}	q _{pser}
q_{ser}(KN/ml)	2.15	4.49	4.82	2.31	3.84	4.82	2.14	3.62	4.6	2.31	3.84	7.09
M_{ser}(KN/ml)	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}
	7.42	12.32	10.84	7.42	12.32	15.45	4.47	7.56	9.61	7.42	12.32	22.75
A (cm²)	3.39			3.05			2.36			4.62		
L (m)	5.45			5.85			5.45			5.85		
Δf (cm)	1.09			1			1.175			1.24		
f_{adm}(cm)	0.545			0.59			0.545			0.59		
Obs	N'est pas vérifiée											

Vues les résultats donnée par la vérification de la flèche on constate que le ferrailage adopté précédemment ne suffi pas ce qui nous oblige d'augmenté la section de ferrailage en travée dans tous les étage et d'augmenter la hauteur de corps creux :

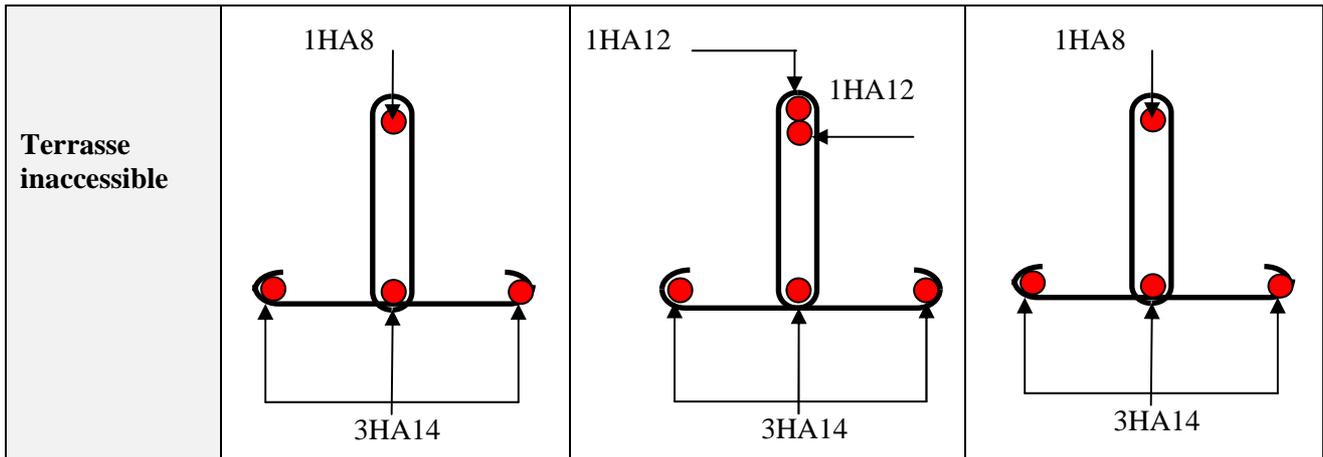
La terrasse inaccessible: $3HA14 = 4.36 \text{ cm}^2, (25+5)$
 étage courant et rdc : $3HA14 = 4.36 \text{ cm}^2, (25+5)$
 étage de service : $3HA14 = 4.36 \text{ cm}^2, (25+5)$
 galerie commerciale (on va faire l'étage en dalle pleine)

III.6. Calcul de nouvelle flèche :

La terrasse inaccessible : $\Delta f \text{ (cm)} = 0.496 \text{ cm} \leq 0.545 \text{ cm}$
 Etage courant et rdc: $\Delta f \text{ (cm)} = 0.564 \text{ cm} \leq 0.59 \text{ cm}$
 Etage 10 : $\Delta f \text{ (cm)} = 0.416 \text{ cm} \leq 0.545 \text{ cm}$
 Galerie commerciale : $\Delta f \text{ (cm)} = 0.827 \text{ cm} \geq 0.59 \text{ pas vérifié}$ } **⇒La flèche est vérifiée**

Tableau.III.14: Le schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant et RDC	<p>1HA10</p> <p>3HA14</p>	<p>1HA14</p> <p>1HA12</p> <p>3HA14</p>	<p>1HA10</p> <p>3HA14</p>
Etage 10	<p>1HA10</p> <p>3HA14</p>	<p>1HA12</p> <p>1HA12</p> <p>3HA14</p>	<p>1HA10</p> <p>3HA14</p>



III.7. Ferrailage de la dalle de compression :

Armatures perpendiculaires à la nervure

Selon le CBA93 (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1,106 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

Espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures parallèles à la nervure

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{\parallel} = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

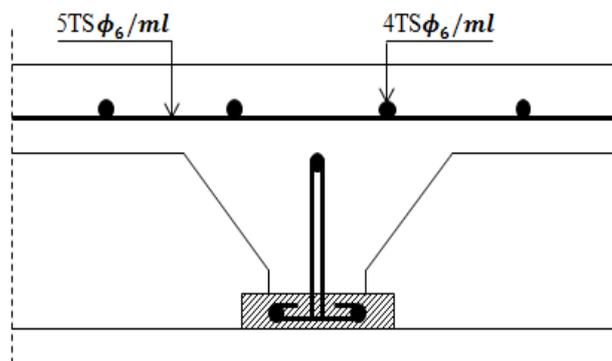


Figure III.8: Schémade ferrailage de la dalle de compression.

III.8. Etude des dalles pleines :

dalle pleine sur quatre appuis :

III.8.1.Type 1 :(plancher de la galerie commerciale) :

L_x : la plus petite dimension du panneau

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$l_x = 5,55\text{m};$$

$$l_y = 5,7 \text{ m};$$

-Calcul l'épaisseur de la dalle:

Pour une dalle reposant sur quatre appuis :

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$12.33 \leq e \leq 13.77$$

On opte $e=16\text{cm}$.

Calcul des sollicitations :

1. Evaluation des charges :

Tableau III.15 : Évaluation des charges de la dalle pleine.

Élément	épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Enduit en ciment	0.01	18	0, 18
Dalle pleine	0.16	25	4
			$G_{dp}=5.34 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5.34 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : P_u = 1.35G + 1.5Q = 14.709 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS} : P_s = G + Q = 10.34 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{555}{570} = 0.97 \Rightarrow \rho > 0.4$$

$$\rho = 0,97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0392 \\ \mu_y = 0,9322 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0392 \times 14.709 \times (5,55)^2 = 17.76 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0,9322 \times 17.76 = 16.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-En travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 17,76 = 15,09 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 16,56 = 14,07 \text{KN.m} \end{cases}$$

-En appui :

$$\begin{aligned} M_x^a &= M_y^a = -0,5 \times M_{ox} = -8,88 \text{KN.m} \\ M_x^a &= M_y^a = -0,5 \times M_{oy} = -8,88 \text{KN.m} \end{aligned}$$

III.8.1.1. Ferrailage :

Le calcul fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,16) \text{ m}^2$.

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{16}{10} (1,6 \text{cm})$$

En travée

- Sens xx :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{15,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,054 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,069 \quad z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow z = 0,136 \text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{15,09 \times 10^{-3}}{348 \times 0,136} \Rightarrow A = 3,19 \text{cm}^2$$

- Sens yy :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{14,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,051 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0,392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,065 ; z = 0,136 \text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{14,07 \times 10^{-3}}{348 \times 0,136} \Rightarrow A = 2,97 \text{cm}^2$$

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{8,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,032 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0,392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,041 ; z = 0,138 \text{m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{8,88 \times 10^{-3}}{348 \times 0,138} \Rightarrow A = 1,85 \text{cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0,4$; avec : $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

- Sens xx :

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,97}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,3 \text{cm}^2$$

- Sens y-y :

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,28 \text{cm}^2$$

Tableau III.16 : Résultats de ferrailage de la dalle pleine (galerie commerciale).

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_a^{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	A_a^{adop} (cm ²)
Sens xx	15.09	8.88	3.19	1.85	1.3	1.28	5T10=3.93	5T10=3.93
Sens yy	14.07	8.88	2.97	1.85	1.28	1.28	5T10=3.93	5T10=3.93

Espacement des armatures (travée et appui) :

$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ On opte: $S_t=20\text{cm}$ pour les deux sens.

III.8.1.2.Vérification à l'ELU :

Cisaillement :

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{14.709 \times 5.7}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.97}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 28.23 \text{ KN} \quad *$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{28.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} \Rightarrow \tau_U = 0.202 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.8.1.3.Vérification à l'ELS :

$$P_s = G + Q = 10.34 \text{ KN} / \text{m}^2;$$

$$\nu = 0.2, \rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0465 \\ \mu_y = 0,9543 \end{cases} \dots \dots \dots (\text{AnnexeII})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x q_s L_x^2 = 14.81 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 14.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées :

$$\begin{cases} M_{x \text{ ser}}^t = 0,85 \times M_{ox} = 12.59 \text{ KN.m} \\ M_{y \text{ ser}}^t = 0,85 \times M_{oy} = 12.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$M_{a \text{ ser}}^x = M_{a \text{ ser}}^y = -0,5 M_x = -7.41 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Tableau III.17: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.

Localisation	Sens	M (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MP a)	Remarque
En travée	x-x	12.59	3,93	4,72	13839	4.29	15	Vérifiée
	y-y	12.01	3,93	3.52	7928.3	5.33	15	Vérifiée
En appui	x-x	-7.41	3.93	3.89	9628	3.99	15	Vérifiée
	y-y	-7.41	3.93	3,52	7928.3	4.13	15	Vérifiée

Etat limite de déformation :

III.8.1.4.Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

• **Sens xx**

$$\frac{h}{L_x} = \frac{14}{555} = 0,025 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Ce n'est pas vérifié.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Les mêmes calculs que pour la vérification des poutrelles seront menés pour celle des dalles pleines sur quatre (04) appuis, les résultats selon les deux sens ((x-x) et (y-y)) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.18 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.

Sens		(x-x)	(y-y)
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	4	4
	q_{gser} (KN/m)	5.34	5.34
	q_{pser} (KN/m)	10.34	10.34
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	4.87	4,64
	M_{gser} (KN.m)	6.5	6.2
	M_{pser} (KN.m)	12.59	12.01
I_0 (cm ⁴)		36255.5	36255.5
ρ		0,0028	0,0028
λ_i		7.48	7.48
λ_v		2.99	2.99
σ_{sj} (MPa)		96.6	92.18
σ_{sg} (MPa)		128.96	123.06
σ_{sp} (MPa)		249.7	238.29
μ_j		0	0
μ_g		0	0
μ_p		0.25	0,23
$I_{f_{ij}}$ (m ⁴)		39881.09	39881.09
$I_{f_{ig}}$ (m ⁴)		39881.09	39881.09
$I_{f_{ip}}$ (m ⁴)		13874	14639.7
$I_{f_{vg}}$ (m ⁴)		39881.09	39881.09
f_{ji} (mm)		1.16	1.17
f_{gi} (mm)		1.55	1.56
f_{pi} (mm)		8.61	8.21
f_{gv} (mm)		4.64	4.67
Δf (mm)		10.54	10.16
f_{adm} (mm)		10,55	10.7
$\Delta f \leq f_{adm}$		vérifiée	Vérifiée

III.8.1.5 .Schéma de ferrailage :

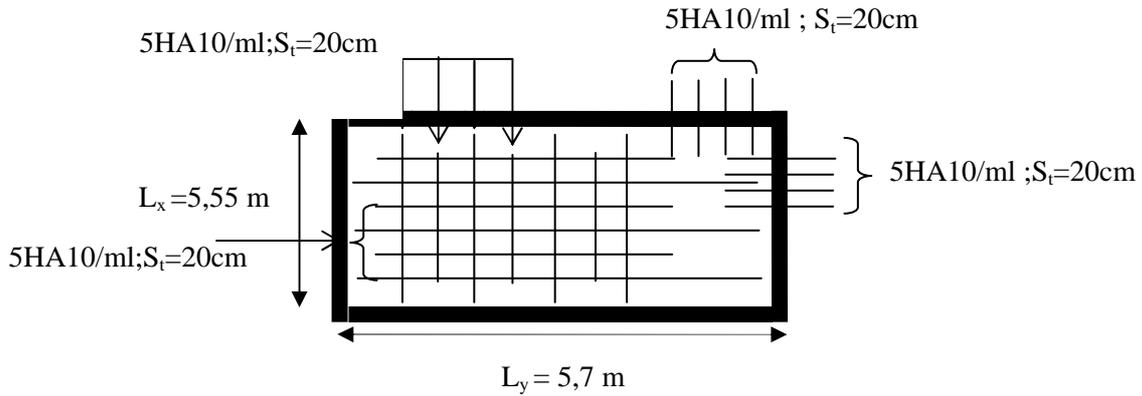


Figure III.10: Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis (étage commerciale).

-Dalle pleine sur 4 appuis :

III.8.2.Type2 :(autour de l'ascenseur) :

le calcul se fait sur 4 appui en prenant en considération l'ouverture de l'ascenseur.

▪ Evaluation des charges :

$e=16 \text{ cm} ; G=5.34 \text{ KN/m}^2. Q=1.5 \text{ KN/m}^2.$

5.55m

4.7m



Figure III.11: dalle pleine(ascenseur)

$P_U = 1.35 * 5.34 + 1.5 * 1.5 = 9.46 \text{ KN/m}$

$P_U = 9.46 \text{ KN/m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.7}{5.55} = 0.85 > 0.4$

⇒ La dalle travaille suivant les deux sens.

Calcul à l'ELU : $\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_U = 10.57 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 9.16 \text{ KN.m} \end{cases}$

• Panneau de rive :

$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85(10.57) = 8.98 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_{oy} = 0.85(9.16) = 7.79 \text{ KN.m} \end{cases}$

$\begin{cases} M_x^a = 0.3 * M_{ox} = 0.3 * (10.57) = 3.17 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.3 M_{oy} = 0.3 * (9.16) = 2.75 \text{ KN.m} \end{cases}$

III.8.2.1.Ferraillage :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Ferraillage de la dalle pleine sur 4 appuis .

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _a ^{cal} (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _a ^{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ² /ml)	A _a ^{adop} (cm ² /ml)
Sens xx	8.98	5,27	1.65	1.1	1,38	1,28	4HA10=3.93	4HA10=3.93
Sens yy	7.79	4.58	1.28	0.85	1,38	1,28	4HA10=3.93	4HA10=3.93

Tableau III. 20 : Calcul des armatures en appui.

M ^a	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A calculé (cm ²)
3.17	0,1519	0,1315	5.55	5HA12 = 5.65

Espacement des armatures travée et en appui :

Armatures // L_x: S_t ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

Armatures // L_y: S_t ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm,

On opte: S_t=25cm pour les deux sens (appui et travée).

III.8.2.2. Vérification à l'ELU :

Cisaillement :

$$V_{\max} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{9.46 \times 5.55}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.97}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 17.68 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{17.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_U = 0.16 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.8.2.3.Vérification à l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,7}{5,55} = 0,85 \Rightarrow \rho > 0,4 \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0506 \times 6.84 \times 5.55^2 = 8.7 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6864 \times 8.7 = 6.78 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.75 M_x = 0.75 \times 8.7 = 6.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.75 \times 6.78 = 5.08 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = -0.5M_x = -0.5 \times 8.7 = -4.35 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Tableau III.21 : vérification des contraintes.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Appuis	-4.35	7928.3	3.52	1.93	15
Travées (x)	6.53	7928.3	3.52	2.89	15
Travées (y)	5.08	7928.3	3.52	2.26	15

III.8.2.4. la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{470} = 0.058 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens.

Suivant les mêmes procédures que précédemment on trouve les résultats suivants :

Sens x-x : $\Delta f = 0,199\text{cm} < f_{adm} = 0,94\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifier

Sens y-y : $\Delta f = 0,206\text{cm} < f_{adm} = 1,077\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifier

III.8.2.5. Schéma de ferrailage :

On renforce le ferrailage autour de l'ascenseur :

Selon xx : $2.01 + 1.7 \times 2.01 = 5.43\text{cm}^2/\text{ml}$.

Selon yy : $2.01 + 2.2 \times 2.01 = 6.43\text{cm}^2/\text{ml}$

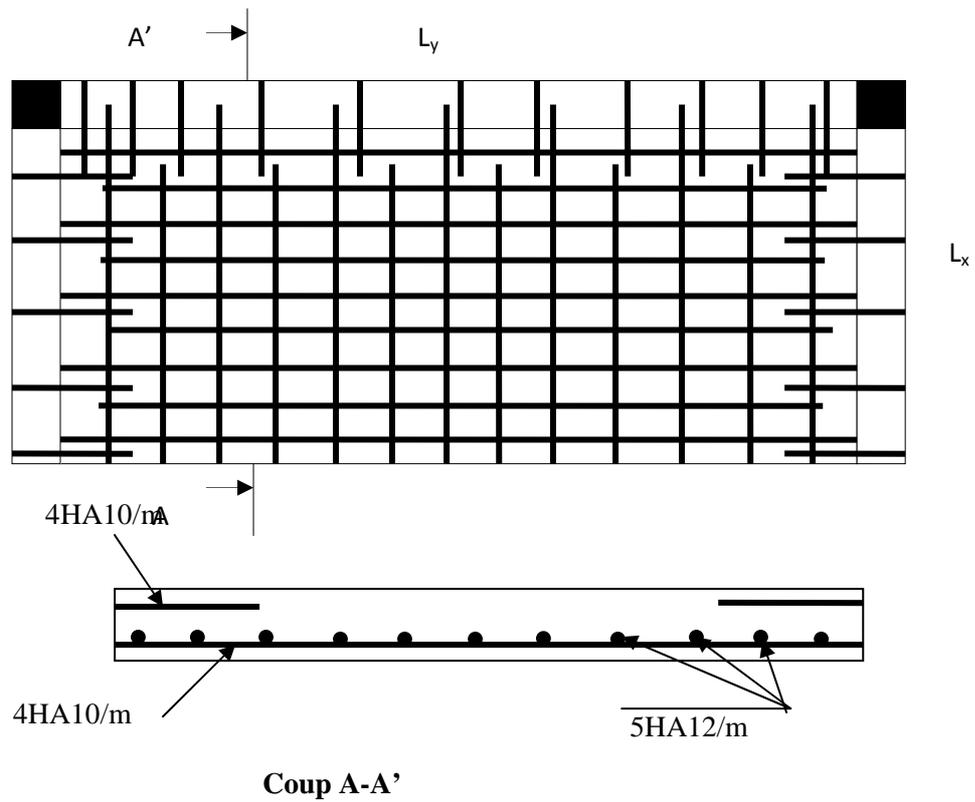


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine autour de l'ascenseur.

III.8.3. Dalle sur trois appuis :

III.8.3.1. Type 1 : (Hall commun)

$$G = 4.34 \text{KN/m}$$

$$Q = 2.5 \text{KN/m}$$

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

$$l_x = 1.45 \text{ m}$$

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

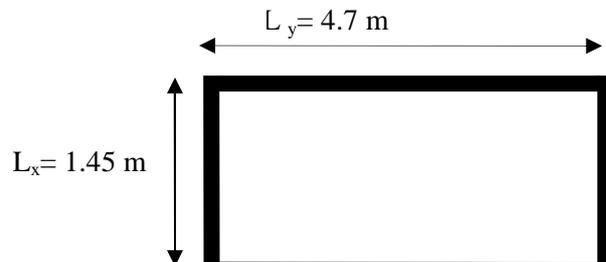


Figure III.13 : dalle sur trois appuis.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.45}{4.7} = 0.31 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

- Calcul du chargement :

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times 4.34 + 1.5 \times 2.5 = 9.61 \text{KN/ml.} \\ P_s = 4.34 + 2.5 = 6.84 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

Les sollicitations :

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2}$$

$$V_u = P_u \times l$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} ; M_U = \frac{9.61 \times 1,45^2}{2} = 10.1 \text{KN.m.}$$

$$V_u = 9.6 \times 1.45 = 13.93 \text{KN.m.}$$

$$M_s = \frac{6.84 \times 1.45^2}{2} = 7.19 \text{KN.m}$$

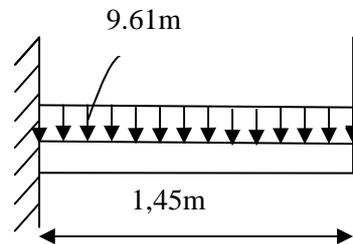


Figure III.14 :schéma statique de la dalle (type2).

III.8.3.1.1.Ferraillage :

Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 12 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$, $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{\text{calculé}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$	$S_t (\text{cm})$
10.1	0,071	0,093	0,096	3.02	4T10=3.14	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

Armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

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

On opte pour : $S_t = 25 \text{cm}$

III.8.3.1.2.Vérification a l'ELU :

l'effort tranchant :

Il faut vérifier que $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{13.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0.139 \text{MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{MPa. condition vérifiée.}$$

condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.2 \text{cm}^2.$$

$1,2 < 3,14$ c'est vérifiée.

III.8.3.1.3.Vérification a l'ELS :

la contrainte dans le béton :

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} = \frac{6.84 \times 1.45^2}{2} = 7.19 KN.m$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.1 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.91 cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.000362446 m^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.97 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

III.8.3.1.4.Vérification la flèche :

$$1. \frac{h_i}{l} = \frac{0.12}{1.45} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.00316 \leq \frac{2.4}{f_c} = 0.006$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

III.8.3.1.5.Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis (hall commun):

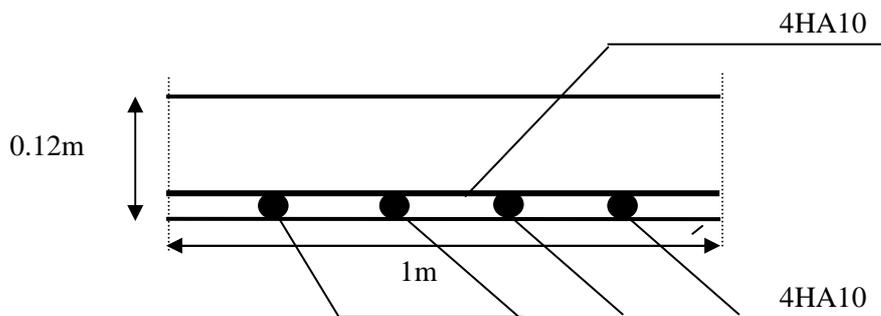


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

III.8.3.2.Type2 Dalle sur 3 appuis(Logia) :

$$l_x = 1.65m .$$

$$l_y = 4.7m$$

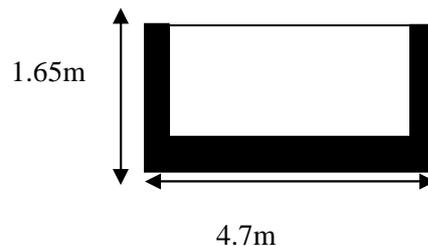


Figure III.16: Dalle sur trois appuis(type 2)

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{4.7} = 0.36 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

Evaluation des charges :

$$G = 4.34 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 7.84 \text{ KN/m}^2.$$

Les sollicitations :

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2}$$

$$V_u = P_u \times l$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2}$$

$$M_U = \frac{11.1 \times 1.65^2}{2} = 15.11 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 11.1 \times 1.65 = 18.32 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = \frac{7.84 \times 1.65^2}{2} = 10.67 \text{ KN.m}$$

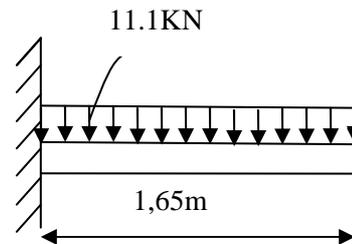


Figure III.17 :schéma statique de la dalle (type2).

III.8.3.2.1 .Ferrailage :

Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm} , h = 12 \text{ cm} , d = 10 \text{ cm}, f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
15.11	0,107	0,141	0,09	4.6	5T12=5.65	20

$$A' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées).}$$

Armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$$

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

$$\text{On opte pour : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Vérification :

III.8.3.2.2. Verifications a l'ELU :

l'effort tranchant :

$$\text{Il faut vérifier que } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}.$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{18,32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,183 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,1 \times \frac{2,1}{400} = 1,2 \text{ cm}^2.$$

1,2 < 5,65 c'est vérifiée.

III.8.3.2.3. Verification a l'ELS :

la contrainte dans le béton :

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} = \frac{7,84 \times 1,65^2}{2} = 10,67 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3,14 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3,14 \times 10^{-4} \times 0,1 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,91 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0,000362446 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

III.8.3.2.4. La flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{1,65} = 0,073 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,0056 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

III.8.3.2.5. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis (Logia) :

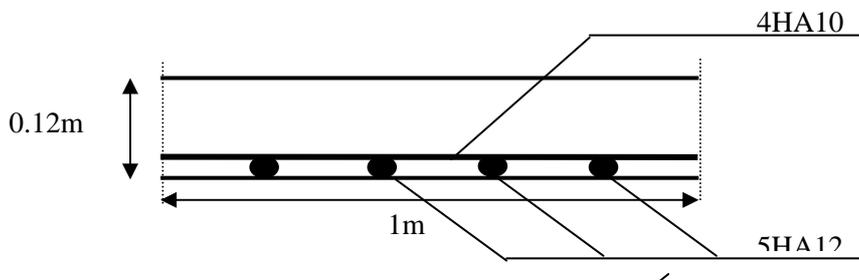


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

III.8.4.Dalle sur deux appuis (balcon) :

$$G = 4,34\text{KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 ; e=12\text{cm}$$

$$\rho = \frac{130}{240} = 0.54$$

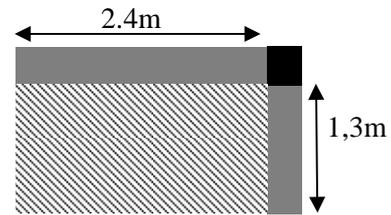


Figure III.19 : Balcon sur deux appuis

donc la dalle travaille selon les deux sens

Calcul du chargement :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 4.34 + 1.5 \times 3.5 = 11.11 \text{KN/ml.} \\ q_s = 4.34 + 3.5 = 7.84 \text{KN/ml.} \end{array} \right.$$

Calcul de M_{x0} et M_{y0} :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0908 \times 11.11 \times 1.4^2 = 1.98 \text{KN/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.25 \times 1.98 = 0.5 \text{KN/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.405 \times 1.46 = 0.59 \text{KN/ml} \end{array} \right.$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- **En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 1.24 \text{KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 0.5 \text{KN.m} \\ M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 1.68 \text{KN.m} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 0.43 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

- **En appuis :**

$$M_u^x = M_u^y = -0.5 M_{0u} = -0.99 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser} = -0.73 \text{KN.m}$$

III.8.4.1.Ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

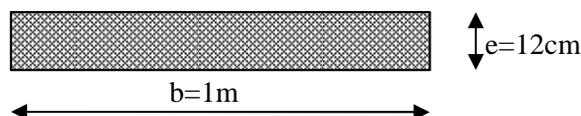


Figure III.20 : Section de la dalle pleine a ferrailé

Le tableau 3.8 résume le calcul des armatures en travées et en appuis :

Tableau III.22 : Calcul du ferrailage de la dalle du balcon.

En travée				
Sens x	$A_{cal} (cm^2/m_l)$	$A_{min} (cm^2/m_l)$	$A_{opt}(cm^2/m_l)$	$S_t (cm)$
	0.49	1.18	$4HA8 = 2.01cm^2$	25
Sens y	0.12	0.96	$4HA8 = 2.01cm^2$	25
En appuis				
Sens x, sens y	0.29	1.18	$4HA8 = 2.01cm^2$	25

$$\text{Avec } A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e$$

$$A_{y_{min}} = 0.0008 \times b \times e$$

III.8.4.2. Verifications a l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{11.11 \times 1.4}{3} = 5.19 KN$$

$$V_u^y = \frac{P \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6.12 KN$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0612 MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa \text{ pas d'armature transversale}$$

- Vérification des espacements :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 25cm \leq \min(3e, 33cm) = 33cm \text{ vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 25cm \leq \min(4e, 45cm) = 45cm \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{array} \right.$$

- Vérification des A_t vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } A_t \geq \frac{\rho \times V}{f_e}$$

$$\text{Et on a : } A_t = 2.01 cm^2. \quad \text{et } V_{max} = 6.12 KN. \Rightarrow 2.01 > 0.18 cm^2.$$

III.8.4.3. Verifications a l'ELS :

- Vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau III.23 : Vérification des contraintes.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	- 0.99	8930.7	4.59	0.38	15
Travées (x)	1.24	5854.8	3.65	0.77	15
Travées (y)	0.5	5854.8	3.65	0.31	15

III.8.4.4. Schéma de ferrailage :

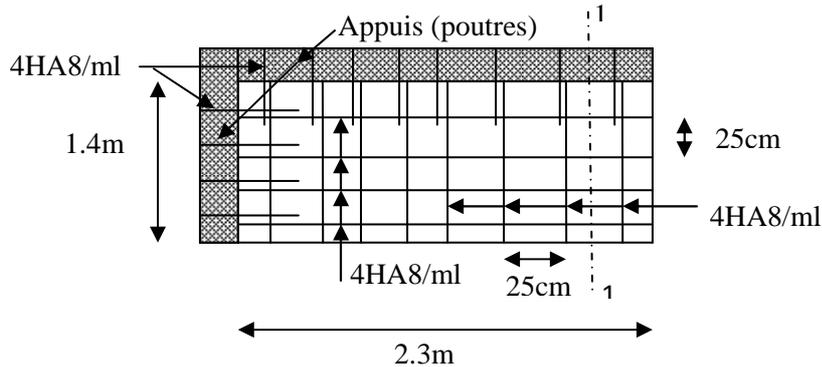


Figure III.21 :schéma de ferrailage de balcon(la dalle)

III.9. Etude des escaliers :

III.9.1. définition : sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

III.9.2. Terminologie

e :(Epaisseur d'escalier)

L_0 :(Longueur projeter de la paillasse)

g :(Giron)

h :(Hauteur de la contre marche)

α :(Inclinaison de la paillasse)

E :(Emmarchement)

$n-1$:nombre de marche

n :nombre de contre marche

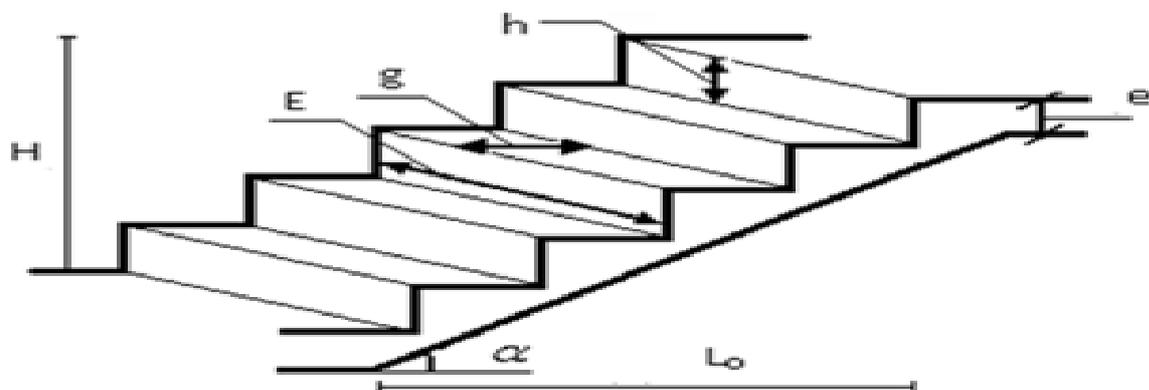


Figure III.22: Schéma terminologie d'escalier.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59m \leq 2h+g \leq 0.64m$$

III.9.3. Type d'escalier: On a un seul type d'escalier :

III.9.3.1. Escalier droit a quatre volées :

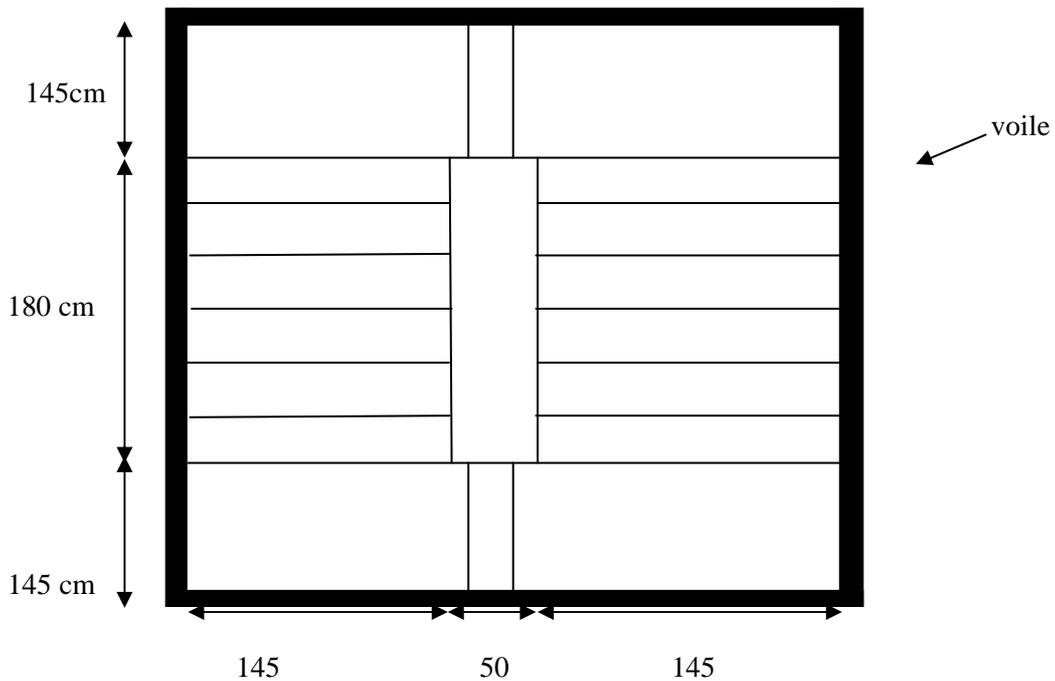


Figure III.23 : Vue en plan d'escalier de 4 volé .

-Exemple de calcul(escalier de RDC):

Volé 1et3 :

Dans le plan d'architecture

$$L_0 = 180 \text{ cm}$$

$$H = 119 \text{ cm}$$

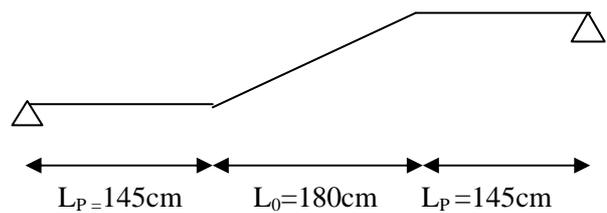


Figure III.24 : schéma statique de la volé 1et 3.

$$64n^2 - (64 + 2 \cdot H + L_0)n + 2 \cdot H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \cdot 119 + 180)n + 2 \cdot 119 = 0$$

Après la résolution on trouve: $n=7$

$$n-1=6$$

la hauteur de contre marche : $h = H \div n$ donc $h = 119 \div 7 = 17 \text{ cm}$

calcul du giron : $g = L_0 \div (n-1)$ donc $g = 180 \div 6 = 30 \text{ cm}$

volé 2et 4 :

dans le plan d'architecture :

$$L_0=30\text{cm}$$

$$H=34\text{cm}$$

$$64n^2-(64+2*H+L_0)n+2*H=0 \rightarrow 64n^2-(64+2*34+30)n+2*34=0$$

Après la résolution on trouve: $n=2$
 $n-1=1$

la hauteur de contre marche : $h= H \div n$ donc $h=34 \div 2 = 17\text{cm}$

calcul du giron : $g=L_0 \div (n-1)$ donc $g= 30 \div 1 = 30\text{cm}$

conclusion :nombre de marche total=14.

Epaisseur de la paillese

Volé 1et3 :

$$\alpha = \text{arc tg} \left(\frac{H}{L_0} \right) \Rightarrow \alpha = \text{arc tg} \left(\frac{1.19}{1.8} \right) \Rightarrow \alpha = 4.58^\circ$$

$$L_1 = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L_1 = \frac{1.8}{0.997} \Rightarrow L_1 = 1.81\text{m.}$$

A partir de la condition de la résistance :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

L :Longueur entre deux appuis totales réels.

$$L = 2 * L_p + L_1 \Rightarrow L = 2 \times 145 + 181 \Rightarrow L = 471\text{cm} = 4.71\text{m.}$$

Epaisseur de la paillese :

$$\frac{471}{30} \leq e \leq \frac{471}{35} \Rightarrow 15.7 \leq e \leq 23.55$$

On choisit $e=16\text{cm}$

Volé 2 et 4 :

$$\beta = \text{arc tg} \left(\frac{H}{L_0} \right) \Rightarrow \alpha = \text{arc tg} \left(\frac{34}{30} \right) \Rightarrow \alpha = 48.58^\circ$$

$$L_1 = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \rightarrow L_1 = \frac{1.8}{0.997} \rightarrow L_1 = 1.81\text{m.}$$

A partir de la condition de la résistance :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

L :Longueur entre deux appuis totales réels.

$$L=2*L_p+L_1 \Rightarrow L=2 \times 155 + 30 \Rightarrow L=360\text{cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{360}{30} \leq e \leq \frac{360}{20} \Rightarrow 12 \leq e \leq 18$$

On prend $e=16\text{cm}$.

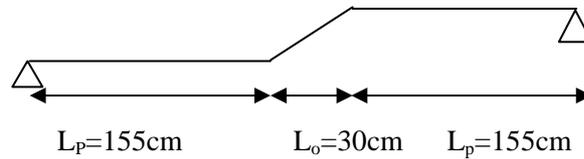


Figure III. 25: Schéma statique de la volée 2et 4

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant les poutres comme des appuis sur lesquels il se repose.

L'étude de cet élément secondaire consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux (RDM) ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

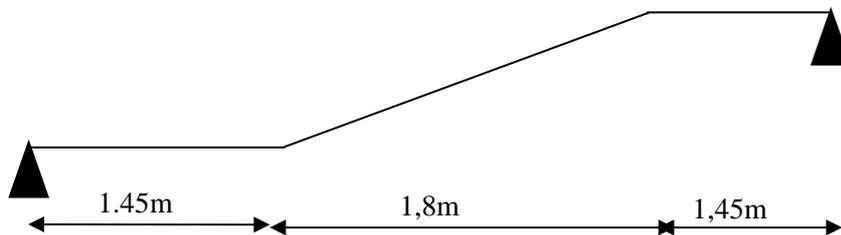


Figure III.26: schéma statique de l'escalier(volée1).

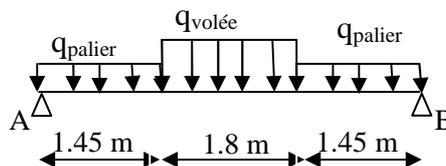


Figure III.27 :schéma de chargement.

$e = 16\text{cm}$. (épaisseur de la paillasse)

$G_v = 7.4 \text{ KN/m}^2$ (charge permanente sur la volée)

$G_p = 5.52 \text{ KN/m}^2$ (charge permanente sur le palier)

$Q_{v,p} = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (Charge d'exploitation)

Combinaison de charges

Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G_v + 1.5Q = 13.74 \text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G_v + Q = 9.9 \text{KN/m}$$

Pour le palier :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G_p + 1.5Q = 11.20 \text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G_p + Q = 8.02 \text{KN/m}$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11.2 * 1.45 + 13.74 * 1.8 + 11.2 * 1.45$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 57.2 \text{KN}.$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (11.2 * 1.45 * \frac{1.45}{2}) + (13.74 * 1.8)(\frac{1.80}{2} + 1.45)$$

$$+ (11.2 * 1.45) * (\frac{1.45}{2} + 1.8 + 1.45) = R_B(1.45 + 1.80 + 1.45)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{137.29}{4.7} = 28.6 \text{KN}$$

$$R_A = 57.2 - R_B$$

$$R_A = 28.6 \text{KN}$$

Calcul des sollicitations :

Effort tranchant :

✓ **0 ≤ x ≤ 1.45m**

$$T_Y(x) = 28.6 - 11.2 * x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 28.6 \text{KN} \\ T_Y(1.45) = 11.75 \text{KN} \end{cases}$$

✓ **1.45 ≤ x ≤ 3.25m**

$$T_Y(x) = 28.6 - 13.74 * (x - 1.45) - 11.2 * 1.45$$

$$T_Y(x) = -13.74 * x + 31.67$$

$$\begin{cases} T_Y(1.45) = 12.97 \text{KN} \\ T_Y(3.25) = -11.76 \text{KN} \end{cases}$$

✓ **3.25 ≤ x ≤ 4.70m**

$$T_Y(x) = 28.6 - 16.24 - 24.73 - 11.2 * (x - 3.25)$$

$$T_Y(x) = -11.2 * x + 23.42$$

$$\begin{cases} T_Y(3.25) = -12.98 \text{KN} \\ T_Y(4.70) = -29.22 \text{KN} \end{cases}$$

ELU :

Moment fléchissant

✓ $0 \leq x \leq 1,45m$

$$M(x) = 28.6x - 11.2 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -5,6x^2 + 27.99x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,45) = 28.82KN.m \end{cases}$$

✓ $1,45 \leq x \leq 3.25m$

$$M(x) = -6.87x^2 + 31.73x - 2.7$$

$$\begin{cases} M(1,45) = 28.86KN.m \\ M(3.25) = 27.86KN.m \end{cases}$$

✓ $3.25 \leq x \leq 4.70m$

$$M(x) = -5.6(x - 3.25)^2 - 12.98x + 69.88$$

$$\begin{cases} M(3.25) = 27.69KN.m \\ M(4.7) = -2.9KN.m \end{cases}$$

Le moment max à 'X₀' tel que

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 2.3m$$

$$M(2.3) = 33.94KN.m$$

$$M_{\max} = 33.94KN.m$$

Donc on a $\begin{cases} M^t = 0,85M_{\max} = 28.85KN.m \dots\dots\dots & \text{En travée.} \\ M^a = -0,4M_{\max} = -13.58KN.m \dots\dots\dots & \text{En appui.} \end{cases}$

Les escaliers sont considérés partiellement encastés donc $M^a + M^t = 1.25 KN.m$

III.9.1.Ferraillage des escaliers (volée1) :

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre ($1 \times e = (1 \times 0,16) m^2$) en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU ainsi que la vérification à l'ELS.

a) En travée

$$M^t = 28.85KN.m$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1.5} = 14,2MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.85 * 10^{-3}}{1 \times (0,14)^2 \times 14,2} = 0,104$$

$$\mu_{bu} = 0,104 < \mu_l = 0,392.$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\varepsilon_l < \varepsilon_s \leq 10\%$$

$$f_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = 0,137$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,132 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{d(1 - 0,4\alpha)f_{St}} = 6,27 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12 = 6,79 cm²

a) En appuis

$$M^a = 13,58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13,58 \cdot 10^{-3}}{1(0,14)^2 \cdot 14,2} = 0,049 < 0,186 \Rightarrow \text{pivotA}$$

$$\mu_{bu} = 0,049 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 0,063$$

$$Z = 0,136 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{13,58 \cdot 10^{-3}}{0,136 \cdot 348} = 2,86 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA10 = 3,14 cm²

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.24 : Calcul des armatures principales pour l'escalier (volé 1 et 3).

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cal} (cm^2)$	$A_{Adopte} (cm^2)$	Espacement
Travée	28.85	0.104	0.137	0.132	6.27	6HA12 = 6.79	16.67 cm
Appui	13.58	0,049	0,063	0,136	2.86	4HA10 = 3.14	25 cm

• **Armatures de répartition :**

- Selon l'article (E.8.2.41 du BAEL91) lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$A(\text{répartitio } n) \geq \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2, \text{ espace : } \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,14 \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ (Vérfiée).}$$

$$A_{\text{repartitio n}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ (Vérfiée).}$$

→ Condition vérifiée.

III.9.2.Verifications a l'ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{28.61 * 10^{-3}}{1 * 0,14} = 0,204 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,204 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U = 3,25 \dots\dots\dots \text{ (Vérfiée) .}$$

• **Vérification de l'espacement des armatures**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

✓ Les armatures principales : $(3h; 33 \text{ cm}) = (48; 33) = 33 \text{ cm}$

✓ Les armatures secondaires : $(4h; 33 \text{ cm}) = (64; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

⇒ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions.

L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

D'après le BAEL91 / article 5. 13. 2 on a deux types :

➤ **L'influence sur le béton**

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 0,14 = 0,126$$

$$0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 0,267 \times 0,126 \times 1 \times 25 = 0,8694 \text{ MN}$$

$$V_{\max} = 0,02861 \text{ MN} \leq 0,8694 \text{ MN} \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée.

➤ **L'influence sur les armatures longitudinales**

$$A_l = A_{\text{Sup}} + A_{\text{Inf}} = 6.79 + 3.14 = 9.93 \text{ cm}^2$$

On vérifie que : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\max}^a = \frac{1,15}{400} 28.61 \times 10^{-3} = 0.823 \text{ cm}^2$

$$A_l = 9.93 \text{ cm}^2 \geq 1,162 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

III.9. 3.Verifications a l'ELS :

Etat limite d'ouverture de fissures :

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

Etat limite de compression du béton :

On a une fissuration peu nuisible, donc on doit vérifier la contrainte du béton comprimé

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa.}$$

$$Y = 4.41 \text{cm. } I = 12200 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{21.56 * 10^{-3}}{12200 * 10^{-8}} * 4.41 * 10^{-2} = 7.79 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa.} \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appui :

$$Y = 3.19 \text{cm. } I = 6590 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.14 * 10^{-3}}{6590 * 10^{-8}} * 3.19 * 10^{-2} = 4.91 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa.} \dots \text{condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation :

III.9.4. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.032 \leq 0.0625 \dots \dots \dots (\text{non vérifiée})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.032 < 0.085 \dots \dots \dots (\text{non vérifiée})$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00485 < 0.0105 \dots \dots \dots (\text{vérifiée})$$

Les relations (1) et (2) n'est pas vérifiées ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

$$y = 4.41 \text{cm; } I = 1222.58 \text{ cm}^4;$$

$$I_0 = 21699,99 \text{cm}^4; \rho = 0,0485; \lambda_i = 4.33; \lambda_v = 1.73$$

$$E_i = 32456.59 \text{Mpa, } E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.87 \text{Mpa}$$

Tableau III.25 : Calcul des charges de l'escalier.

	Volée	Palier
q_{jser} (KN/ml)	4	4.01
q_{gser} (KN/ml)	7.4	5.52
q_{pser} (KN/ml)	9.9	8.02

$b = 1\text{ m} ; h = 0,16\text{ m} ; a' = 1,45\text{ m} ; b' = 1,8\text{ m} ; e' = 1,45\text{ m} ; c = 0,02\text{ m} ; A = 6,79\text{ cm}^2$

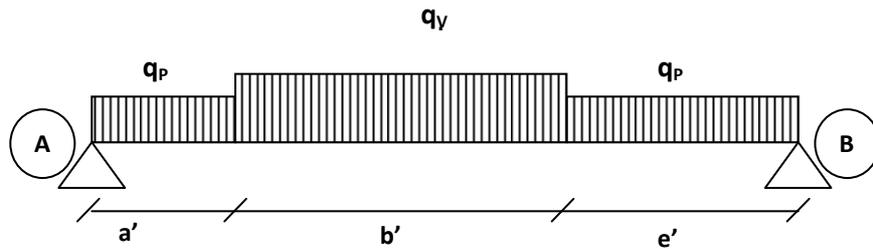


Figure III.28 :schéma de chargement de l'escalier

$f_{gv} = 2,162\text{ mm} ; f_{ji} = 0,423\text{ mm} ; f_{pi} = 1,882\text{ mm} ; f_{gi} = 1,131\text{ mm} ;$

La flèche totale : $\Delta f_t = 2,49\text{ mm} < f_{adm} = 9,4\text{ mm}$

III.9.5.Schéma de ferrailage des escaliers (volée1)

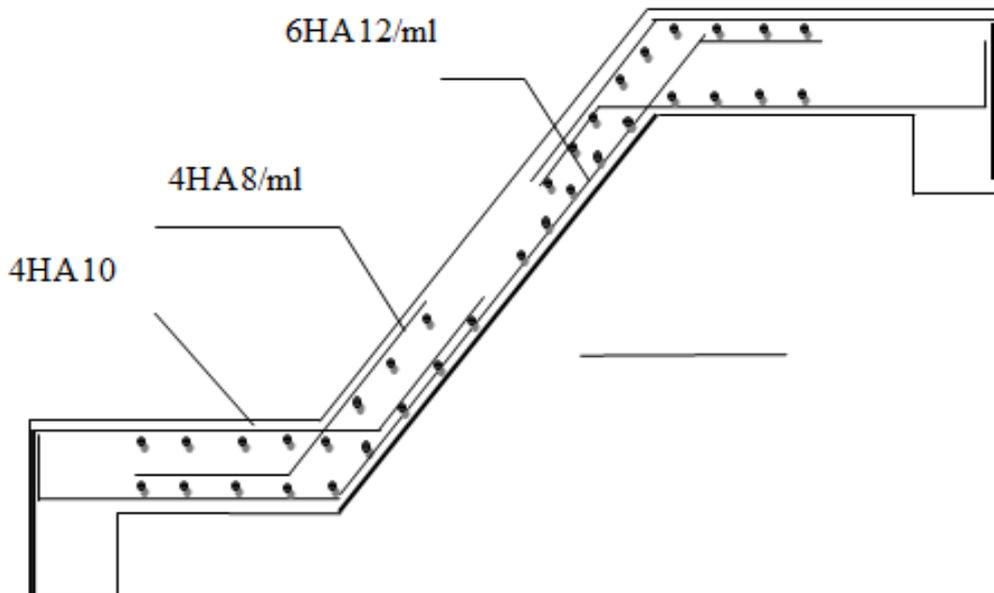


Figure III.29 : Schéma de ferrailage des escaliers(volée1).

$$G_v = 7.4 \text{ KN/m}^2 ; G_p = 5.52 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \cdot 1.55 \text{ m}$$

$$\text{À l'ELU : } q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\text{À l'ELS : } q = G + Q$$

Les réactions : $R_A = 28.15 \text{ KN}$.
 $R_B = 24.56 \text{ KN}$.

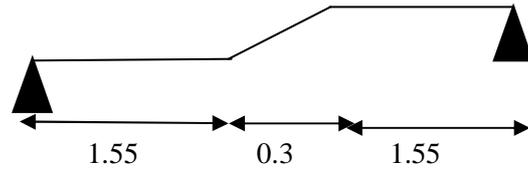


Figure III.30: schéma statique de l'escalier (volée 2).

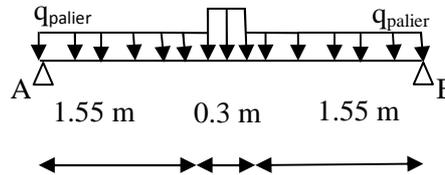


Figure III.31 :schéma de chargement

Tableau III.26: Calcul des charges de l'escalier.

	$q_{\text{volée}} \text{ (KN/m)}$	$q_{\text{palier}} \text{ (KN/m)}$
l'ELU	13.75	11.2
l'ELS	9.9	8.02

$$M^{\max} = 16.81 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 19.42 \text{ KN}$$

$$M_0 = M^{\max} = 16.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 24.23 = 12.6 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 24.23 = 8.41 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

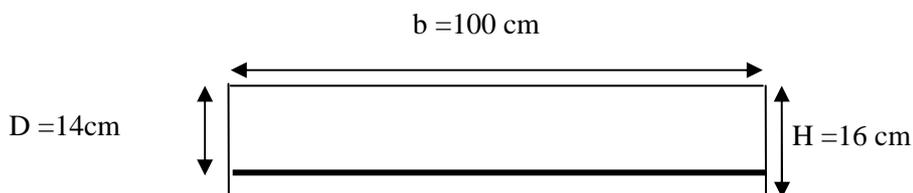


Figure III.32 :coupe d'une paillasse.

Tableau III.27 : Résultat de ferrailage des escaliers étages services.

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{\text{calculée}}$ (cm^2)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)
En travée	12.6	0.045	0,581	0.137	2.65	5T10 = 3.14
En appui	8.41	0.03	0.038	0.138	1.75	4T10 = 3.14

Les armatures de répartition :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{m}$, on choisit : $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$

En appui : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2/\text{m}$, on choisit : $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$

Vérification à l'état limite ultime :**- Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appuis : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$ vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.14 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.14 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 5.15 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15 \times 19.42 \times 10^{-3}}{400} = 0.56 \text{ vérifiée}$$

- Espacement des armatures :

En travée : $S_t = 20 \text{ cm}$.

En appui : $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures longitudinales :

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

En appui : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales :

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :**- État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4.96 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifie}$$

$$R_A = 13.92 \text{ KN}$$

$$R_B = 13.92 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 12.05 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 17.35 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.75 \times 12.05 = 9.02 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 12.05 = 6.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.28 : Vérification des contraintes.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	6.02	4504	2.62	3.5	15
Travées	9.02	6586	3.19	4.38	15

État limite de déformation :

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{340} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{340}{500} = 0.68 \text{ cm}$

- y = 3.19 cm
- I = 6586 cm²
- E_i = 32164.2 MPa
- E_v = 10721.4 MPa
- Mg = 8.07 Kn.m
- M_j = 7.34 KN.m
- M_p = 12.9 KN.m

Le calcul de la flèche est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.29 : Calcul de la flèche.

L (m)	A _s (cm ²)	f _{ij} (cm)	f _{gi} (cm)	f _{gv} (cm)	f _{pi} (cm)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.4	3.14	0.074	0.11	0.327	0.38	0.523	0.68

Donc la flèche est vérifiée.

III.9.6. Schéma de ferrailage (volée2) :

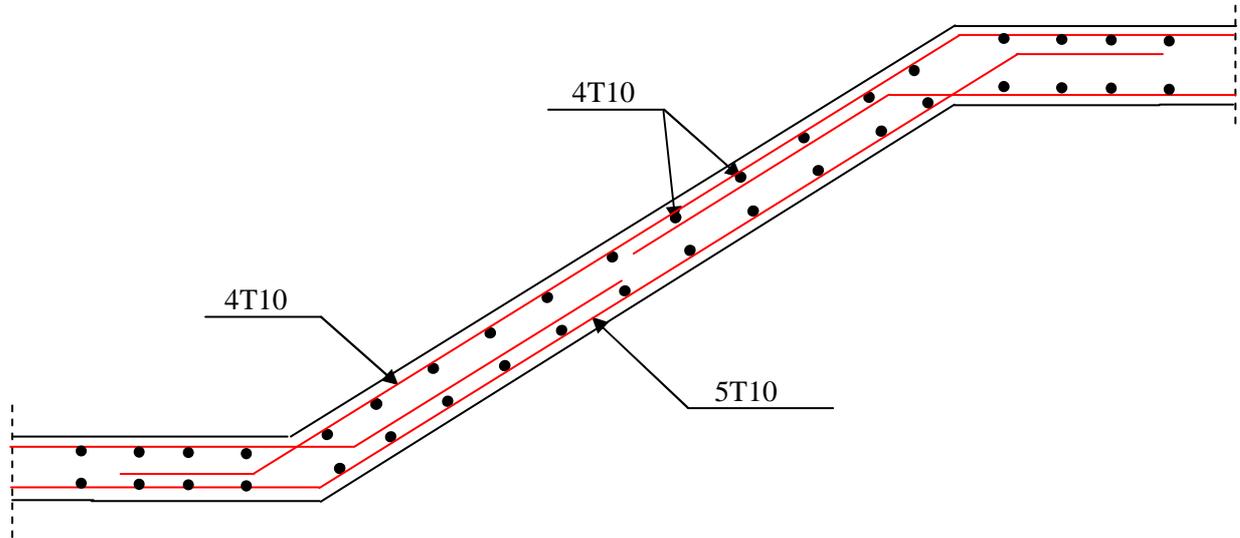


Figure III.33 : Schéma de ferrailage des escaliers(volée 2).

III.10. Calcul de la poutre brisée :

La poutre brisée est une poutre noyée dans le palier et la volée pour reprendre les sollicitations de la flexion due à son poids propre et la torsion due au couple de torsion.

III.10.1. Pré dimensionnement

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10}$$

Soit $h = 40 \text{ cm}$

Le RPA préconise :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

- III.10.2. Charges revenant à la poutre brisée :

$\text{tg } \alpha = 0,661$

Poids de la poutre : $G = 0,30 * 0,4 * 25 = 3.5 \text{ KN/m}$

Au niveau de la volée : $G = 3.5 / \cos \alpha = 4.375 \text{ KN/m}$

Poids du palier : $G_{p1} = 1,45 * 5.52 = 8.004 \text{ KN/m} = G_{p2}$

Poids de la volée : $G_v = 1.8 * 7,4 = 13.32 \text{ KN/m}$

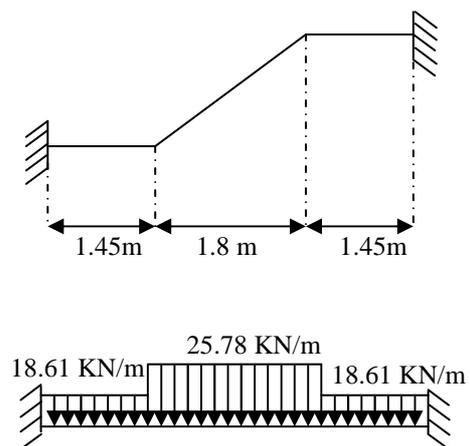


Figure III.34 : Charges revenantes à la poutre brisée

À l'ELU :

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

$$Q_{up1} = 1,35 \cdot (3 + 8,004) + 1,5 \cdot 2,5 = 18,61 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uv} = 1,35 \cdot (3 + 13,32) + 1,5 \cdot 2,5 = 25,78 \text{ KN/m}$$

$$Q_{up2} = 1,35 \cdot (3 + 8,004) + 1,5 \cdot 2,5 = 18,61 \text{ KN/m}$$

À l'ELS :

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_{sp1} = (3 + 8,004) + 2,5 = 13,504 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sv} = (3 + 13,32) + 2,5 = 18,82 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sp2} = (3 + 8,004) + 2,5 = 13,504 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul à la flexion

○ Calcul à l'ELU :

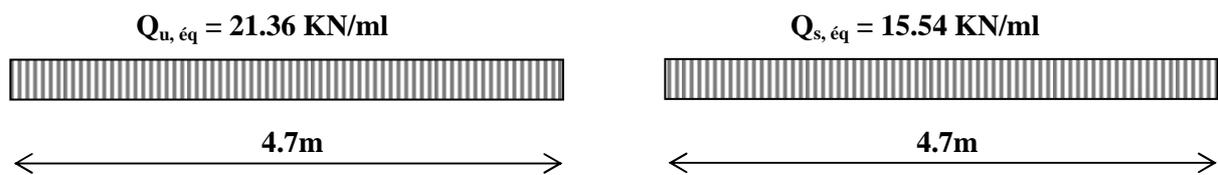
- Calcul de « q » équivalente

$$q_{U, \text{éq}} = \frac{2 \cdot 1,45 \cdot 18,61 + 25,78 \cdot 1,8}{4,7} = 21,36 \text{ KN / m}$$

$$\Rightarrow q_{U, \text{éq}} = 21,36 \text{ KN / m}$$

$$q_{S, \text{éq}} = \frac{13,504 \cdot 1,45 \cdot 2 + 18,82 \cdot 1,8}{4,7} = 15,54 \text{ KN / m}$$

$$\Rightarrow q_{S, \text{éq}} = 15,54 \text{ KN / m}$$

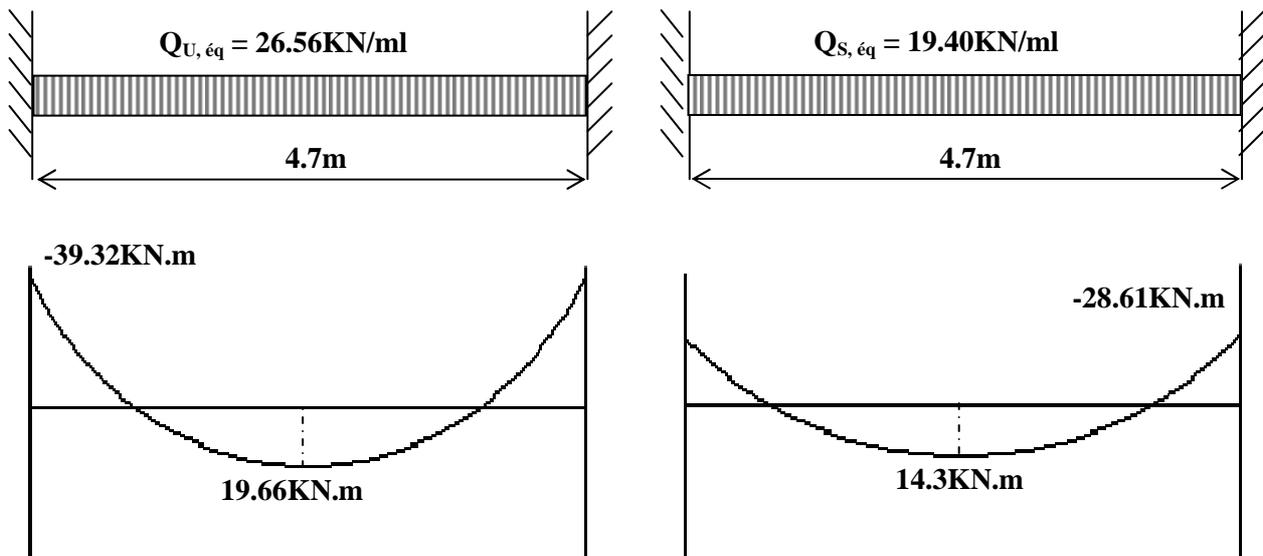


- Calcul des moments

La poutre est bi-encastée, et les moments ont comme suit :

$$\bullet \text{ A L'ELU } \begin{cases} M_U^t = \frac{q_U * l^2}{24} = \frac{21.36 * 4.7^2}{24} = 19.66 \text{KN.m} \\ M_U^a = \frac{q_U * l^2}{12} = \frac{21.36 * 4.7^2}{12} = 39.32 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet \text{ A L'ELS } \begin{cases} M_S^t = \frac{q_s * l^2}{24} = \frac{15.54 * 4.7^2}{24} = 14.3 \text{KN.m} \\ M_S^a = \frac{q_s * l^2}{12} = \frac{15.54 * 4.7^2}{12} = 28.61 \text{KN.m} \end{cases}$$



$M_{t \max} = 19.62 \text{ KN.m}$

$M_{\text{appui}} = 39.32 \text{KN.m}$

Valeurs des armatures longitudinales dans la poutre brisé :

Tableau.III.30 : Armatures longitudinales dans la poutre brisée.

	M_u (KN.m)	μ	α	z	A_s (cm ²)
Travée	19.66	0.032	0,0407	0.374	1.51
Appuis	39.32	0.064	0.083	0,367	3.08

➤ **Vérification à l'ELU : [BAEL91]**

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

$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e.$

$A_{\min} = 0,23 * 3 * 38 * \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{cm}^2.$

$A^t = 1.51 > 1.38 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

$A^a = 3.08 > 1.38 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

▪ **Vérification au cisaillement**

$$V_u = 50.2 \text{KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min (0,2 * f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{Mpa}) \longrightarrow \text{Fissuration Peu Nuisible}$$

$$\tau_u = V^{\max} / b * d = \frac{50.2 * 10^{-3}}{0.3 * 0,38} = 0.440 \text{Mpa} < 3,33 \text{ Mpa.}$$

Pas risque de cisaillement.

. L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

. L'influence sur le béton

$$V \leq V^{\max} = 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$\text{Tel que : } a = 0.9 * d = 0.9 * 38 = 34.2 \text{cm}$$

$$V = 50.2 \text{KN} \leq V^{\max} = 684.86 \text{KN}$$

L'influence sur les armatures tendues il faut vérifier que:

$$V_u + \frac{M_a}{0.9 * d} \leq 0$$

$$50.2 - \frac{39.32}{0.9 * 0,38} < 0 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

Donc les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction

Vérification à l'ELS :

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

$$M_t^{\text{ser}} = 14.3 \text{KN.m}$$

$$M^a = 28.61 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 3.56 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

✓ **Etat limite de déformation**

1. $\frac{h_t}{l} > 1/16.$

2. $\frac{h_t}{l} > M_t / 10 * M_o.$

3. $\frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{2,4}{f_e}$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{40}{470} = 0,085 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.085 > M_t / 10 * M_o = 0.033 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 * d} = 0.0046 \leq \frac{2,4}{Fe} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les 03 conditions sont vérifiées \Rightarrow la vérification à la flèche est inutile.

-Calcul à la torsion :

Le moment de torsion M_T est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

Le principe consiste que la section réelle est remplacée par section creuse d'épaisseur égale à 1/6 de diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure (BAEL article 3.2)

$$e = 30/6 = 5 \text{ cm}$$

- **$M^{\text{torsion}} = 13.58 \text{ KN.m}$**
- **Calcul de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{M_t}{2.e.\Omega} \quad \text{Avec } \Omega : \text{aire de contour du tracé à mi-épaisseur}$$

De la paroi.

$$\Omega = (b-e)*(h-e) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{13.58.10^{-3}}{2*0,05*8.75*10^{-2}} = 1.55 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

- **Ferraillage**

La section d'armatures longitudinales et transversales

est donnée par :

$$\frac{A_t.Fe}{S_t.\gamma_s} = \frac{A_t.Fe}{\mu.\gamma_s} = \frac{M_t}{2.\Omega}$$

-Armatures longitudinales

$$\frac{A_t.fe}{\mu.\gamma_s} = \frac{M_t}{2.\Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_t.\mu.\gamma}{2.fe.\Omega} \text{ avec } \mu : \text{périmètre de } \Omega$$

$$\mu = 2.[(b-e)+(h-e)] = 120 \text{ cm.}$$

$$A = 2.68 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures transversals:

$$\frac{A_t.fe}{S_t.\gamma_s} = \frac{M_t}{2.\Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_t.S_t.\gamma_s}{2.\Omega.fe} \text{ On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion**

La section de ferrailage totale (A_t) est calculée en flexion + torsion qui est donnée par:

- **En appuis**

$A_t = 5.76 \text{ cm}^2$ on adopte $A_t = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

- **En travée**

$A_t = 4.19 \text{ cm}^2$ on adopte $A_t = 3T12+3T10 = 5.75 \text{ cm}^2$

III.10.3. Schéma de ferrailage de la poutre brisé :

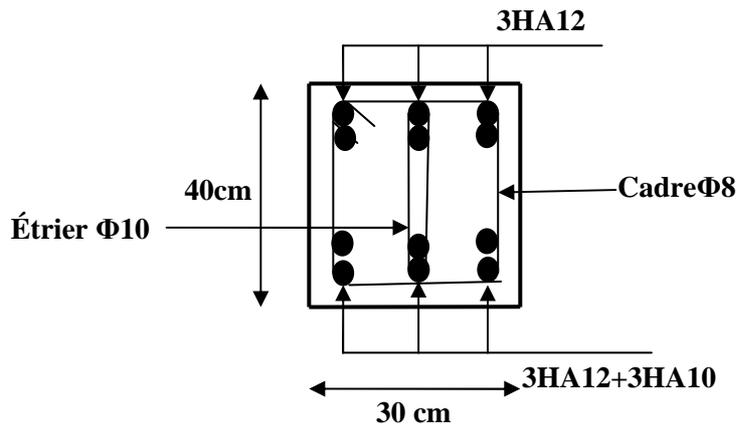


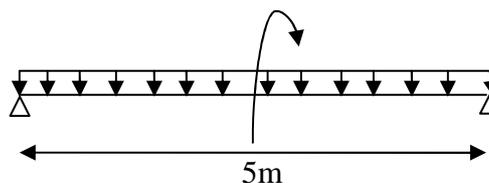
Figure III.35 : Ferrailage de la Poutre brisé (travée et appui).

III.11. Etude des poutres de chaînages :

III.11.1. Définition :

- **Le chaînage horizontal :** Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure, elles servent de porte a faux.

III.11.2. Dimensionnement :



$L_{max} = 5m$

Figure III.36: Schéma statique du la poutre palière.

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 33.33cm \leq h \leq 50cm$ Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))

On adopte : $h = 40cm$; $b = 30cm$.

- **Vérification** Condition de flèche (Art 9.3.3)[2]

$h_t \geq 15cm$vérifiée.

$b \geq \frac{2h}{3} = 26.67cm$ vérifiée.

Calcul des sollicitations

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.4 \Rightarrow P_p = 3 \text{ KN/m}$

Poids des murs : $P_m = 2.76 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.62 \text{ KN/ml.}$

$P_u = 1.35 \times (3 + 7.62) \Rightarrow P_u = 14.34 \text{ KN/ml; } P_s = 7.62 + 3 = 10.62 \text{ KN/ml}$

Calcul à l'E.L.U :

$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 44.21 \text{ KN m; } M_t = 0.75 M_u \Rightarrow M_t = 33.15 \text{ KN.m;}$

$M_a = -0.5 M_u = -22.11 \text{ KN.m}$

Armatures longitudinales : $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.40 \Rightarrow d = 0.38 \text{ m}$

Tableau III.31 : Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{s \text{ calculé}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adopté} (\text{cm}^2)$
En travée	33.15	0.054	0.069	0.369	2.58	1.38	3HA12=3.39
En appui	22.11	0.036	0.064	0.37	1.7	1.38	3HA10=2.36

III.11.3 .Vérifications à l'E.L.U :

a) Effort tranchant

$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 35.85 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.299 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié.}$

b) Calcul des armatures transversales : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

c) L'espacement:

1- $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3 \text{ cm.}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.299 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad \text{(CBA Art A.5.1.2.3)}$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm} \quad \text{.On prend } S_t = 15 \text{ cm.}$

III.11.4. Vérification à l'E.L.S :

Vérification de la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; M_s = 33.19 \text{ KN.m.}$

$M_t^s = 0.75 \times M_s = 24.89 \text{ KN.m}$

$M_a^s = 0.5 \times M_s = 16.6 \text{ KN.m}$

Calcul de y : $A = 3.39 \text{ cm}^2; \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 22.25 \text{ cm}$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 227063.cm^4$

En travée: $(\sigma_{bc} = 2.44MPa) < 15MPa$ Vérifiée

En appuis: $(\sigma_{bc} = 1.5MPa) < 15MPa$ Vérifiée

III.11.5. Evaluation de la flèche

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.16 > 0.0625$; $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.16 > 0.075$; $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow 0.003 < 0.01$

D’où la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

III.11.6. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :

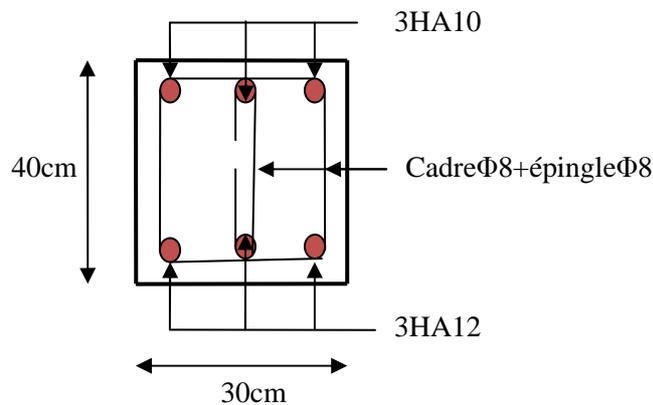


Figure III.37: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.12. Etude de l’acrotère :

III.12. 1. Définition :

L’acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l’infiltration des eaux pluviales. Il sert à l’accrochage du matériel des travaux d’entretien des bâtiments. L’acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l’effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.12.2. Hypothèse de calcul :

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

III.12.3. Evaluation des charges et surcharge

III.12.3.1. Evaluation des charges

Après le pré dimensionnement on a :

La surface : $S = 890 \text{ cm}^2 = 0,0890 \text{ m}^2$

Poids propre : $G_t = 2,785 \text{ KN / ml}$

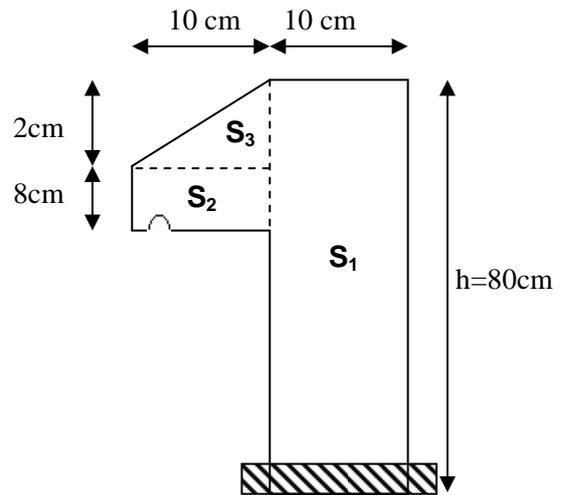


Figure III.38 : Acrotère

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

➤ La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t \dots \dots$$

Tel que

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1)] [2]

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 .

G_t : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2. - Zone II_a (Bejaia). Alors

$$A=0.15 \quad C_p=0.8$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,785 \Rightarrow F_p = 1,34 \text{ KN.}$$

$$x_G = \frac{0,8 \times 0,1 \times (0,1 / 2) + 0,08 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1 / 2) + (0,1 \times 0,02) \times 0,5 \times (0,1 + 0,1 / 3)}{0,0890}$$

$$X_G = 0.0599 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{0,8 \times 0,1 \times (0,8 / 2) + 0,08 \times 0,1 \times (0,5 + 0,08 / 2) + (0,1 \times 0,02) \times 0,5 \times (0,58 + 0,02 / 3)}{0,089}$$

$$Y_G = 0.415 \text{ m}$$

Moment engendré par les sollicitations

$$N_G = 2,785 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$Q=1\text{KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.8 \Rightarrow M_Q = 0.8 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1.34 \text{ KN} \Rightarrow M_{fp} = 1.34 \times 0.415 \Rightarrow M_{fp} = 0.56 \text{ KN.m}$$

Tableau III.31 : Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime.

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.785	3.76	2.785
(M KN.m)	1.36	1.2	0.8

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.32m; \quad \frac{h}{6} = 0.133m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Tel que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

(RPA Article A.4.3.5)

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.6m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc : } \begin{cases} e_2 = 0.0154m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.355m \end{cases}$$

Calcul à l'E.L.U

$$N_u = 3.76KN ; M_u = N_u \times e = 3.76 \times 0.355 \Rightarrow M_u = 1.335KN.m ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa$$

III.12.4.Ferrailage

Section a ferrailer :

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,335 + 3,76 \times \left(0,08 - \frac{0,10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1,45 \text{ KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0,0159) < (\mu_1 = 0,3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.02$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.079m$$

$$A_{1s} = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_{1s} = 0.527 cm^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0.527 - \frac{3.76 \times 10^{-3}}{348} = 0.419 cm^2$$

III.12.5. Vérification à l'E.L.U :

➤ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 cm^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4HA10 = 3.14 cm^2/ml.$$

✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.785 cm^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 cm^2/ml.$$

➤ Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 cm$. On adopte $S_t = 30 cm$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 cm$. On adopte $S_t = 20 cm$.

➤ Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2,5; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2,5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \dots\dots\dots CBA93 (\text{Article. A.6.1, 3})$$

$$\Rightarrow V_u = 1,34 + 1 \Rightarrow V_u = 2,34KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0292 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié (pas de risque de cisaillement)}$$

➤ Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} < 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0,9d \times \Sigma \mu_i)$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10,048 cm$$

$$\tau_{se} = 2,34 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,08 \times 10,048) \Rightarrow \tau_{se} = 0,323MPa$$

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

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} < 2,83MPa \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

III.12.6. Vérification à l'ELS :

La fissuration étant préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries

• **vérification de la contrainte limite de l'acier et du béton :**

Le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

L'acier : $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_t}) = 201.6 \text{ Mpa}$

• **Position de l'axe neutre :**

$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.8}{2.785} = 0.287 \text{ m}$

$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$

$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.287 - 0.05 = 0.337 \text{ m}$

$y_c^3 + p y_c + q = 0$

$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$

$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$

$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.237^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.237) = -0.346 \text{ m}^2$

$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.237^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.237)^2 = -0.078 \text{ m}^3$

$y_c^3 - 0.346 y_c - 0.078 = 0$

$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.337 \leq y_c \leq -0.237$

$\Delta = q^2 + (4 \cdot p^3 / 27) = -5.9 \cdot 10^{-5}$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois solutions :

$Y_1 = a \cos(\frac{\phi}{3}) \quad Y_2 = a \cos(\frac{\phi}{3} + 120) \quad Y_3 = a \cos(\frac{\phi}{3} + 240)$

$\cos(\phi) = (3q/2p) \cdot \sqrt{(-\frac{3}{p})} \quad a = 2 \cdot \sqrt{(-\frac{p}{3})}$

$\phi = 0.098 \text{ rad} \quad a = 0.68 \text{ m}$

$Y_1 = 0.678 \text{ m} \quad Y_2 = -0.359 \text{ m} \quad Y_3 = -0.32 \text{ m}$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < H = 10 \text{ cm.}$

$Y_1 = 67.8 \Rightarrow Y_1 + C = 101.5 \text{ cm.} \dots \dots \dots$ n'est pas vérifiée

$Y_2 = -35.8 \Rightarrow Y_2 + C = -2.1 \text{ cm.} \dots \dots \dots$ n'est pas vérifiée

$Y_3 = -32 \Rightarrow Y_3 + C = 1.7 \text{ cm.} \dots \dots \dots$ vérifiée

Donc on choisit $Y_c = -32 \text{ cm} \Rightarrow Y_{ser} = 1.7 \text{ cm.}$

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

$$\mu_t = \frac{1 \times 0,017^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,017) = -4,54 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,8 \times 10^{-3} \times 0,017}{-4,54 \times 10^{-5}} = -0,30 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \sigma_s \leq \overline{\sigma} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nftj} \right)$, n=1,6 (H.A.)

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,8 \times 10^{-3}}{-4,54 \times 10^{-5}} (0,08 - 0,017) = -16,65 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

III .12.7.schéma de ferrailage :

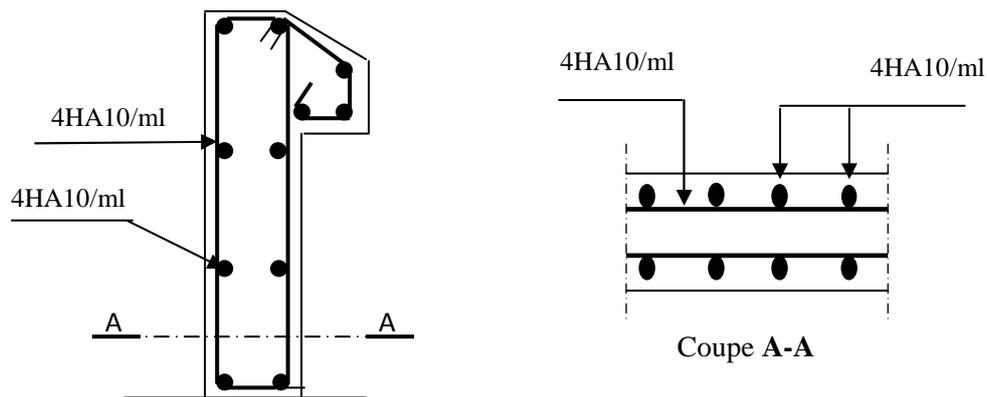


Figure III.39 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.13.Etude de l'ascenseur :

III.13.1 : Définition

C'est une appareil au moyen du quel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment.

III.13.2 : Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0,16 = 4 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé}$$

$$G_2 = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm)}.$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5,1 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3,74} = 38,77 \text{ KN} / \text{m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

III.13.3 : Cas d'une charge répartie :

Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$G_{totale} = G' + G'' = 43,87 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_u = 1,35 \times G_{totale} + 1,5 \times Q = 1,35 \times 43,87 + 1,5 \times 1 \Rightarrow q_u = 60,72 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

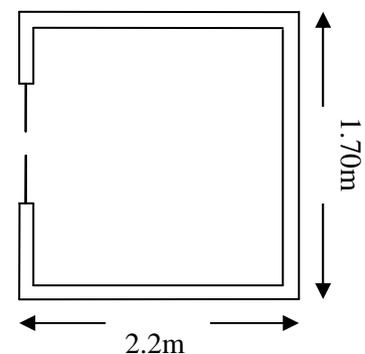


Figure III.40 : Ascenseur

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.7}{2.2} = 0.77 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.544 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0596 \times 60.72 \times 1.7^2 \Rightarrow M_0^x = 10.46 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.69 \text{KN.m}$

Calcul des moments réels :

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.89 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.84 \text{KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 5.23 \text{KN.m}$

III.13.3.1. Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 16cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 14 \text{ cm}$

Tableau III.33: Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min} (\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	8.89	0.032	0.041	0.138	1.86	1.43
	y-y	4.84	0.017	0.022	0.139	1.00	1.28
appui	y-y	5.23	0.019	0.024	0.139	1.08	1.43
	x-x						1.28

III.13.3.2. Vérification à l'E.L.U

Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e=16\text{cm} ; b=100\text{cm} ; \rho=0.77$

$$\left. \begin{matrix} e \geq 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.43\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 1.28\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On ferraille avec A_{min} sauf dans la travée selon x.

En travée

$A_t^x = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2/\text{ml} \geq A_t^x = 1.86\text{cm}^2/\text{ml}.$

$A_t^y = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2/\text{ml} \geq A_{min}^y = 1.28\text{cm}^2/\text{ml}.$

En appui

$A_a^x = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml} \geq A_{min}^x = 1.43\text{cm}^2/\text{ml}.$

$A_a^y = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml} \geq A_{min}^y = 1.28\text{cm}^2/\text{ml}.$

$A_t^y = 1.28 > \frac{A_t^x}{4} = 0.465 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

Calcul des espacements

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma} \times f_{c28} = 1.17 MPa$$

$\rho = 0.77 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 34.41 KN$

Sens y - y : $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 48.18 KN \Rightarrow \tau_u = \frac{48.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.344 MPa < 1.17 MPa$ Vérifié

III.13.3.3. Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 43.87 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 44.87 KN / m^2$

$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.671 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.57 KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.75 KNm \end{cases}$

En travée :

Sens x-x' : $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 7.29 KN.m$

Sens y-y' : $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 4.89 KN.m$

En appuis

Sens x-x' : $M_{aser}^x = 0.5 \times M_0^x = 4.29 KN.m$

Sens y-y' : $M_{aser}^y = 0.5 \times M_0^y = 2.88 KN.m$

Vérification des contraintes

- **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Sens x-x : $A_x = 2.01 cm^2$, $b = 100 cm$, $y = 3.52 cm$; $I = 7928.3 cm^4$

$\sigma_{bc} = 3.23 MPa \leq \bar{\sigma} = 15 MPa$ c'est vérifiée.

Sens y-y : $A_y = 2.01 cm^2$; $b = 100 cm$; $y = 3.52 cm$; $I = 7928.3 cm^4$

$\sigma_{bc} = 1.9 MPa \leq 15 MPa$ c'est vérifier.

III.13.4. Cas d'une charge concentrée :

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 elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'

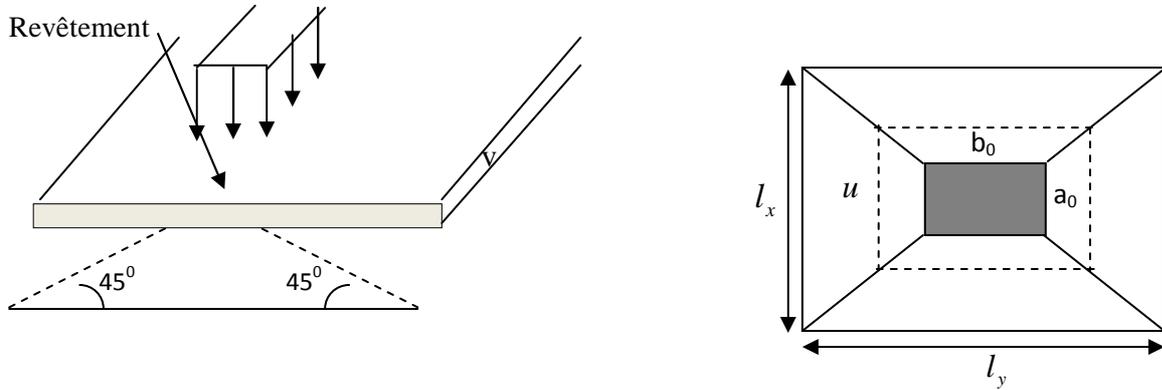


Figure III.41 :Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm$; $b_0 = 80cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 16 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow u = 106cm. \\ v = 80 + 16 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow v = 106cm. \end{cases}$$

III.13.4. 1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605KN$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho = 0.77$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{106}{170} = 0,62$$

$$\frac{v}{l_y} = \frac{106}{220} = 0,48 \rightarrow \rightarrow \rightarrow$$

En utilisant l'abaque de piveau on obtient

$$M_1 = 0,101$$

$$M_2 = 0,042$$

$$P_u = 1,35 * 97.605 = 131.77 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 131.77 * 0.101 = 13.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 131.77 * 0.042 = 5.53 \text{ KN.m}$$

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.79 \text{ KN.m}$$

Évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$\rho > 0,4 \rightarrow$ la dalle travail dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0,0596$$

$$\mu_y = 0,544$$

$$q_u = 1.35 G + 1,5 Q$$

$$G = 25 (0,16 + 0,05) = 5.25 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow q_u = 8.59 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0596 * 8.59 * (1.7)^2 = 1,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,544 * 1,48 = 0,805 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments:

Les moments max agissant au centre de la dalle

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.335 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée :

$$M_x^t = 0,85 * M_x = 0,85 * 12,84 = 12.57 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 * M_y = 0,85 * 10,15 = 5.38 \text{ KN.m}$$

en appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 * M_x = 0,5 * 14.79 = 7.395 \text{ KN.m}$$

III.13.4.2.Ferraillage :

Tableau III.34 : ferraillage de la dalle de la salle des machines.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	12.57	7.39	1.43	1,78	1.54	1,43	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	5.38	7.39	1,28	1,6	1.54	1,28	4T10=3.14	4T10=3.14

En travée :

Sens xx :

$$M_{tx} = 12.57 \text{ KN.m} \quad , \quad d = 14 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad A' = 0 \quad , \quad \alpha = 0,058$$

$$z = 0,138 \quad , \quad A_{tx} = 2.64 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

III.13.4.3. Verifications a l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$h_0 = 16 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,77 > 0,4 \quad \rightarrow \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) * b * h_0$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} \quad , \quad \text{HA Fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 * \left(\frac{3 - 0,77}{2} \right) * 0,16 * 1 = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * h = 0,0008 * 1 * 0,16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,43 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_{ty} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,28 \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification au poinçonnement : $p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91 (Article 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.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (2 * 106) = 424 \text{ cm}$$

$$0,045 * 4,24 * 0,16 * 25 / 1,5 = 508.8 \text{ KN}$$

$$\text{Or : } P_u = 97.605 < 508.8 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de poinçonnement.

Vérification de l'effort tranchant : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 14 \text{ cm}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{1.5} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 32.53 \text{ KN} \Rightarrow \tau = 0.181 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{1.5} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{c'est vérifié}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie que :

$$\tau = \frac{P_u}{U_c * d} \quad , \quad \tau = \frac{97.605}{4.24 * 0,14} = 0,164 \text{ Mpa} < 1,25 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Les espacements des barres :

On doit vérifier :

$$S_{tx} \leq \min (2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 16 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.13.4. 4.Vérification à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 72.3 \times (0.101 + 0.2 \times 0.042) = 7.91 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 72.3 \times (0.042 + 0.2 \times 0.101) = 4.5 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_{x1} = 72.3 (0.101 + 0.2 \times 0.042) = 7.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 72.3 (0.05 + 0.2 \times 0.0845) = 4.5 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle.

On a : $q_s = Q + G = 1 + 5.25 = 6.25 \text{ KN/m}$.

$$\rho = 0.77 \rightarrow \mu_x = 0.0596, \quad \mu_y = 0.544$$

$$M_{x2} = 0.0596 * 6.25 * (1.7)^2 = 1.08 \text{ KN.m},$$

$$M_{y2} = 0.544 * 1.08 = 0.59 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.91 + 1.08 = 8.99 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.5 + 0.59 = 5.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments

$$M_t^x = 0.85 \times 8.99 \Rightarrow M_t^x = 7.64 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 5.09 \Rightarrow M_t^y = 4.33 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaire

$$M_a = 0.5 \times 8.99 \Rightarrow M_a = 4.5 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton :

On a une fissuration peu nuisible \rightarrow vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Sens xx :

En travée : $M_{tx} = 7.64 \text{ KN.m}$

$$\frac{b_0 * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.52 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7928.3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.644 * 10^{-3}}{7928.3 * 10^{-8}} * 3.52 * 10^{-2} = 3.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appui :

$$M_a = 4.5 \text{KN.m}$$

$$\frac{b_0 * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.52 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 7928.3 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.71 * 10^{-3}}{7684 * 10^{-8}} * 3 * 10^{-2} = 1.99 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc il n'y a aucune vérification à effectuer.

Etat limite de déformation :

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{16}{170} = 0.094 > \frac{1}{16} = 0.0625$
2. $\frac{h_t}{l} = 0.094 > \frac{M_t}{10 * M_0} = \frac{7.64}{10 * 8.99} = 0.085$
3. $\frac{A_s}{b * d} = 0.00314 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.13.5. Schéma de ferrailage :

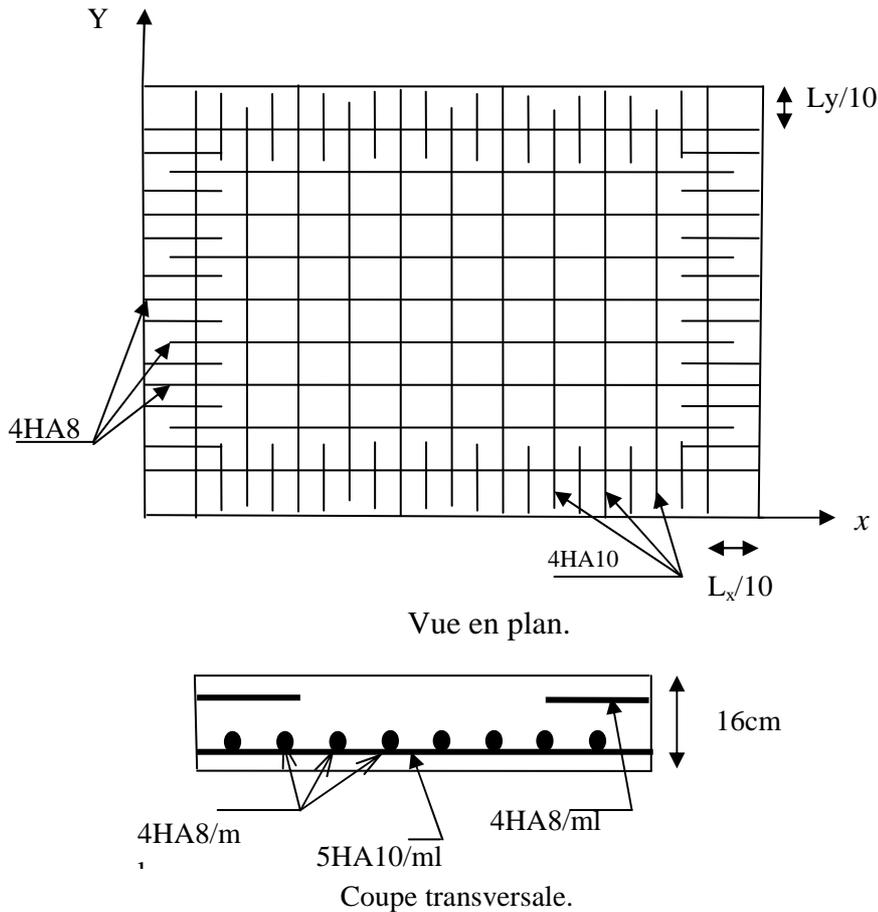


Figure III.42 : Schéma de ferrailage de l'ascenseur.

III.14. Etude de la rampe :

Dans ce projet on a deux rampe de mêmes dimensions (sous sol+galerie commerciale), donc l'étude se fera pour une seule avec assimilation à une poutre bi-encastree dans les poutres brisées.

III.14.1. Pré dimensionnement :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

$$\frac{410}{35} \leq e \leq \frac{410}{30} \Rightarrow 11.71 \leq e \leq 13.67$$

Pour deux heures de coupe-feu on a : $e=11\text{ cm}$.

Soit : $e=14\text{ cm}$.

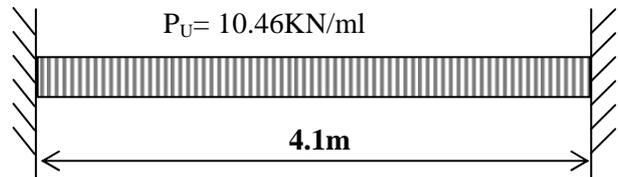


Figure III.43 : Schéma statique de la rampe.

III.14.2. Les charges et les surcharges sur la rampe :

Tableau III.35 : Evaluation des charges sur la rampe.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ³)	G (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)
Enduit en ciment	2	18	0,36	3.86	3.5
Dalle pleine	14/cos α	25	3,5		

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.46 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = G + Q = 7.36 \text{ KN/m}^2$$

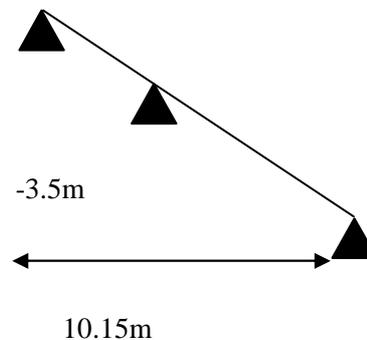


Figure III.44 : Schéma statique de la poutre brisée de la rampe.

III.14.3. Calcul des sollicitations

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{10.24 \times 4,1^2}{24} \Rightarrow M_t = 7.17 \text{ KN.m} \\ M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{10.24 \times 4,1^2}{12} \Rightarrow M_a = 13.35 \text{ KN.m} \\ V_u = 0,5 P_u \times L = 20.99 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_s = \frac{P_s \times L^2}{24} = \frac{7.36 \times 4,1^2}{24} \Rightarrow M_s = 5.16 \text{ KN.m.} \\ M_a = \frac{P_s \times L^2}{12} = \frac{7.36 \times 4,1^2}{12} \Rightarrow M_a = 10.31 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.14.4. Ferrailage :

➤ **Armatures principales**

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.36 : Résultats de ferrailage de la rampe

	Sens	M(KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2 / ml)$
En travée	selon y	7.17	0,035	0,045	0,118	1.75	1,45	4HA8=2.01
En appui	Selon x	13.35	0,065	0,085	0,116	3.31	1,45	5HA10=3.93

➤ **Armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5cm^2/ml$ on opte: 4HA8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2/ml$ on opte: 4HA8 = 2.01cm²/ml

➤ **Ferrailage transversale :**

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

* Pas de reprise de bétonnage.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 20.99 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.175 \text{ MPa}$$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

➤ **Espacement des barres**

- Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e; 33)cm \Rightarrow S_t = 25cm$
- Armatures d'appuis: $S_t \leq (3 \times e; 33) cm \Rightarrow S_t = 20cm.$
- Armatures de répartitions : $S_t \leq (4 \times e; 45)cm \Rightarrow S_t = 25cm.$

Vérification à l'E.L.S :

Tableau III.37 :Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton						
	M_{ser} (KN.m)	y(m)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	5.16	2.38	8850.2	2.38	15	vérifiée
En appui	10.31	5.16	13703	3.89	15	

Etat limite de déformation :

Pour une poutre encastrée de ses extrémités, la flèche est : $f = \frac{P_s l^4}{384 EI}$

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = 1 \times 0,14^3 / 12 = 0,000229 \text{ m}^4$$

E : Module de Young E = 200000 MPa

L : longueur de la poutre L = 4,1 m

$$P_s = 7.36 \text{ KN/m}$$

On doit vérifier que $f < \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5$, $f = 0,000118 \text{ m} = 1.18 \text{ mm}$

$f < \bar{f}$ Condition vérifier donc la dalle ne risque pas de fléchir.

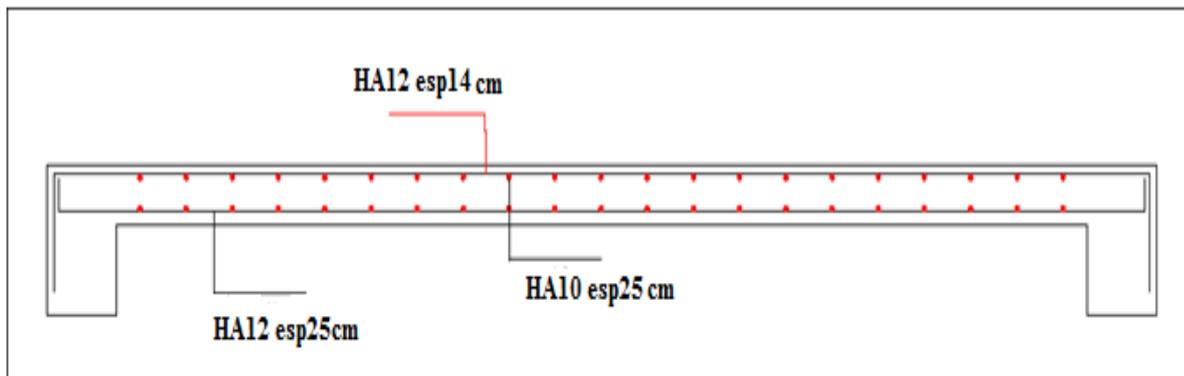
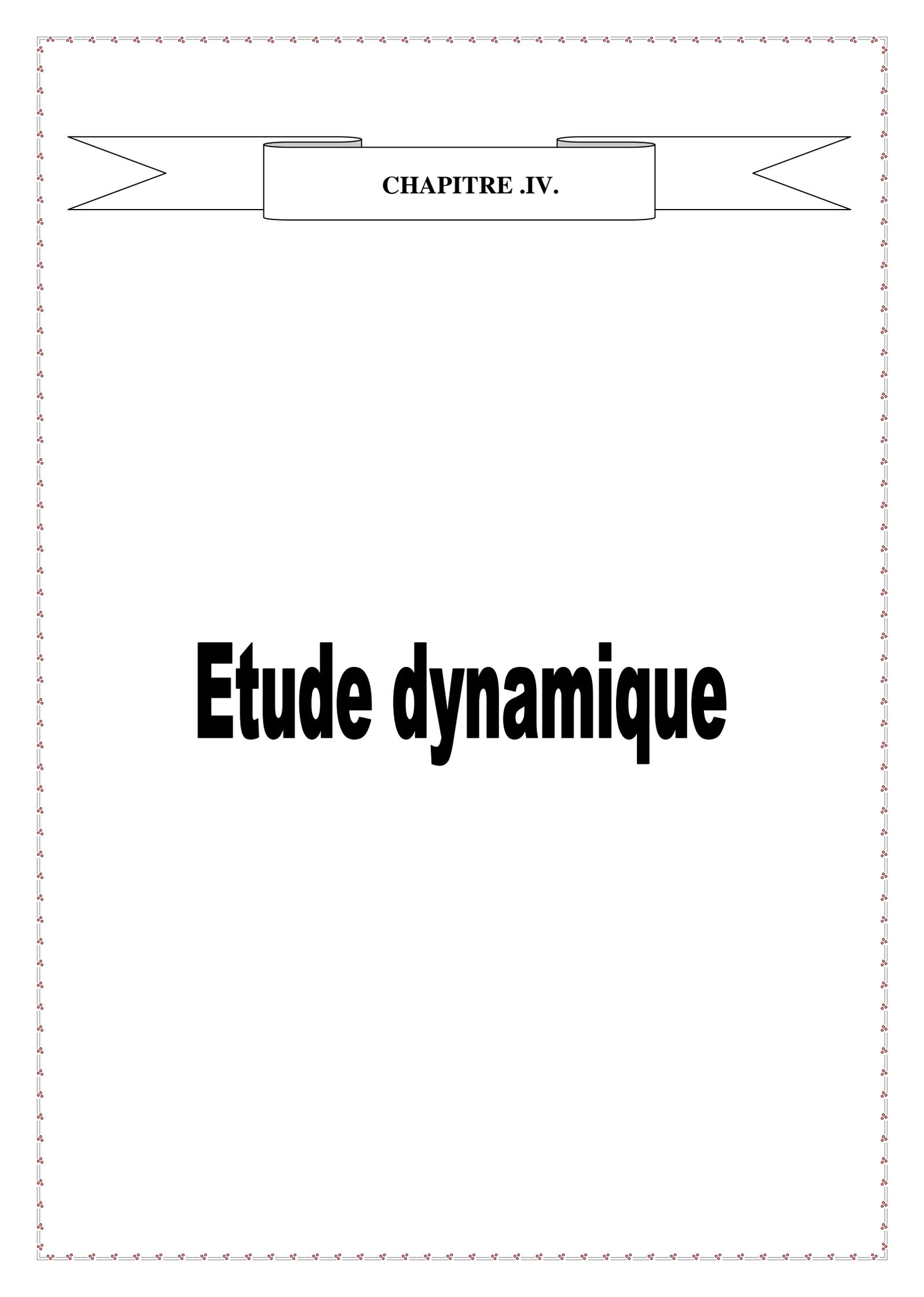
III.14.5. Schéma de ferrailage :

Figure III.45 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée de la rampe.



CHAPITRE .IV.

Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'économie et l'aspect architectural.

Selon le **RPA99/version2003**(3.4.Article.1.a), tout ouvrages dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone II_a, sera contreventé par un système de voiles ou de voiles-portiques.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situation non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans notre cas, l'ossature sera mixte (voiles – portiques), car cette structure est très intéressante du point de vue économie. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- IV.3.1. la méthode statique équivalente ,
- IV.3.2. la méthode d'analyse modale spectrale ,
- IV.3.3. la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.4. Méthode statique équivalente :

- Principe :

Selon RPA99.Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- Condition d'application de la méthode :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

-Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et II_a et 30m en zone II_b et III.

-Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99** (Article 4.1.2).

-Calcul de la force sismique totale :La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{(RPA99, Article 4.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique..... (RPA99, Tableau 4.1)

Dans notre cas : $\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone de moyenne sismicité : II}_a \end{cases} \Rightarrow \mathbf{A = 0,15}$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement . Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans notre cas on a un Contreventement mixte $\Rightarrow \mathbf{R = 5}$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ (RPA99, Article .4.2.3).

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

(Tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003)

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q.

Critère Q	Valeurs de P _q (x)		Valeurs de P _q (y)	
	Critères observés	Critères non observés	Critères observés	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses	Non	0,05	non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	non	0,05
Régularité en plan	Oui	0	oui	0
Régularité en élévation	Non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	oui	0

Donc : $\mathbf{Q_x = Q_y = 1,15}$

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 fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{RPA99, Article.4.2.3}).$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau (4.7) (RPA99/version 2003).

On a un Sol meuble (Site S2) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = \mathbf{0,15(s)}; \\ T_2 = \mathbf{0,50(s)}. \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots(\text{RPA99,Article 4.2.3}).$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, (voir tableau 4.2, RPA99/V2003).

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.

(RPA99 Article 4.2.3)

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8,50\% \\ \eta = 0,816 \end{cases}$

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (article 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 45.61m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times (45.61)^{\frac{3}{4}} = 0.877 s$$

$L_x=26,1$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 15.6$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 45.61}{\sqrt{26.1}} = 0.803 s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 45.61}{\sqrt{15.6}} = 1.039 s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.803 s > 0.5 s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.877 s > 0.5 s$$

T : est la période fondamentale de la structure, tel que $\begin{cases} T_x = 0,816(s) \\ T_y = 0,877(s) \end{cases}$

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \Rightarrow 2,5 \times 0,816 \times \left(\frac{0,5}{0,803}\right)^{2/3} = 1,485 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,816 \times \left(\frac{0,5}{0,877}\right)^{2/3} = 1,403 \end{cases} \quad \text{Car } 0,5 \leq T \leq 3,0$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (Article 4.2.4) .[2]

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.803 = 1.0439 s \\ T_y = 1.3 \times 0.877 = 1.1401 s \end{cases}$$

W : Poids total de la structure ;

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \dots\dots\dots \text{(Article 4.2.3).[2]}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),

$$\Rightarrow W = 37323.401 \text{KN}$$

On aura donc l'effort horizontal (dans les deux sens) dans la structure qui est :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{0,15 \times 1,472 \times 1,15}{5} \times 37323.401 \\ V_y = \frac{0,15 \times 1,403 \times 1,15}{5} \times 37323.401 \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 1895.44 \text{KN} ; \\ V_y = 1841.35 \text{KN}. \end{cases}$$

IV.5. Exigences de RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes :

1)-D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

2)-D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse total de la structure.

-Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est trois modes de chaque direction considérée.

IV.6. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.6.1. Disposition des voiles de contreventements :

Le Bureau d'étude a choisi un système de contreventement noyau central. Mais Nous avons choisi le système mixte (voile portique) pour des raisons sécuritaire et économique ; nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante

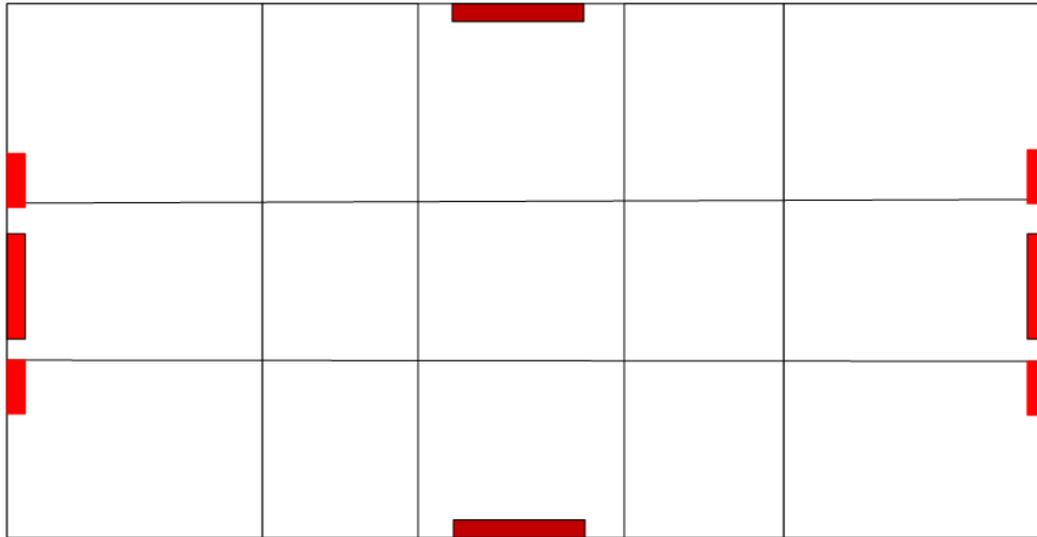


Figure.IV.1.Disposition des voiles.

Remarque :

Afin de vérifier les périodes et avoir un bon comportement de la structure, on a augmenté la section des poteaux comme suite :

Sous sol,commerce.....	(75*75)cm ²
RDC, 1 ^{er} étage	(70*70)cm ²
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages.....	(65*65)cm ² .
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	(60*60)cm ² .
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étages.....	(55*55)cm ² .
8 ^{eme} , 9 ^{eme} étages.....	(50*50)cm ²
10 ^{eme} ,terrasse.....	(45*45)cm ²

Poutres :

poutre principale.....	(40*45)cm ²
poutre secondaire.....	(35*45)cm ²

voiles :

Tableau IV.2 :Epaisseur des voiles.

Niveau	Epaisseur de voile(cm)
Sous sol,commerce,RDC,étage1	30
Etage2,3,4,5	25
Etage6,7,8,9,10	20

Résultats obtenu :

a) Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.3 :Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

mode	période	Individuel mode (pourcentage)			Cumulative sum (pourcentage)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1,018527	0,00747	0,79364	0,00001785	0,00747	0,79364	0,00001785
2	1,013955	0,78343	0,00755	0,000000525	0,79091	0,8012	0,00001838
3	0,685995	0,00103	0,000006684	2,17E-09	0,79193	0,8012	0,00001838
4	0,32372	0,11119	0,00016	7,189E-09	0,90312	0,80136	0,00001839
5	0,321989	0,00017	0,10351	0,00012	0,90329	0,90487	0,00014
6	0,21543	0,00036	0,000001612	4,169E-08	0,90365	0,90487	0,00014
7	0,170776	0,02606	0,000003034	1,424E-08	0,92971	0,90488	0,00014
8	0,166601	0,000002482	0,02518	0,00021	0,92972	0,93006	0,00035
9	0,112952	0,00149	0,00139	0,35738	0,9312	0,93145	0,35773
10	0,112821	0,00842	0,00024	0,06395	0,93962	0,93169	0,42168
11	0,110055	0,00167	1,732E-08	0,00000641	0,9413	0,93169	0,42169
12	0,107074	0,000002007	0,00914	0,09228	0,9413	0,94083	0,51396

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrées sur les figures suivantes :

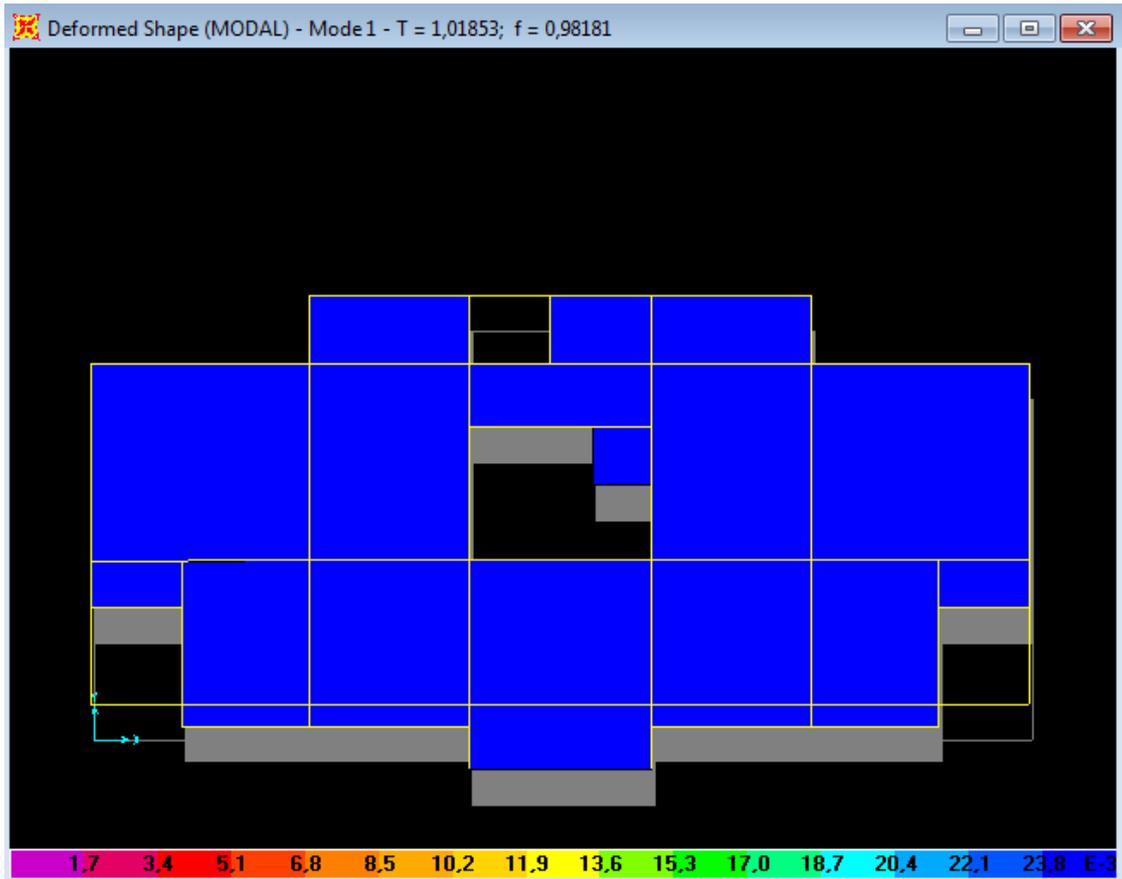


Figure IV.2: 1^{er} mode de déformation(translation suivant y).

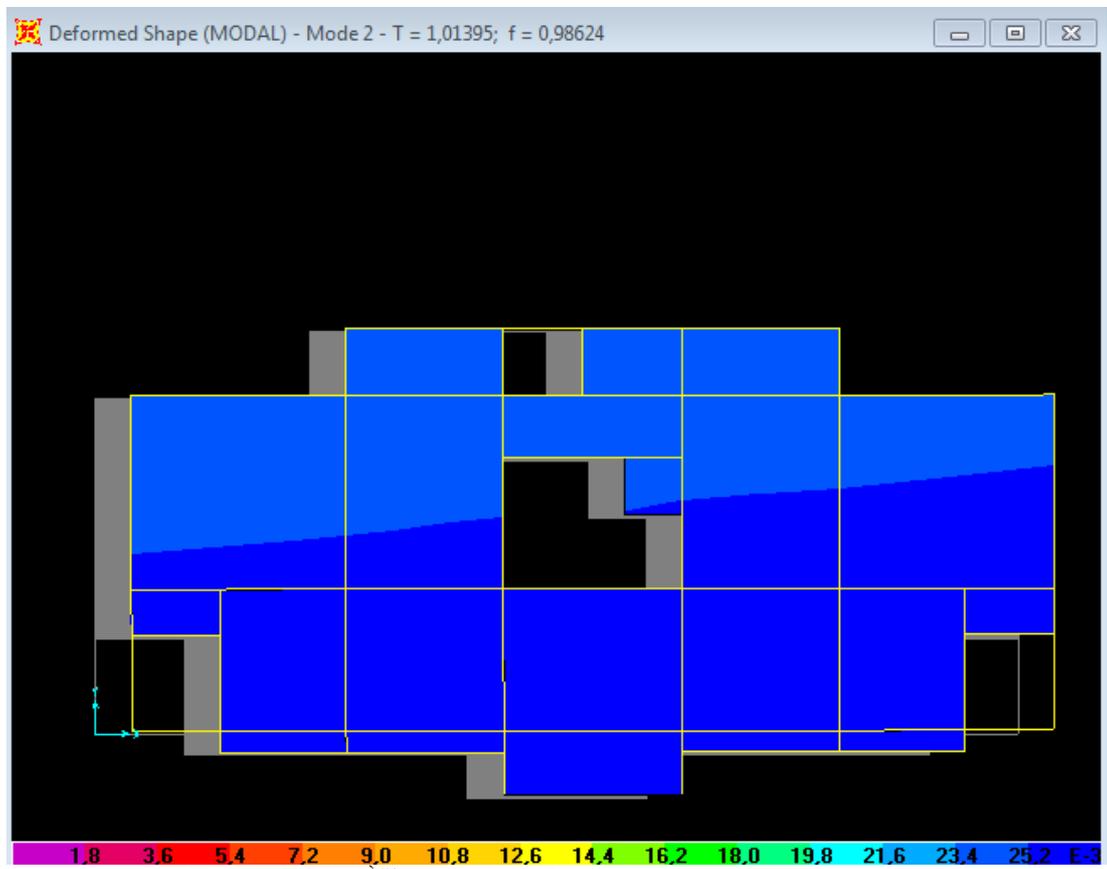


Figure IV.3: 2^{ème} mode de déformation(translation suivant x)

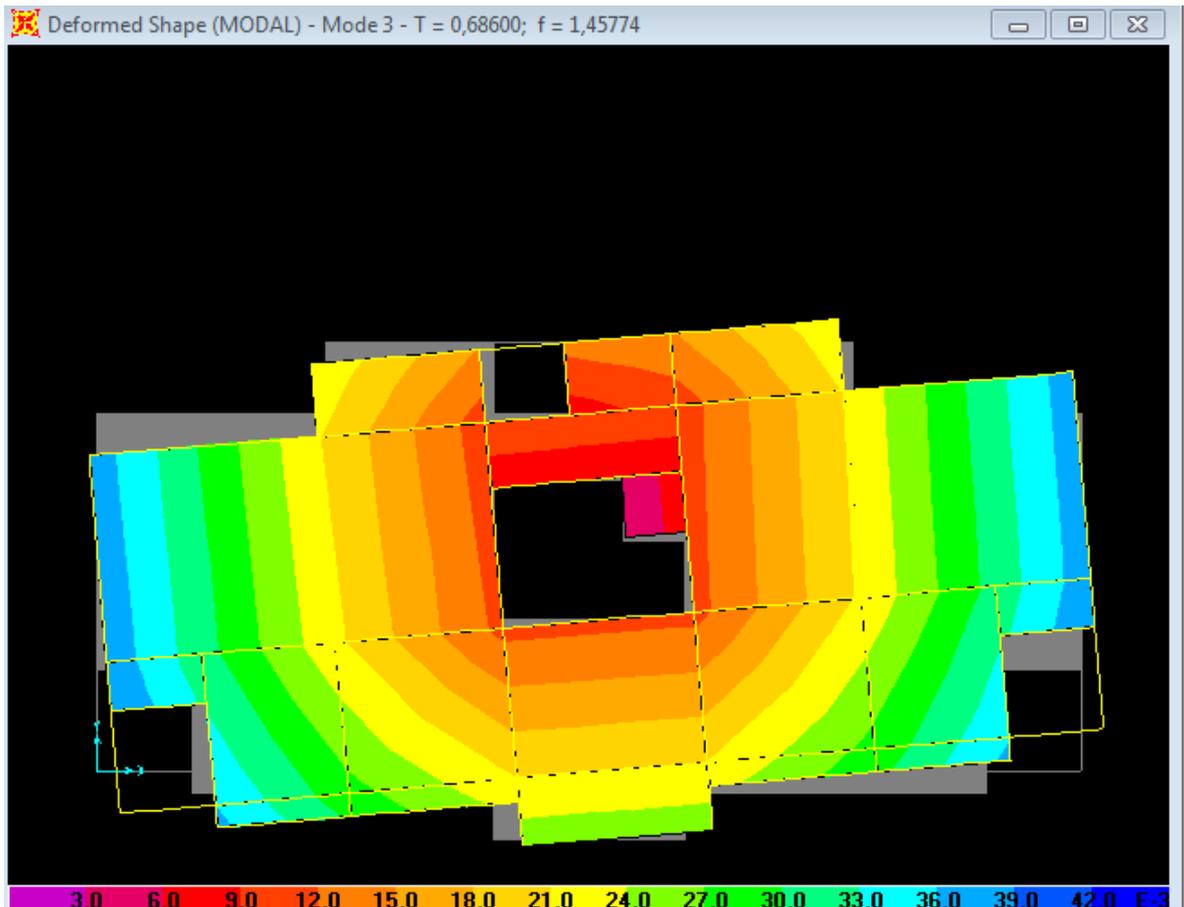


Figure IV.4: 3^{ème} mode de déformation(torsion)

IV.6.2. Justification de l'interaction voiles portiques: (RPA99 Article 3.4)

- Les voiles de contreventements doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

■ sous charges verticales :

On doit vérifier que : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$ pour les voiles.

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$ pour les portiques.

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris		commentaire
	portiques	voiles	P (%)	V (%)	
Sous sol	25426.379	5518.852	82.166	17.834	vérifié
commerce	23600.365	5236.954	81.84	18.16	vérifié
RDC	21438.258	4907.494	81.373	18.63	vérifié
Etage1	19283.658	4563.574	80.863	19.137	vérifié
Etage2	17244.339	4105.392	80.771	19.229	vérifié
Etage3	15203.262	3649.352	80.643	19.357	vérifié
Etage4	13110.081	3245.113	80.159	19.841	vérifié
Etage5	11087.038	23771.09	80.004	19.996	vérifié
Etage6	9121.427	1685.951	84.4	15.6	vérifié
Etage7	7151.906	1711.797	80.688	19.312	vérifié
Etage8	5160.607	1205.666	81.062	18.938	vérifié
Etage9	3056.334	724.457	80.838	19.162	vérifié
Etage10	1512.994	316.197	82.706	17.294	vérifié

■ sous charges horizontales :

On doit vérifier que :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \dots\dots\dots \text{pour le voiles.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \dots\dots\dots \text{pour les portiques.}$$

Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Sens x x				sens y y			
	portiques	voiles	P (%)	V (%)	portiques	voiles	P (%)	V (%)
Sous sol	835.632	883.254	48.615	51.385	723.34	1009.61	41.74	58.26
commerce	683.926	1021.549	40.102	59.898	739.539	980.059	43.01	56.99
RDC	1022.48	567.731	64.298	35.702	929.036	707.942	56.753	43.247
Etage1	1027.65	482.754	68.038	31.962	945.933	608.907	60.84	39.16
Etage2	941.924	474.857	66.48	33.52	852.288	606.633	58.419	41.581
Etage3	950.086	362.926	72.359	27.641	845.062	505.567	62.568	37.432
Etage4	819.581	377.244	68.48	31.52	726.848	503.187	59.09	40.91
Etage5	819.168	264.009	74.71	25.29	714.209	385.05	64.97	35.03
Etage6	678.721	253.907	72.775	27.225	586.379	201.297	74.444	25.556
Etage7	642.103	145.495	81.527	18.473	535.011	254.649	67.752	32.248
Etage8	505.638	117.56	81.136	18.864	407.333	197.298	67.369	32.631
Etage9	347.927	64.141	84.434	15.566	272.566	120.389	69.363	30.637
Etage10	241.813	89.261	73.039	26.961	153.764	55.058	73.634	26.366

IV.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA99 Art(4.3.6) la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente résultante.

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques

	V_{st} (KN)	$0.8 * V_{st}$ (KN)	V_d (KN)	Remarque
Sens xx	1895.44	1516.35	1718.77	vérifiée
Sens yy	1841.35	1473.08	1732.86	vérifiée

On remarque que la condition $V_d > 0.8 * V_{st}$ est vérifiées pour les deux sens.

IV.6.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (Article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{RPA99, Formule 7.2})$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	B_r (cm ²)	N (KN)	N_{rd}	Remarque
s/sol,commerce	75*75	2871.74	0.2	vérifié
RDC,étage1	70*70	2409.756	0.177	vérifié
Etage2,3	65*65	1927.071	0.182	vérifié
Etage4,5	60*60	1456.295	0.162	vérifié
Etage6,7	55*55	994.993	0.132	vérifié
Etage8,9	50*50	539.095	0.09	vérifié
Etage10,terrasse	45*45	151.027	0.03	vérifié

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.6.5. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l’RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l’étage.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k -1 » est égale à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1$$

Avec : $\delta K = R \times \delta eK$

δK : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99 (Article.4.43)

δeK : déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l’effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le suivant :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements.

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_K / h_K (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_K / h_K (%)
Sous sol	0.08	0.4	0	0.4	350	0,114	0,08	0.4	0	0.4	0,114
Commerce	0.39	1.95	0.4	1.55	595	0,261	0,41	2.05	0.4	1.65	0,278
RDC	0.56	2.8	1.95	0.85	306	0,278	0,59	2.95	2.05	0.9	0,294
1 ^{er} étage	0.72	3.6	2.8	0.8	306	0,261	0,77	3.85	2.95	0.9	0,294
2 ^{ème} étage	0.89	4.45	3.6	0.85	306	0,278	0,94	4.7	3.85	0.85	0,278
3 ^{ème} étage	1.05	5.25	4.45	0.8	306	0,261	1.1	5.5	4.7	0.8	0,261
4 ^{ème} étage	1.21	6.05	5.25	0.8	306	0,261	1.26	6.3	5.5	0.8	0,261
5 ^{ème} étage	1.36	6.8	6.05	0.75	306	0,245	1.4	7	6.3	0.7	0,229
6 ^{ème} étage	1.5	7.5	6.8	0.7	306	0,229	1.54	7.7	7	0.7	0,229
7 ^{ème} étage	1.62	8.1	7.5	0.7	306	0,229	1.66	8.3	7.7	0.6	0,196
8 ^{ème} étage	1.76	8.8	8.1	0.7	306	0,229	1.77	8.85	8.3	0,55	0,18
9 ^{ème} étage	1.87	9.35	8.8	0.55	306	0,180	1.87	9.35	8.85	0.85	0,28
10 ^{ème} étage	1.96	9.8	9.35	0.45	306	0,147	1.96	9.8	9.35	0,45	0,147

IV.6.6. Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ :

L’effet P-Δ (effet de second ordre) est l’effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

avec :
$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

v_k : Effort tranchant d’étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l’étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l’effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculée au moyens d’une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

- Si $\theta_k > 0,2$, la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9 : Vérification à L'effet P- Δ .

Niveau N°	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'			Commentaire
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	
S/sol	350	28837,319	0.4	1718,886	0,01917343	0.4	1732,95	0,01869364	vérifié
commerce	595	26345,752	1.55	1705,475	0,04154017	1.65	1719,598	0,04248647	vérifié
RDC	306	23847,232	0.85	1590,211	0,0416563	0.9	1636,978	0,04284659	vérifié
1 ^{ère} étage	306	21349,731	0.8	1510,408	0,03695445	0.9	1554,9	0,04038416	vérifié
2 ^{ème} étage	306	18852,614	0.85	1416,781	0,03696293	0.85	1458,921	0,03589528	vérifié
3 ^{ème} étage	306	16355,194	0.8	1313,012	0,03256534	0.8	1350,629	0,03165834	vérifié
4 ^{ème} étage	306	13858,128	0.8	1196,825	0,03027209	0.8	1230,035	0,02945477	vérifié
5 ^{ème} étage	306	10807,378	0.75	1073,177	0,02632798	0.7	1099,255	0,02249047	vérifié
6 ^{ème} étage	306	8863,703	0.7	932,628	0,02174119	0.7	787,676	0,02574211	vérifié
7 ^{ème} étage	306	6366,273	0.7	787,598	0,01849087	0.6	789,66	0,01580793	vérifié
8 ^{ème} étage	306	3780,791	0.7	623,198	0,0118956	0,55	604,631	0,01123915	vérifié
9 ^{ème} étage	306	2012,191	0.55	412,068	0,00877691	0.85	392,955	0,01422407	vérifié
10 ^{ème} étage	306	188,025	0.45	363,089	0,00076154	0,45	208,822	0,00132413	vérifié

On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est vérifiée, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.



CHAPITRE .V.

Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction :

On désigne sous le nom des éléments structuraux, les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- | | |
|-------------------|---|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G \pm E_y$ |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q \pm E_x$ (RPA99) et (CBA93) |
| 3) $0.8G \pm E_x$ | 6) $G + Q \pm E_y$ |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

Les résultats obtenus pour les sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.1 : Les sollicitations dans les poteaux.

Poteaux	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Comb	N^{\min} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Comb	M^{\max} (KN.m)	N^{corr} (KN)	Comb	V (KN)
75×75	468.598	114.25	3	-2871.735	11.24	2	161.428	-1659.99	6	132.72
	364.144	60.28	4	-2663.31	12.3	2	155.02	-312.67	6	146.09
70×70	272.969	58.301	4	-2409.76	-10.75	2	-138.4	-1141	5	224.27
	221.137	47.79	4	-2166.89	-6.117	2	-127.31	-1488.68	6	220.83
65×65	174.298	43.89	4	-1927.07	-7.93	2	-113.36	-1327.62	6	204.44
	132.389	44.21	4	-1690.36	-10.51	2	-116.9	-1171.6	6	191.55
60×60	95.318	35.82	4	-1456.3	-10.67	2	-100.49	-1018.62	6	173.02
	63.874	36.12	4	-1224.78	-13.9	2	-101.78	-870.43	6	157.965
55×55	38.242	27.66	4	-994.993	-12.9	2	-84.377	-725.07	6	54.41
	19.666	19.954	4	-785.082	-9.8044	2	-82.8273	-584.154	6	118.533
50*50	9.6	17.75	4	-598.361	18.643	2	63.6387	-106.791	5	94.974
	24.671	15.6027	4	-420.923	15.2245	2	-60.4788	-312.008	6	77.051
45*45	29.566	30.0706	4	-244.664	18.3461	2	59.749	-148.618	2	52.224

V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1) :

a)- Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
4 % en zone courante
6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25cm en zone IIa- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage.

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau.

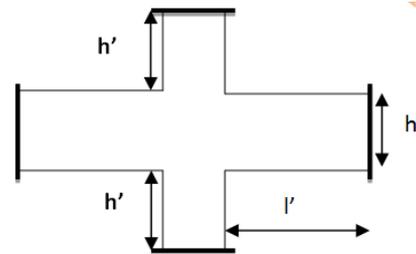


Figure V.1: Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

	Section du poteau	A ^{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			zone courante	Zone de recouvrement
S/sol ; commerce	75*75	45	225	337.5
RDC et 1 ^{ème} étage	70*70	39.2	196	294
2 et 3 ^{ème} étage	65*65	33.8	169	253.5
4 et 5 ^{ème} étage	60*60	28.8	144	216
6 et 7 ^{ème} étage	55*55	24.2	121	181.05
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	50*50	20	100	150
10 ^{ème} étage	45*45	16.2	81	121.

VI.2.2. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

-Armatures longitudinales

➤ Exemple de calcul :

Soit les poteaux du sous-sol : (75*75)

$$b = 75\text{cm}, h = 75\text{cm}$$

$$d = 70\text{cm}, d' = 5\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{ Mpa}$$

acier Fe E400

$$f_{bu} = 14.2\text{Mpa}$$

$$\text{a)-} N^{\max} = 468.598\text{KN} \Rightarrow M^{\text{cor}} = 114.25\text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{114.25}{468.598} = 24.38\text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{75}{2} = 37,5\text{cm}$$

c à l'intérieur de la section

$$A = N_u(d - d') - M_{UA}$$

$$B = (0.337h - 0.81d')b.h.f_{bu}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 266.54\text{KN.m}$$

$$A = 38.05\text{KN.m}$$

$$B = 1695.35\text{KN.m}$$

$A < B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{1191.15 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,7^2 \times 0,75} = 0,228 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,449 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 4,290 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa.}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,5743\text{m.}$$

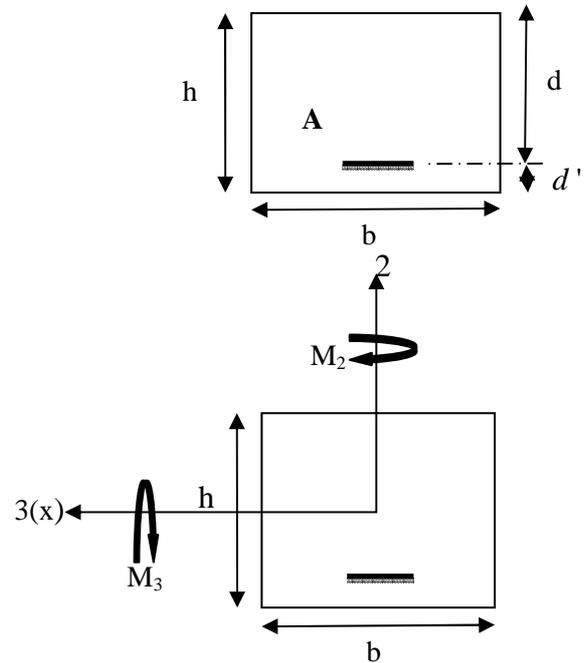
$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{266.54 \times 10^{-3}}{0,5743 \times 348} = 13.33\text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 13.33 - \frac{468.598 \times 10^{-3}}{400} = -1.615\text{cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0\text{cm}^2$$

b)-Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M = 161.428\text{KN.m}, N = -1659.985\text{KN} \Rightarrow e_G = 0.097\text{m}$$



Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 700.923 \text{KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_{UA} \geq (0.337h - 0.81d_0)b.h.f_{bu} \quad (I)$$

$$(I) \Rightarrow 0.378 \text{MN.m} \geq 1.695 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_{uA} = 0.7009 \text{MN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.134 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.18 \Rightarrow z = 0.65 \text{m} \Rightarrow A_l = 30.99 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = -10.51 \text{cm}^2 \leq 0$$

c)-Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$M = 11.24 \text{KN.m}, N = -2871.735 \text{KN} \Rightarrow e_G = 0.003914 \text{m}$$

$$I) \Rightarrow 0.9513 \geq 1.695 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_{uA} = 0.9153 \text{MN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.182 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.254 \Rightarrow z = 0.63 \text{m} \Rightarrow A_l = 41.75 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = -18.87 \text{cm}^2$$

Tableau V.3 :Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A calculée (cm ²)	A ^{min} RPA (cm ²)	A (adoptée) (cm ²)
s/sol,commerce	75*75	41.75	45	12T20+4T16= 45.74cm ²
RDC,1 ^{ère} étage	70*70	37.43	39.2	8T20 + 8T16= 41.21
2 ^{ème} · 3 ^{ème} étage	65*65	28.17	33.8	12T16 + 4T20= 36.7
4 ^{ème} · 5 ^{ème} étage	60*60	21.55	28.8	16T16= 32.17
6 ^{ème} · 7 ^{ème} étage	55*55	15.13	24.2	12T16= 24.23
8 ^{ème} · 9 ^{ème} étage	50*50	9.94	20	8T14 + 4T16= 20.36
10 ^{ème} étage	45*45	5.05	16.2	8T14 + 4T12= 16.84

-pour les poteau circulaire :

Tableau V.4:Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux circulaires.

Niveau	diamètre (cm)	A calculée (cm ²)	A ^{min} RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
s/sol,commerce	75	34.95	35.33	12T20= 37.7
RDC,1 ^{ère} étage	70	29.75	30.77	6T20 + 6T16= 30.91
2 ^{ème} · 3 ^{ème} étage	65	24.32	26.53	4T20+8T16= 28.15
4 ^{ème} · 5 ^{ème} étage	60	19.42	22.61	12T16= 24.16
6 ^{ème} · 7 ^{ème} étage	55	14.92	18.99	10T16= 20.11
8 ^{ème} · 9 ^{ème} étage	50	9.94	15.7	5T16+5T14= 17.75
10 ^{ème} étage	45	5.05	12.72	5T14 + 5T12= 13.35

- Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'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 :

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone II_a
- **Dans la zone courante** $t \leq 15\phi_l$ en zone II_b et III

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\text{min}} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ 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.

➤ **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple de calcul le poteau du sous-sol ($75 \times 75 \text{ cm}^2$):

✓ Soit : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 3,50}{0,75} = 3,267 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = 3,32 \text{ cm}^2.$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r = 40\phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ **Espacement :**

-Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(16; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

-Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ **Quantité d'armature minimale :**

On a : $\lambda_g = 3.267$ donc :

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

-zone nodale : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(10 \times 75) = 3,75 \text{ cm}^2.$

-zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(15 \times 75) = 6 \text{ cm}^2.$

Donc : on adopte pour **8HA10=6.28cm²**.

Tableau V.5: Armature transversales.

Niveau	s/sol, commerce	RDC, 1 ^{ère} Etage	2,3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} étage	6,7 ^{ème} étage	8,9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Section du poteau (cm ²)	75*75	70*70	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45
$\phi_{l_{\max}}$ (cm)	2	2	2	1.6	1.6	1.6	1.4
$\phi_{l_{\min}}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.2
L_f (cm)	2.45	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
λ_g	3.267	3.06	3.3	3.57	3.89	4.284	4.76
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
V_U (KN)	132.716	224.272	204.436	173.023	138.101	94.974	52.224
L_r (cm)	80	80	80	64	64	64	56
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
S_t z.courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	3.32	6.01	5.9	4.33	3.53	2.67	1.306
A_{\min}^t (cm ²) z.nodale	3.75	3.5	3.25	3	2.75	2.5	2.25
A_{\min}^t (cm ²) z.courante	6	5.25	4.88	4.50	4.125	3.75	3.38
$A^t_{\text{adopté}}$ (cm ²)	6.28	6.28	6.28	4.71	4.71	3.93	3.93
Nombre des cadres	8HA10	8HA10	8HA10	6HA10	6HA10	5HA10	5HA10

-poteau circulaire:

Tableau V.6: Armature transversales pour les poteaux circulaires.

Niveau	s/sol, commerce	RDC, 1 ^{ère} étage	2,3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} étage	6,7 ^{ème} étage	8,9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Diamètre du poteau (cm)	75	70	65	60	55	50	45
$\phi_{l,max}$ (cm)	2	2	2	1.6	1.6	1.6	1.4
$\phi_{l,min}$ (cm)	2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.2
L_f (cm)	2.45	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
λ_g	3.267	3.06	3.3	3.57	3.89	4.284	4.76
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
V_U (KN)	132.716	224.272	204.436	173.023	138.101	94.974	52.224
L_r (cm)	80	80	80	64	64	64	56
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
S_t z.courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	3.32	6.01	5.9	4.33	3.53	2.67	1.306
A^t_{min} (cm ²) z.nodale	3.75	3.5	3.25	3	2.75	2.5	2.25
A^t_{min} (cm ²) z.courante	6	5.25	4.88	4.50	4.125	3.75	3.38
$A^t_{adopté}$ (cm ²)	6.28	6.28	6.28	4.71	4.71	3.93	3.93
Nombre des cadres	8HA10	8HA10	8HA10	6HA10	6HA10	5HA10	5HA10

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.3. Vérifications :

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du sous sol, avec une longueur de $l_0 = 3.5$ m et un effort normal égal à : 2871.735 KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

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.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.45 \text{ m} \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.22 \text{ m} \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{2.45}{0.22} = 11.14 \Rightarrow \alpha = 0.83$$

$$B_r = 0.5329 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.83 \times \left(\frac{0.5329 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 45.74 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 9511.35 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 2871.735 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

-Vérification au flambement des poteaux des différents étages :

Tableau V.7 : Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	i	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)
Sous sol	75×75	3.5	2.45	0.22	11.14	0.83	45.74	5329	9511.35	2871.735
commerce	75×75	5.95	4.165	0.22	18.93	0.803	45.74	5329	9201.95	2663.31
RDC, 1 ^{ère} étage	70×70	3.06	2.142	0.189	11.33	0.83	41.21	4624	8296.97	2409.76
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	65×65	3.06	2.142	0.188	11.39	0.83	36.7	3969	7160.01	1927.07
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	60×60	3.06	2.142	0.173	12.38	0.783	32.17	3364	5753.99	1456.3
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	55×55	3.06	2.142	0.159	13.47	0.776	24.23	2809	4689.19	994.993
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	50×50	3.06	2.142	0.144	14.88	0.82	20.36	2304	4082.11	598.361
10 ^{ème} étage	45×45	3.06	2.142	0.13	16.48	0.814	16.84	1849	3263.69	244.64

b) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

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

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

Avec : $B = b \times h + 15 \times A_s$

$$v' = h - v$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

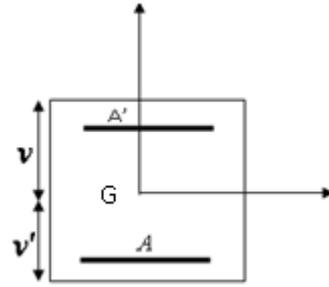


Figure V.2: Section du poteau.

Tableau V.8 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
s/sol,commerce	75×75	67.5	45.74	34	41	0.0386	2127.211	18.7	3.95	15
RDC,1 ^{ère} étage	70×70	63	41.21	38	32	0.0245	1785.004	7.96	3.77	15
2 ^{ème} .3 ^{ème} étage	65×65	58.5	36.7	35.43	29.57	0.0166	1312.612	8.64	3.29	15
4 ^{ème} .5 ^{ème} étage	60×60	54	32.17	34.58	30.42	0.0156	1072.397	10.2	3.204	15
6 ^{ème} .7 ^{ème} étage	55×55	49.5	24.23	35.39	19.61	0.0102	737.032	9.55	2.768	15
8 ^{ème} .9 ^{ème} étage	50×50	45	20.36	29.29	20.71	0.0065	443.23	13.81	2.	15
10 ^{ème} étage	45×45	40.5	16.84	24.64	20.36	0.0042	181.233	17.68	1.037	15

c) Vérification aux sollicitations tangentes :

Selon le RPA 99 /version 2003 (Art : 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:

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{et} \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec : τ_{bu} La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Vérification des contraintes tangentielles.

niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ MPa	τ̄ _{adm} MPa	Observation
s/sol,commerce	75×75	2.45	3.267	0.04	70×70	132.716	0.253	1	vérifiée
RDC,1 ^{ère} étage	70×70	2.142	3.06	0.04	65×65	224.272	0.493	1	vérifiée
2 ^{ème} .3 ^{ème} étage	65×65	2.142	3.29	0.04	60×60	204.436	0.524	1	vérifiée
4 ^{ème} .5 ^{ème} étage	60×60	2.142	3.57	0.04	55×55	173.023	0.524	1	vérifiée
6 ^{ème} .7 ^{ème} étage	55×55	2.142	3.89	0.04	50×50	138.101	0.502	1	vérifiée
8 ^{ème} .9 ^{ème} étage	50×50	2.142	4.284	0.04	45×45	94.974	0.422	1	vérifiée
10 ^{ème} étage	45×45	2.142	4.76	0.04	40×40	52.224	0.29	1	vérifiée

➤ **Dispositions constructives :**

• **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement

$$L_r > 40 * \Phi \text{ en zone II}$$

$$\Phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 12 = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 85 \text{ cm}$$

$$\Phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\Phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

• **Dispositions constructives des armatures dans les poteaux :**

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_c}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

Pour les paramètres (h') et (l').

S/sol :

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(58.33; 75; 75; 60 \text{ cm}) = 75 \text{ cm}$$

Commerce :

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(99.17; 75; 75; 60 \text{ cm}) = 99.17 \text{ cm}$$

RDC, 1^{ère} étage:

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(51; 70; 70; 60 \text{ cm}) = 70 \text{ cm}$$

2, 3^{ème} étages :

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(51; 65; 65; 60 \text{ cm}) = 65 \text{ cm}$$

4, 5^{ème} étages :

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(51; 60; 60; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

6, 7^{ème} étages :

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(51; 55; 55; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

8, 9^{ème} étages :

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(51; 50; 50; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

10^{ème} étages :

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(51; 45; 45; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

V.1.5. Schéma de ferrailage des poteaux :

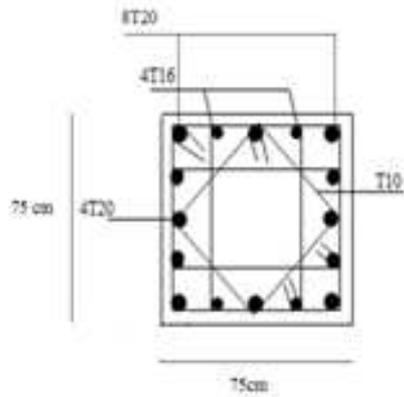


Schéma de ferrailage des poteaux sous sol et 1^{er} étage.

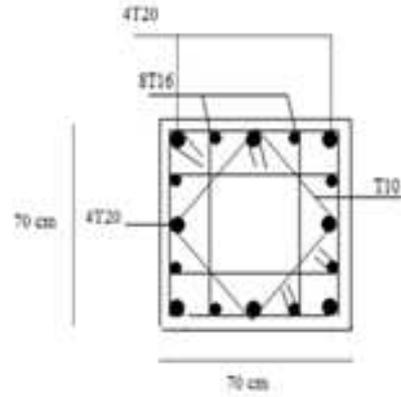


Schéma de ferrailage des poteaux EDC et 1^{er} étage.

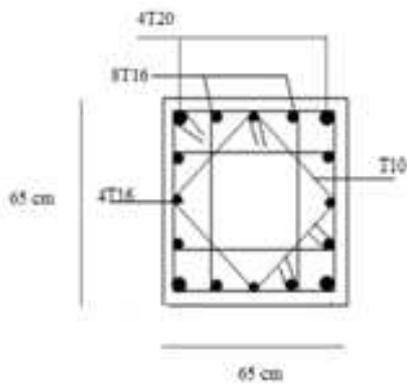


Schéma de ferrailage des poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage.

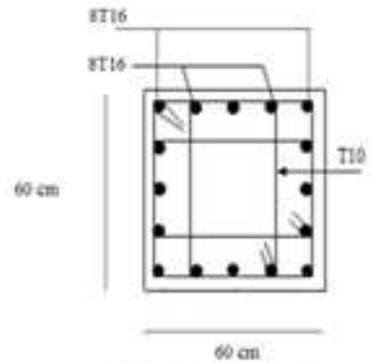


Schéma de ferrailage des poteaux 4^{ème} et 5^{ème} étage.

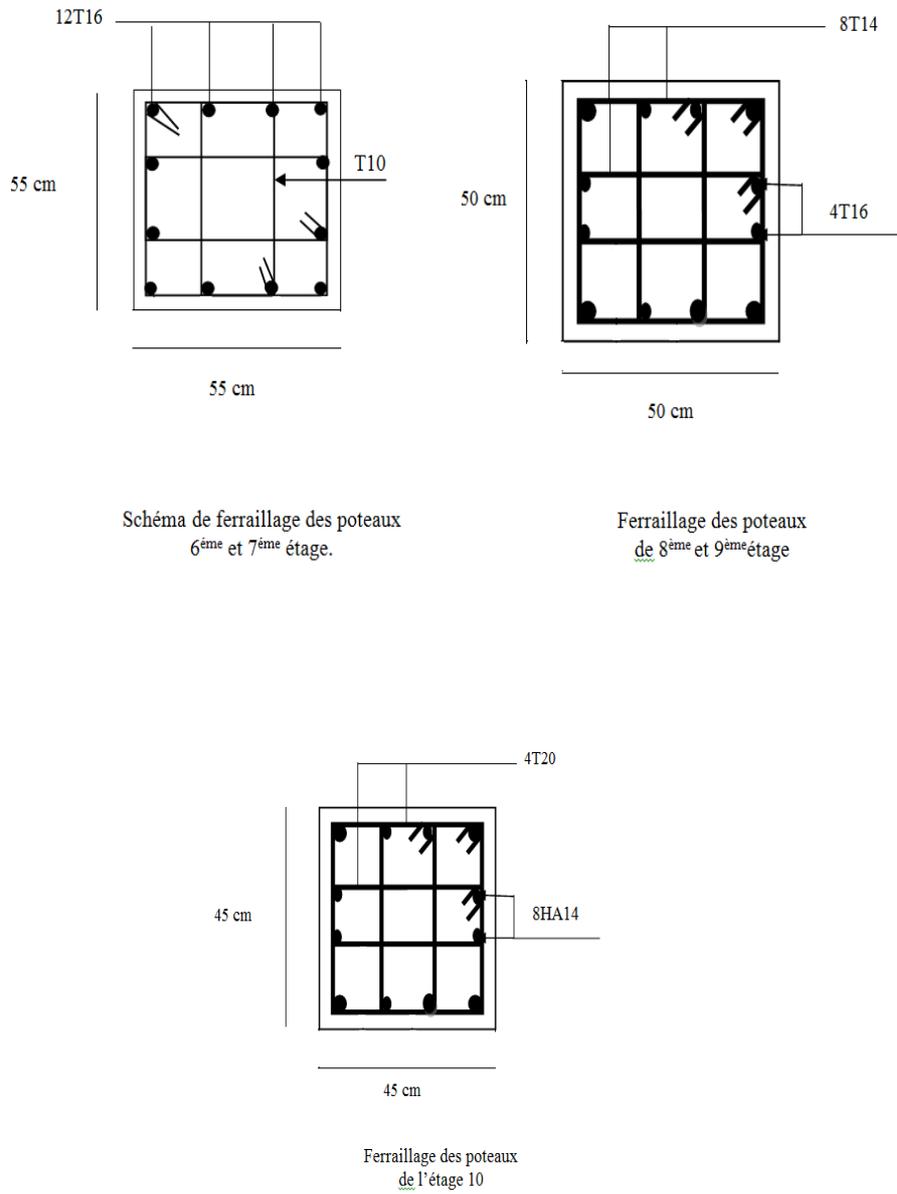
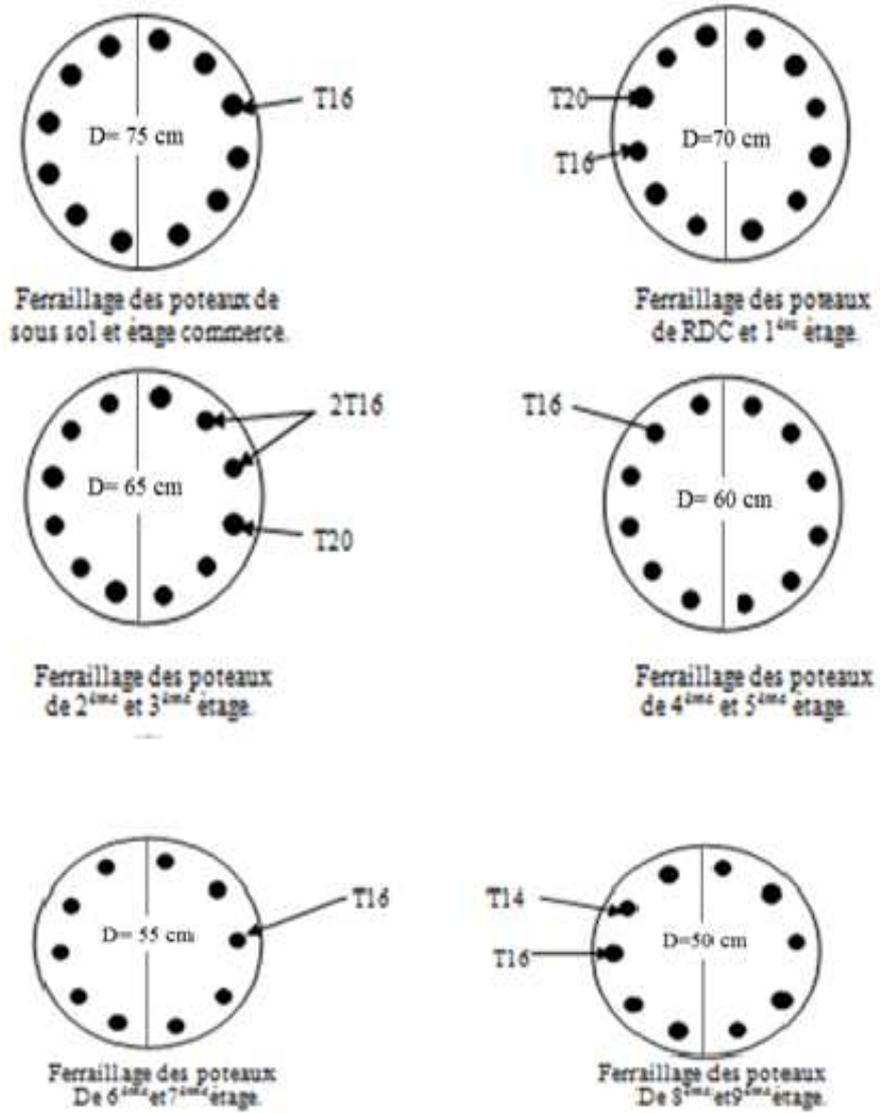


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux des différents niveaux.



FigureV.4 :Schéma de ferrailage des poteaux circulaire des différentes niveaux.

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales ($40 \times 45 \text{ cm}^2$) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ($35 \times 45 \text{ cm}^2$) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000, version 14.2.2** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/version 2003** suivantes :

- 1) $1.35G + 1.5Q$.
- 2) $G + Q$.
- 3) $G + Q + E$.
- 4) $G + Q - E$ (*RPA99*) et (*CBA93*)
- 5) $0.8G + E$
- 6) $0.8G - E$

V.2.1. Les recommandations du RPA99/version 2003

a. Les armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\% b \times h$ en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - * $4\% b \times h$ En zone courante.
 - * $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
- ✓ $40\phi_{\max}$ en zone IIa avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

➤ **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

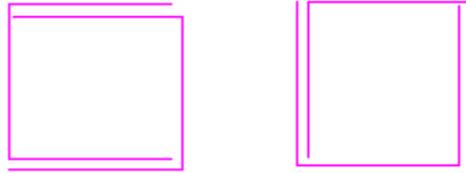


Figure V.5 : U superposés (avec alternance dans l'orientation)

b. Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de : $S \leq \min(h/4 ; 12 \phi)$
- En dehors de la zone nodale, $S \leq h/$
Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

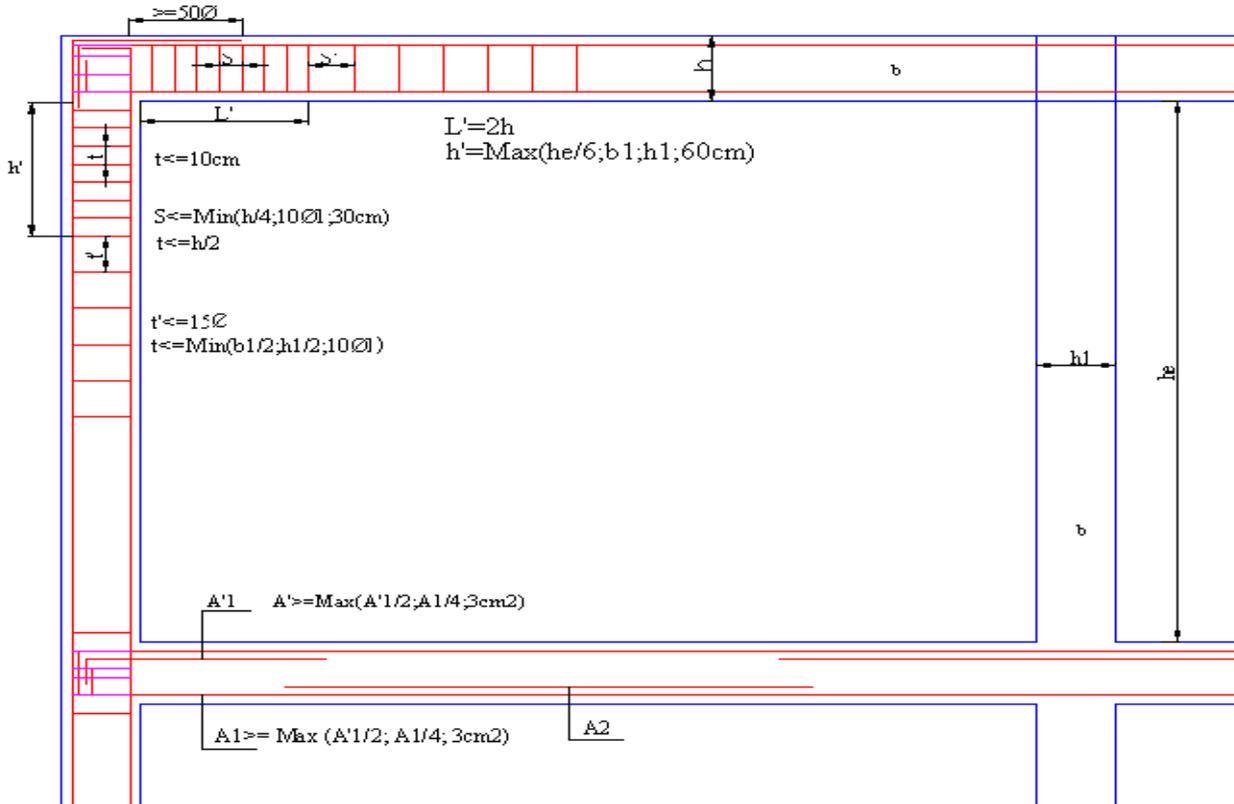


Figure.V.6 : Dispositions constructives des portiques.

V.2.2. Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003 :

Tableau V.10 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.

Type des poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	40×45	9,00	72	108
Secondaire	35×45	7,88	63	94.5

V.2.3. Sollicitations de calcul :

Tableau V.11 : Les sollicitations les plus défavorables.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appuis}	V	M _{travée}	M _{appuis}	V
RDC	165.221	-160.8468	272.195	142.2404	-144.6624	251.34
commerce	210.675	-209.426	356.734	179.525	163.918	312.567
1 ^{ère} , 2 ^{ème} étages	142.69	-161.152	287.029	180.7	-135.354	255.208
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	174.49	-144.467	243.331	118.69	-138.69	213.991
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	145.2	-143.803	160.396	71.8	-116.184	142.963
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages	118.717	-141.2721	116.45	62.0633	-92.211	110.837
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étages	93.05	-131.944	113.397	63.0633	-87.302	81.837

V.2.4. Ferrailage des poutres :

a. Armatures longitudinales :

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.12 : Armatures longitudinales des poutres.

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Commerce et RDC	Principales	40×45	Appuis	12.95	9,00	3HA20+3HA16=15.45
			travées	16.13		4HA20+2HA16=16.59
	Secondaires	35×45	Appuis	10.23	7,88	3HA16+3HA14=10.65
			travées	13.69		3HA16+3HA20=15.42
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	Principales	40×45	Appuis	10.16	9,00	3HA16+3HA14=10.65
			travées	13.79		3HA16+3HA20=15.42
	Secondaires	35×45	Appuis	8.55	7,88	6HA14=9.24
			travées	10.44		3HA16+3HA14=10.65
3,4 ^{ème} étages	Principales	40×45	Appuis	9.17	9.00	3HA16+3HA14=10.65
			travées	13.03		3HA16+3HA20=15.42

	Secondaires	35×45	Appuis	8.75	7,88	6HA14=9.24
			travées	8.65		6HA14=9.24
5,6 ^{ème} étages	Principales	40×45	Appuis	9.13	9,00	3HA16+3HA14=10.65
			travées	10.63		3HA16+3HA14=10.65
	Secondaires	35×45	Appuis	7.41	7,88	3HA12+3HA14=8,01
			travées	5.07		3HA12+3HA14=8,01
7,8 ^{ème} étages	Principales	40×45	Appuis	10.33	9,00	3HA16+3HA14=10,65
			travées	8.53		6HA14=9,24
	Secondaires	35×45	Appuis	6.6	7,88	3HA12+3HA14=8,01
			travées	4.36		3HA12+3HA14=8,01
9,10 ^{ème} étages	Principales	40×45	Appuis	9.59	9,00	3HA16+3HA14=10.65
			travées	6.61		6HA14=9,24
	Secondaires	35×45	Appuis	6.23	7,88	3HA12+3HA14=8,01
			travées	4.43		3HA12+3HA14=8,01

➤ **Longueurs de recouvrement :**

$$L_r > 40\phi_L$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 2 = 80 \text{ cm, on adopte } L_r = 85 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$$

a) Armatures transversales :

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

• **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1,4; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(1,4; 1,29; 4) = 1,29\text{cm}^2.$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3,16\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

• **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1,2; 1,29; 3,5)$$

Donc on 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/version 2003 :

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_t)$,
 - Poutres principales : $S_t \leq \min(1.25; 16.8)$ soit : $S_t = 10$ cm
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \min(1.25; 16.8)$ soit : $S_t = 10$ cm
- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$
 - Poutres principales : $S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5$ cm soit : 15 cm
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5$ cm soit : 15 cm

a.1). Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

a.2.-Contrainte tangentielle maximale :

a.2.1-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$.

Tableau V.13 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	356.734	2.13	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	312.567	1.86	3.25	Vérifiée

a.2.2.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

✓ en appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A _l (cm) Appui	V _u (KN)	M _a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	15,45	356.734	209.486	10.26	-5.49	Vérifiée
Secondaires	10.23	312.567	163.918	8.99	-3.33	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 la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcule de y: $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcule de I: $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.

poutres	Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	50.87	19.45	263920	7.35	15	vérifiée
	Travée	99.7	21.99	328412	3.41	15	vérifiée
Secondaires	Appui	31.34	22.95	321157	3.05	15	vérifiée
	Travée	42.65	25.85	396177	2.05	15	vérifiée

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après leCBA93 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 :

(1) : $\frac{h}{L} = \frac{45}{600} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

$M_0 = 180.96 \text{ KN.m}$

(2) : $\frac{h}{l} = \frac{45}{600} = 0.077 > \frac{99.7}{10 \times 180.96} = 0.055 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

(3) : $\frac{16.59 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.42} = 0.0099 \leq 0.0105 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires :

(1) : $\frac{h}{l} = \frac{45}{585} = 0.075 > 0.0625$condition vérifiée.

$M_0=97.93$ KN.m

(2) : $\frac{h}{l} = \frac{45}{600} = 0.075 > \frac{99.7}{10*180.96}=0.055$condition vérifiée.

(3) : $\frac{15.42*10^{-4}}{0.35*0.42} = 0.0103 \leq 0.0105$condition vérifiée.

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.5.Vérification des zones nodales :

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds et ca, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25 , c.à.d :ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

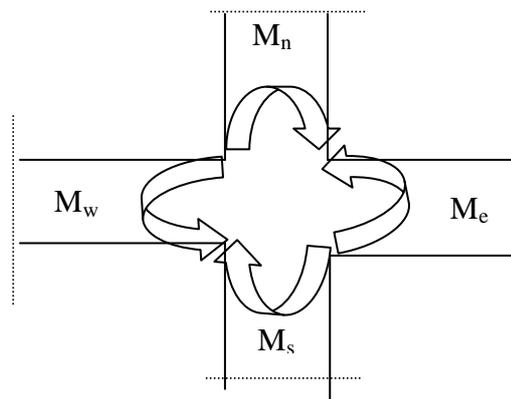


Figure V.7: Les moments sur la zone nodale

V.2.5.1.Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres :

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 du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec : $z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

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

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 :Moment résistant dans les poteaux.

Section(cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
75×75	63.75	45.74	1014.74
70×70	59.5	41.21	853.29
65×65	55.25	36.7	692.17
60×60	51	32.17	570.95
55×55	46.75	24.23	394.2
50×50	42.5	20.36	301.12
45×45	38.25	16.84	224.16

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
commerce, RDC	P.P (40×45)	38,25	15,45	205.65
	P.S (35×45)	38,25	10.65	141.76
1 ^{ère} , 2 ^{ème} étages	P.P (40×45)	38,25	10.65	141.76
	P.S (35×45)	38,25	9.24	122.99
3,4 ^{ème} étages	P.P (40×45)	38,25	10.65	141.76
	P.S (35×45)	38,25	9.24	122.99
5, 6 ^{ème} étages	P.P (40×45)	38,25	10.65	141.76
	P.S (35×45)	38,25	8,01	106.62
7, 8 ^{ème} étages	P.P (40×45)	38,25	10,65	141,76
	P.S (35×45)	38,25	8,01	106.68
9, 10 ^{ème} étages	P.P (40×45)	38,25	10,65	141,76
	P.S (35×45)	38,25	8,01	106.68

V.2.5.2 Vérification :

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Vérification de la zone nodale.

Niveaux	plan	M _N (KN.m)	M _S (KN.m)	M _W = M _E (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	1.25 (M _W +M _E) (KN.m)	Vérification
commerce	PP	1014,74	1014.74	205.65	2029.48	514.125	Vérifier
	PS			141.76		354.4	Vérifier
R D C	PP	853.29	853.29	205.65	1706.58	514.125	Vérifier
	PS			141.76		354.4	Vérifier
1 ^{ère} étage	PP	853.29	853.29	141.76	1706.58	354.4	Vérifier
	PS			122.99		307.48	Vérifier
2 ^{ème} étage	PP	692.17	692.17	141.76	1384.34	354.4	Vérifier
	PS			122.99		307.48	Vérifier
3 ^{ème} étage	PP	692.17	692.17	141.76	1384.34	354.4	Vérifier
	PS			122.99		307.48	Vérifier
4 ^{ème} étage	PP	570.95	570.95	141.76	1141.9	354.4	Vérifier
	PS			122.99		307.48	Vérifier
5 ^{ème} étage	PP	570.95	570.95	141.76	1141.9	354.4	Vérifier
	PS			106.62		266.7	Vérifier
6 ^{ème} étage	PP	394.2	394.2	141.76	788.4	354.4	Vérifier
	PS			106.62		266.7	Vérifier
7 ^{ème} étage	PP	394.2	394.2	141,76	788.4	354.4	Vérifier
	PS			106.68		266.7	Vérifier
8 ^{ème} étage	PP	301.12	301.12	141,76	602.24	354.4	Vérifier
	PS			106.68		266.7	Vérifier
9 ^{ème} étage	PP	301.12	301.12	141,76	602.24	354.4	Vérifier
	PS			106.68		266.7	Vérifier
10 ^{ème} étage	PP	224.16	224.16	141,76	448.32	354.4	Vérifier
	PS			106.68		266.7	Vérifier

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres , donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux

V.2.6. Schéma de ferrailage des poutres :

➤ Pour les poutres principale (40*45) :

-Pour RDC et commerce :

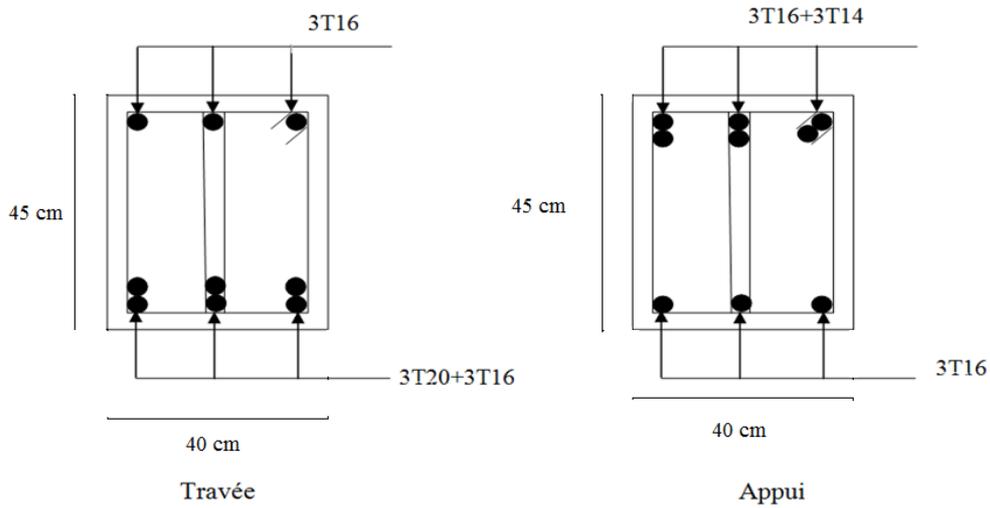


Figure V.8 :Schéma de ferrailage des poutres principales étage commerce et RDC.

-Pour le 1^{er} et 2^{ème} étage :

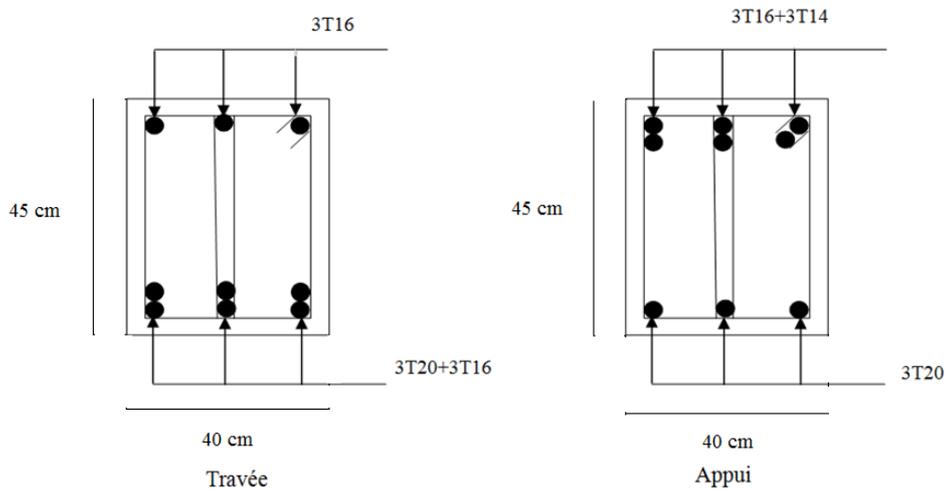


Figure V.9 : Schéma de ferrailage des poutres principales de 1^{ère} et 2^{ème} étage.

-Pour 3^{ème} et 4^{ème} étage :

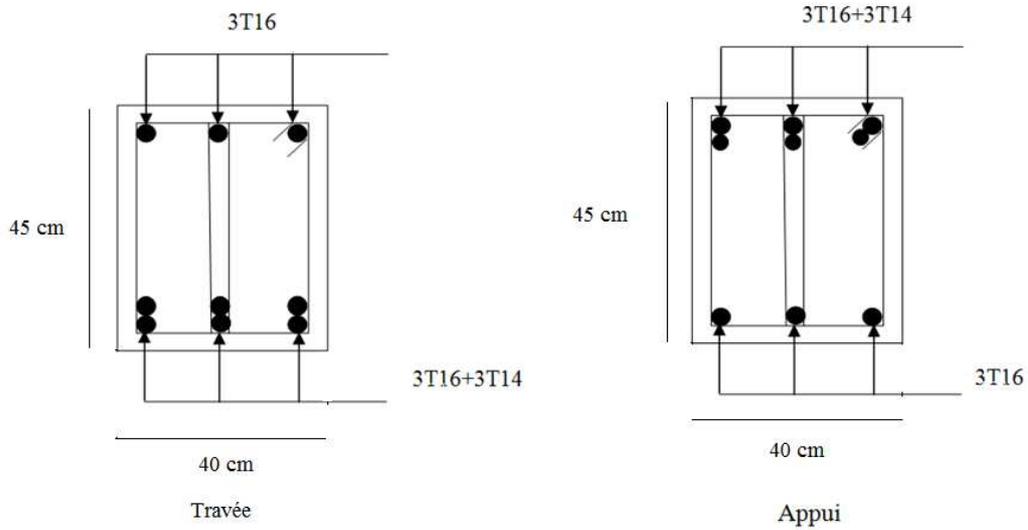


Figure V.10 : Schéma de ferrailage des poutres principales de 3^{ème} et 4^{ème} étage.

-Pour 5^{ème} et 6^{ème} étage :

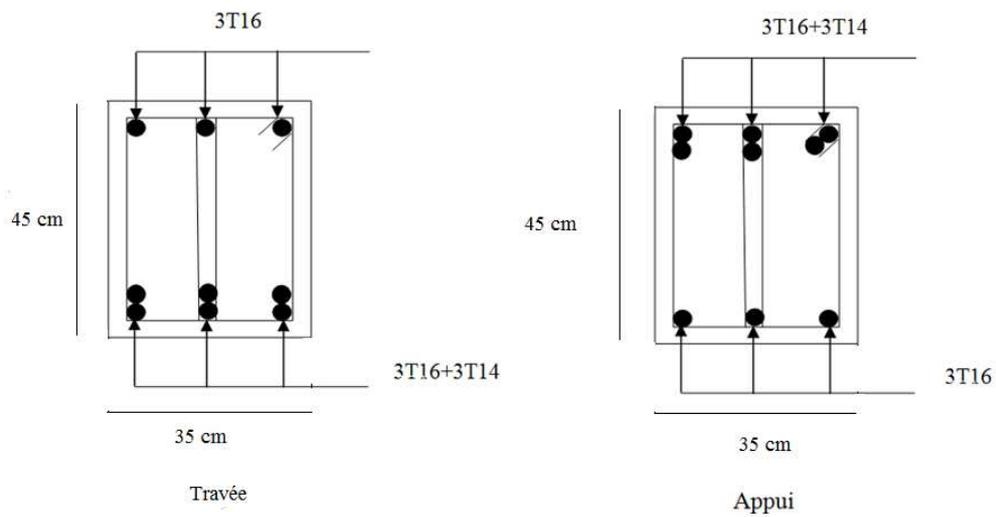


Figure V.11 : Schéma de ferrailage des poutres principales de 5^{ème} et 6^{ème} étage.

Pour les poutres secondaire (35*45) :

-pour commerce et RDC :

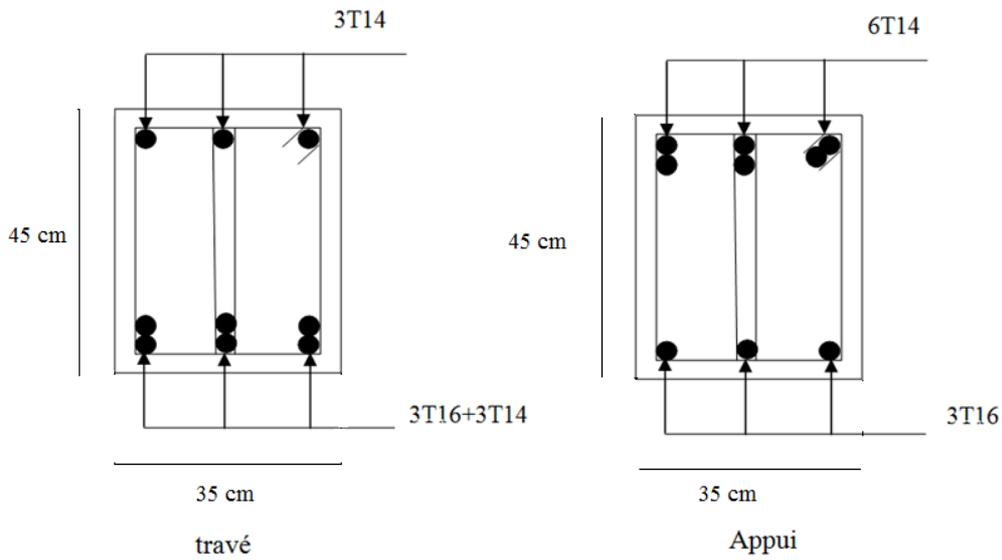


Figure V.12 : Schéma de ferrailage des poutres principales de RDC et commerce.

-pour 1^{ère} et 2^{ème} étage :

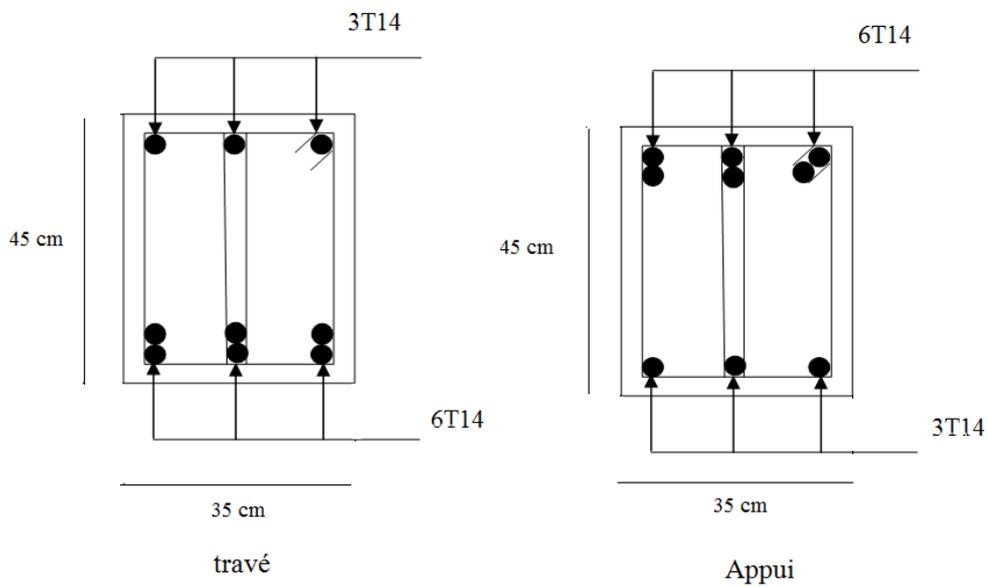


Figure V.13 : Schéma de ferrailage des poutres principales de 1^{er} et 2^{ème} étage.

-pour 3^{ème} et 4^{ème} étage :

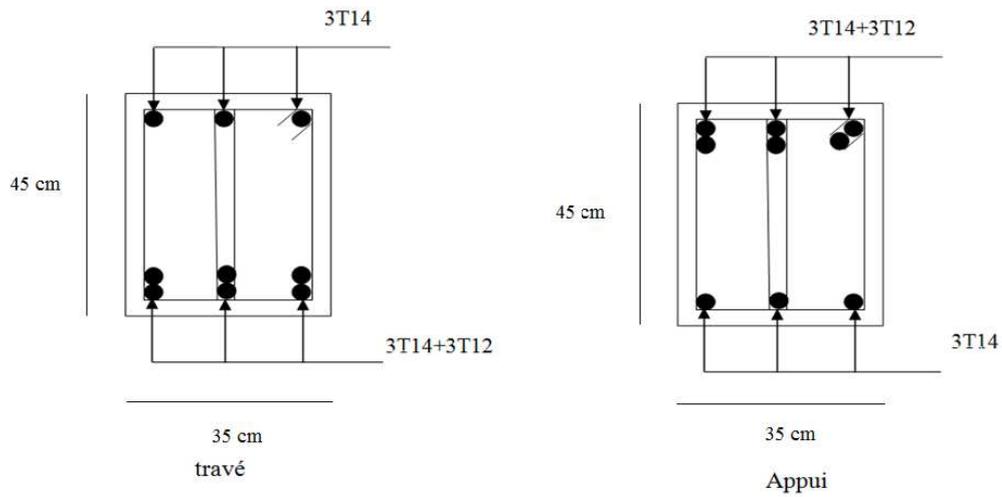


Figure V.14 : Schéma de ferrailage des poutres principales de 3^{ème} et 4^{ème} étage.

-Pour 5^{ème} et 6^{ème} étage :

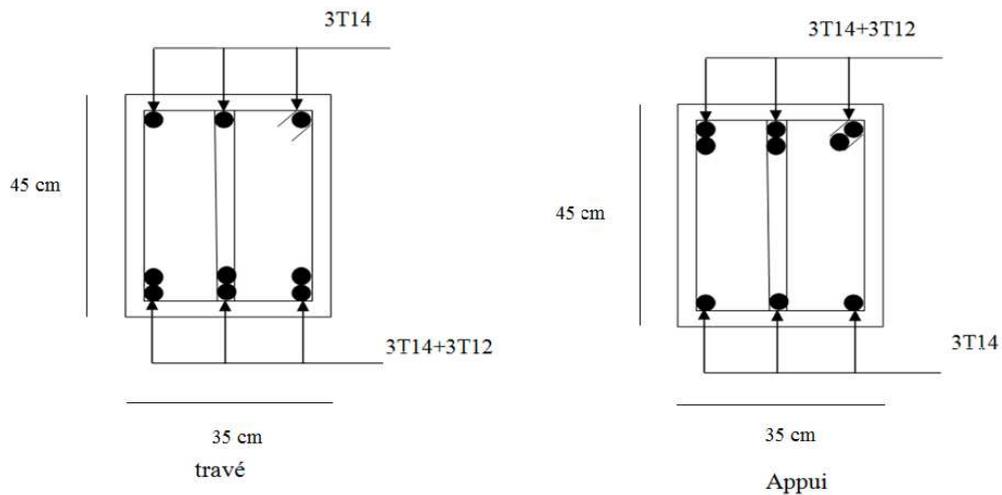


Figure V.15 : Schéma de ferrailage des poutres principales de 5^{ème} et 6^{ème} étage.

V.3. ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

V.3.1. Recommandation du RPA 99/version2003 :

a-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 la zone tendue.

e : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

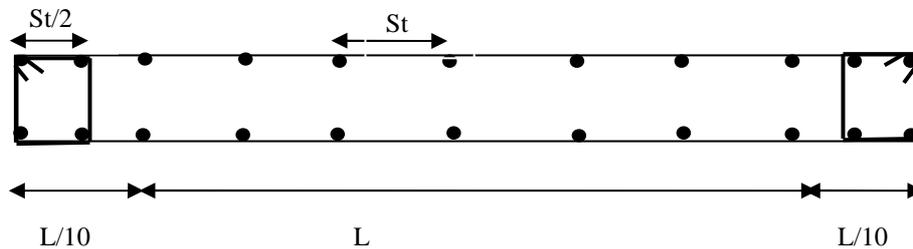


Figure.V.16 :Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

c)-Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par $1m^2$ au moins.

d)-Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

c)-Les règles communes (armatures verticales et horizontales) :

➤ 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.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile

➤ L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m^2 .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts et

Possible

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Combinaisons

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

-Sens x-x'

-Vx :

TableauV.20 :Sollicitation maximale dans le voile $V_{x=3m}$ à tous les niveaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol,	-728.022	-34.73	2819.39	-1254.26	-1695.63	3.121	434.35
commerce	-708.116	-21.59	2244.34	-1217.24	-1645.64	4.14	541.72
RDC	-702.99	8.30	367.7	-1188.32	-1606.55	9.6	289.49
1 ^{ère} étage	-659.27	3.64	400.17	-1331.01	-1492.71	3.24	237.16
2 ^{ème} étage	-610.57	3.74	404.45	-1010.77	-1366.72	4.12	233.31
3 ^{ème} étage	-560.57	3.01	310.26	-915.73	-1238.34	3.29	178.52
4 ^{ème} étage	-510.423	2.53	291.78	-656.08	-1109.55	2.59	185.14
5 ^{ème} étage	-453.62	2.01	210.97	-572.875	-968.96	2.05	123.84
6 ^{ème} étage	-380.92	-2.03	186.92	-593.64	-802.98	1.05	127.45
7 ^{ème} étage	-305.54	-2.1	159.54	-376.01	-636.15	-0.9	69.74
8 ^{ème} étage	-226.49	-2.3	140.33	-275.8	-466.38	-0.95	79.43
9 ^{ème} étage	-152.51	-2.6	235.13	-229.13	-310.04	0.86	60.16
10 ^{ème} étage	-136.7	21.34	253.415	-101.034	-68.665	13.73	108.445

-sens yy :

- (V_y)

TableauV.21 :Sollicitation maximale dans le voile $V_{y=2.45m}$ à tous les niveaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol,	9.33	-1624.59	1681.199	-1135.55	-1135.55	1681.199	273.05
commerce	-117.29	-1313.4	1382.47	-932.88	-932.88	1382.47	318.94
RDC	-225.49	-311.26	403.07	-664.72	-664.72	403.07	269.35
1 ^{ère} étage	-298.769	19.28	351.74	-530.031	-632.362	51.9994	221.39
2 ^{ème} étage	-278.69	11.13	324.94	-499.3	-588.22	37.22	212.25
3 ^{ème} étage	-209.67	-229.38	268.02	-505.2	-536.15	28.98	181.6
4 ^{ème} étage	-144.22	-207.76	240.02	-493.97	-493.97	240.02	173.85
5 ^{ème} étage	-89.225	-150.057	173.255	-460.122	-460.122	173.255	135.52
6 ^{ème} étage	-44.98	-120.44	141.57	-409.44	-409.14	141.57	120.66
7 ^{ème} étage	-12.602	98.67	98.42	-343.17	-343.166	98.42	84.67
8 ^{ème} étage	6.51	-47.32	95.78	-263.86	-263.86	95.78	61.99
9 ^{ème} étage	10.97	15.15	109.48	-194.86	-174.86	109.48	66.82
10 ^{ème} étage	7.35	-43.61	99.37	-80.28	-80.28	99.37	44.27

V.3.2. Calcul du ferrailage du voile :

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 qui suivent :

- Voile sens xx: (V_x)

Tableau V.22 :Ferrailage du voile sens xx.

Niveau	s/sol,comerce	RDC+1 ^{er} étage	2et 3 ^{ème} étage	4et 5 ^{ème} étage	6,7,8,9,10 ^{ème} étage
Section (cm ²)	30×300	30×300	25×300	25×300	20×300
N (KN)	-1695.53	-1331.01	-1010.77	-1109.55	-809.98
M (KN.m)	3.121	400.17	404.45	2.5	1.05
V (KN)	434.35	237.16	233.31	185.14	127.45
A _{min} (RPA) (cm ²)	13.5	13.5	11.25	11.25	9
A _{calculée} (cm ²)	42.47	42.28	35.38	27.81	20.101
A _{adopté} / face (cm ²)	42.58	42.58	36.93	30.15	23.10
Nombre de barres/face	11T20+4T16	11T20+4T16	6T20+9T16	15T16	15T14
S _t (cm)	20	20	20	20	20
τ (MPa)	0.751	0.41	0.484	0.384	0.33
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (Mpa)	5	5	5	5	5
A _h calculée (cm ²)	15.75	13.77	11.48	11.48	9.18
A _h min /ml (cm ²)	1.41	0.77	0.76	0.6	0.41
A _h adoptée (cm ²)	8T16	8T16	8T14	8T14	8T14
Nombre de barre/face/ml	16.08	16.08	12.06	12.06	12.06
S _t (cm)	20	20	20	20	20

- Voile sens yy : (V_y)

Tableau V.23 :Ferrailage du voile sens yy.

Niveau	s/sol,comerce	RDC+1 ^{er} étage	2et 3 ^{ème} étage	4et 5 ^{ème} étage	6,7,8,9,10 ^{ème} étage
Section (cm ²)	30×245	30×245	25×245	25×245	20×245
N (KN)	9.33	-632.362	-588,22	-460,122	-409.144
M (KN.m)	1624.59	51.9994	37,22	173,255	141.5667
V (KN)	273.05	221.39	269.35	135,52	120.66
A _{min} (RPA) (cm ²)	11.025	11,025	9.19	9,19	7.35
A _{calculée} (cm ²)	40,07	17.41	15.85	16,81	14,35
A _{adopté} / face (cm ²)	41.7	19,34	17.46	17,46	15,82
Nombre de barres/face	12T20+2T16	4T16+10T12	10T12+4T14	10T12+4T14	14T12
S _t (cm)	20	20	20	20	20
τ (MPa)	0.578	0.469	0.684	0.344	0.383
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (Mpa)	5	5	5	5	5
A _h calculée (cm ²)	1.08	0.88	1.07	0.54	0.48
A _h min /ml (cm ²)	15,75	13.77	11.48	11.48	9.18
A _h adoptée (cm ²)	8T16	8T16	8T14	8T14	8T14
Nombre de barre/face/ml	16.08	16.08	12.06	12.06	12.06
S _t (cm)	20	20	20	20	20

V.3.3. Exemple d'un schéma de ferrailage d'un voile :

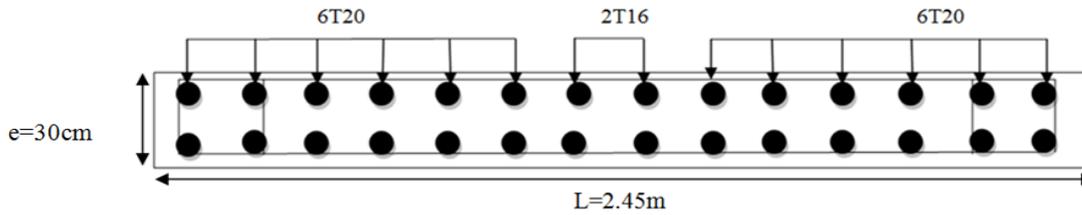


Figure V.17 : Schéma de ferrailage du voile V_y au niveau de s/sol.

V.4. CONCLUSION :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par deux logiciels de calcul (SAP2000 et Socotec) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.



CHAPITRE .VI.

Etude de l'infrastructure

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.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 (semelles posées directement sur le sol, les fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, les fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.3. Les caractéristiques du sol

Des sondages pénétrométriques ont été réalisés au niveau du sol d'assise de notre projet en question et cela, afin d'apprécier les qualités intrinsèques du sol de fondation et sa capacité portante.

Les résultats ont révélés que le sol est composé essentiellement de sables grossiers marneux avec la présence de gros galets en surface à des sables très fins vaseux en profondeur, le sol en place est de très faible portance, soit une contrainte admissible de **0.36 bars** jusqu'à **-8.00 mètres** de profondeur ,présence de la nappe phréatique est à **-7.00 mètres**(20/05/2010) de profondeur par rapport à la cote du terrain actuel

Remarque :

Compte tenu des mauvaises caractéristique du sol (capacité portante),le sol en question a été subi a une technique de renforcement par colonnes ballastées afin d'augmenter sa capacité portante qui est devenue égale a **2bars** .

VI.4. Etude du radier général

VI.4.1. Définition :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis 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 selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.4.2. Pré dimensionnement

VI.4.2.1. La condition de coffrage

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Nervure: $h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$

$L_{max} = 565 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{565}{10} = 56,5 \text{ cm}$ on prend : $h_t = 60 \text{ cm}$ (a)

Dalle: $h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$

$L_{max} = 565 \text{ m} \Rightarrow h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{565}{20}$
 $= 28,25 \text{ cm}$ on prend : $h_r = 30 \text{ cm}$

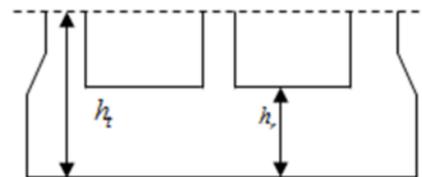


Figure VI.1: dimension du radier.

VI.4.2.2. La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

Avec :

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$. K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4,10^4 \text{ KN/m}^3$

$E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t = 0,9 \text{ m}$ (b)

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend :

$h_t = 1m$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.3m$ Pour le radier.

VI.4.2.3. La surface du radier

En utilisant les résultats déduits de logiciel **SAP 2000**, on procède au calcul de la surface du radier générale comme suit :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}} = \frac{41,6612}{0,2} = 208,306m^2.$$

On à la surface du bâtiment est : $424 m^2$

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 424 m^2$ (Le radier comporte pas de débord)

VI.4.3. Les vérifications nécessaire

VI.4.3.1. Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

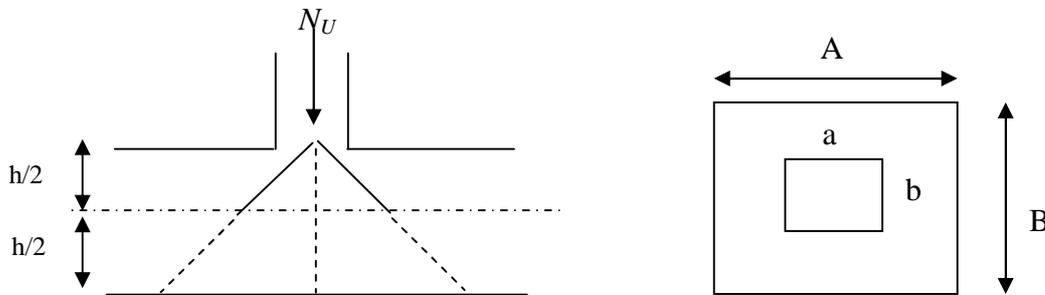


Figure VI.2: Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = (a + b + 2h_t) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0,7 + 0,7 + 2 \times 1) \Rightarrow \mu_c = 6,8m$$

$$3,43MPa \leq 0,045 \times 6,8 \times 1 \times \frac{25}{1,15} = 6,652MPa \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VI.4.3.2. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa.$$

On considère une bande de 1m de largeur, et de 5,65m de longueur, $d = 0,9 \times h_r = 0,27m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times s} \times b = \frac{50363,749 \times 5,65}{2 \times 424} \times 1 = 335,56KN$$

$$\tau_u = \frac{335,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

C'est vérifier donc pas de cisaillement dans le radier.

VI.4.3.3. Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

A partir du programme Socotec on a :

$$I_x = 9045,33 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 13,25 \text{ m.}$$

$$I_y = 24812,83 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 8 \text{ m.}$$

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 x-x**

avec :

$$N = 50363,749 \text{ KN et } M_x = 241,909 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = \frac{50363,749}{424} + \frac{334,369}{24812,83} \times 13,25 = 118,958 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} \times X_g = \frac{50363,749}{424} - \frac{241,909}{24812,83} \times 13,25 = 118,65 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 118,881 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{ c'est vérifié}$$

- **Dans le sens y-y**

avec :

$$N = 50363,749 \text{ KN et } M_y = 334,369 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x} \times y_g = 119,075 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_x} \times y_g = 118,484 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 118,927 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

VI.5. Ferrailage

VI.5.1 La dalle du radier

La radier sera calculé comme une dalle plein 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 le même ferrailage pour tout le radier de dimension : $L_x = 5,5m$ et $L_y = 5,65m$

$$q_u = \frac{N_u}{s} = \frac{50363,749}{424} = 118,78KN/m^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{41661,268}{424} = 98,26KN/m^2$$

N_s : Est l'effort normale de service.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,97 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

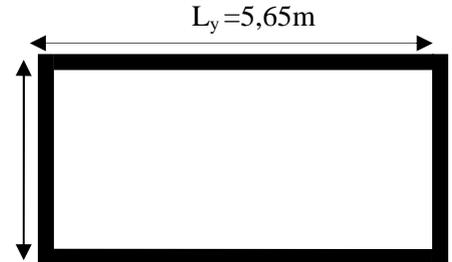


Figure VI.3: Dalle sur quatre appuis.

• à l'ELU

$$\rho = 0,97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0392 \\ \mu_y = 0,9322 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 140,85 KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 131,3KNm$$

✓ En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 105,64 KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 98,47 KNm$$

✓ En appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0,5 \times M_0^x = 70,43 KN.m$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0,3m^2$

✓ **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12cm \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\text{On a des HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$h_r = e = 30cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0,97$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 2,43 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.1: Résumé des résultats de ferrillages.

Sens		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _f (cm)
Sens x-x	Travée	105,64	11,64	2,43	3HA20+3HA16=15,45	17
	Appui	70,43	7,62	2,43	6HA16=12,06	17
Sens y-y	Travée	98,47	10,81	2,4	6HA16=12,06	17
	Appui	70,43	7,08	2,4	6HA16=12,06	17

✓ **Espacement des armatures**

Sens x-x: $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St = 17\text{cm}$.

Sens y-y : $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St = 17\text{cm}$

VI.6.Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}.$$

$$\ast V_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 219,96 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{219,96 \times 10^{-3}}{1 \times 0,28} = 0,785 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

$$\ast V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{3} = 217,76 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{217,76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,28} = 0,777 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

• **à l'ELS**

$$\mu_x = 0,04$$

$$\mu_y = 0,9543$$

$$N_{ser} = 41661,268 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{41661,268}{424} = 98,257 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0,04 \times 98,257 \times (5,5)^2 = 118,89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 113,457 \text{ m}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 89,167 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 85,093 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moment en appui :**

$$M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x=-59,45\text{KN.m}$$

VI.7.Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = 98,257\text{KN} / \text{m}^2$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2 : vérification des contraintes.

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	89,167	9,92	7,93	236,24	15	201.6
	M_a	-59,45	8,32	5,77	199,37	15	201.6
y-y	M_t	85,093	8,32	8,26	285,39	15	201.6
	M_a	-59,45	8,32	5,51	190,26	15	201.6

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée suivant la travée , donc on augmente la section de ferrailage et la section de béton a 35cm.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau VI.3 : vérification des contraintes.

Elément		Nouvelle section	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	S_t (cm)
Travée	Xx	9HA20	28,26	12,89	$2,34 \times 10^{-3}$	4,9	111,88	11
	Yy	9HA20	28,26	12,89	$2,346 \times 10^{-3}$	4,68	106,77	11
Appui	Xx	9HA16	18,09	10,84	$1,690 \times 10^{-3}$	3,8	113,76	11
	Yy	9HA16	18,09	10,84	$1,690 \times 10^{-3}$	3,62	108,56	11

VI.8. Schéma de ferrailage

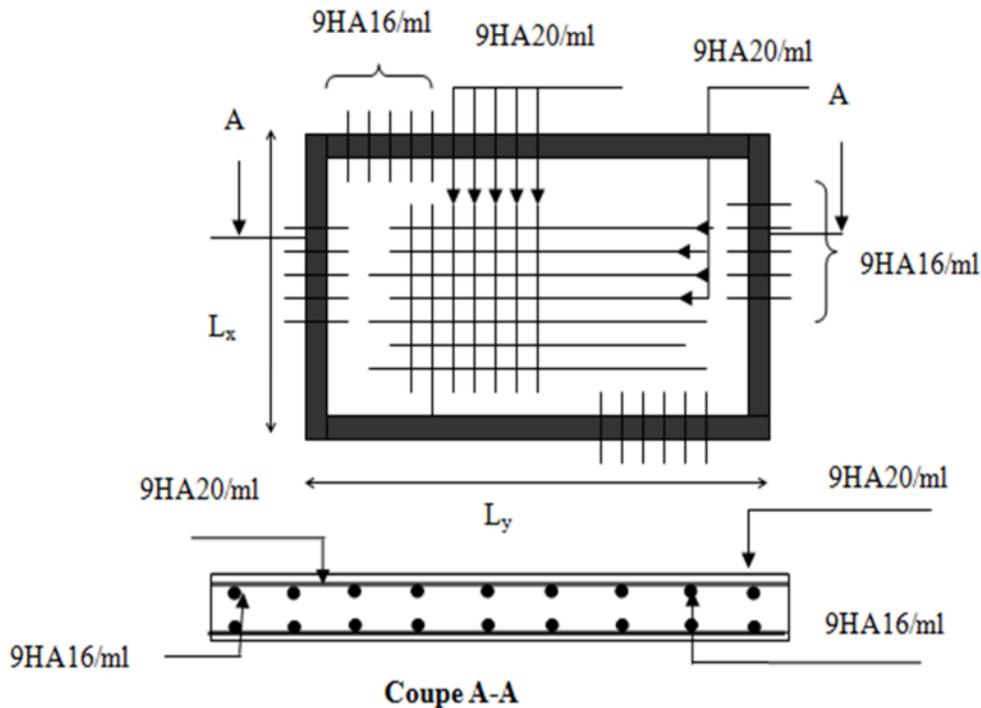


Figure VI.4 :schéma de ferrailage de radier général

VI.9. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.97 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

* Charge triangulaire :

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3} \quad \text{avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.}$$

* Charge trapézoïdale :

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \quad \text{avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.}$$

$$q_u = 118.78 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 98.26 \text{KN} / \text{m}^2$$

Calcul des sollicitations :

1.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 :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

2.Moments en travée

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens longitudinal (x-x):**

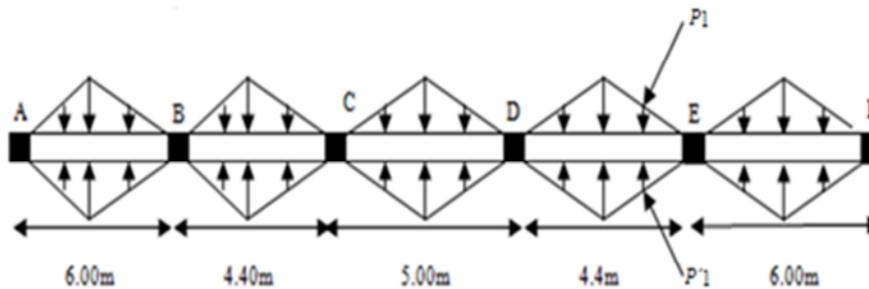


Figure VI.5 : Sollicitations sur les nervures longitudinales

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_i (KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	6	6	475.12	-320.7	-1418.47	2,615	1303,68
B-C	4.4	3.52	278.73	-1418.47	-586,61	2,878	263,895
C-D	5	4	395.93	-586,61	-586,61	2,5	650,671
D-E	4.4	3.52	278.73	-586,61	-1418,469	1,522	263,895
E-F	6	6	475.12	-1418,469	-320.7	3,498	1487,623

● **Sens transversal (y-y):**

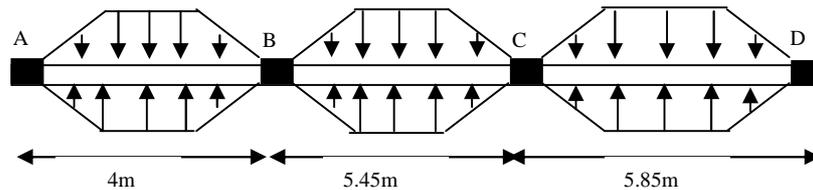


Figure VI.6 : Sollicitations sur les nervures transversales.

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P_2' = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P = P_2 + P_2'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_i (KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	4	4	326.11	-97,833	-708,306	1,532	284,863
B-C	5.45	4.36	355.46	-708,306	-1439,112	2,348	271,34
C-D	5.85	5.85	476.68	-1439,112	-305,872	3,331	1206,017

VI.10. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 1.00m$$

$$h_0 = 0.35m$$

$$b_0 = 0.60m$$

$$d = 0.90m$$

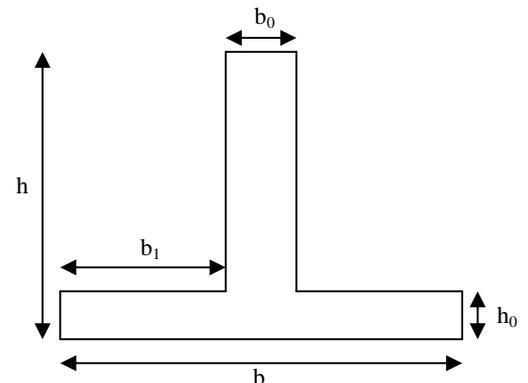


Figure VI.7 : Section à ferrailier.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.85}{10}; \frac{6.00}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.585; 3)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.55m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.70m$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 :Résumé des résultats.

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
X-X	Travée	1487,623	46.73	15T20=47.1
	Appui	1418,469	44.47	15T20=47.1
Y-Y	Travée	1206,017	37.6	12T20=37.68
	Appui	1439,112	45.15	15T20=47.1

-Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 :Résumé des résultats

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	1204,493	6.72	15	294,23	240
	Appui	638.45	3.56	15	155,96	240
Y-Y	Travée	1120.49	6.83	15	339,24	240
	Appui	1413.17	7.89	15	345 .2	240

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée suivant la travée , donc on augmente la section de ferrailage et la section de béton a 35cm.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau VI.8 :Résumé des résultats.

Elément		Nouvelle section	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	Xx	20HA20	62.8	6.03	223,35	240
	Yy	20HA20	62.8	5 ,61	207,77	240
Appui	Xx	15HA20	47.1	3,56	155,96	240
	Yy	22HA20	69.08	6.83	239,24	240

VI.11. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_s + M_d}{l} = 1.71 MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1.12 MPa < 2.5 MPa.$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(28.57; 60; 20) = 20 mm \text{ soit } \phi_t = 10 mm.$$

➤ **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{t \min}\right) \Rightarrow S_t = \min(25; 12; 20) = 12 cm \text{ soit } S_t = 10 cm.$$

VI.12. Schémas de ferrailage des nervures

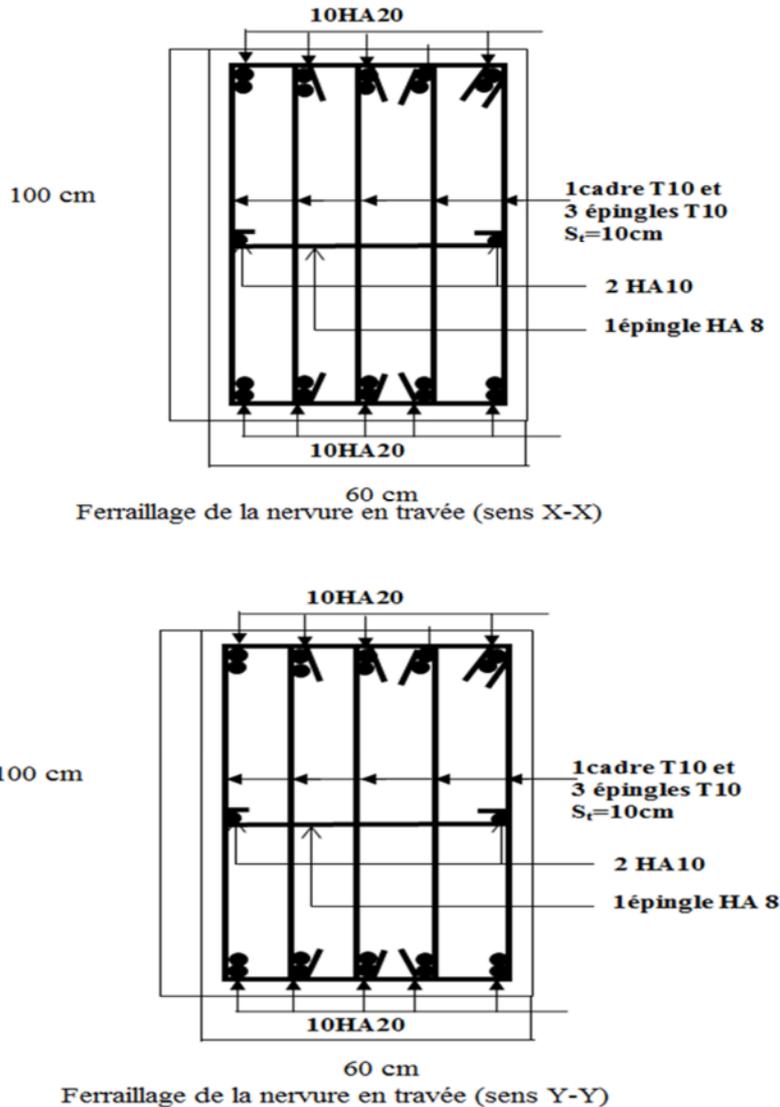


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage des nervures en travée

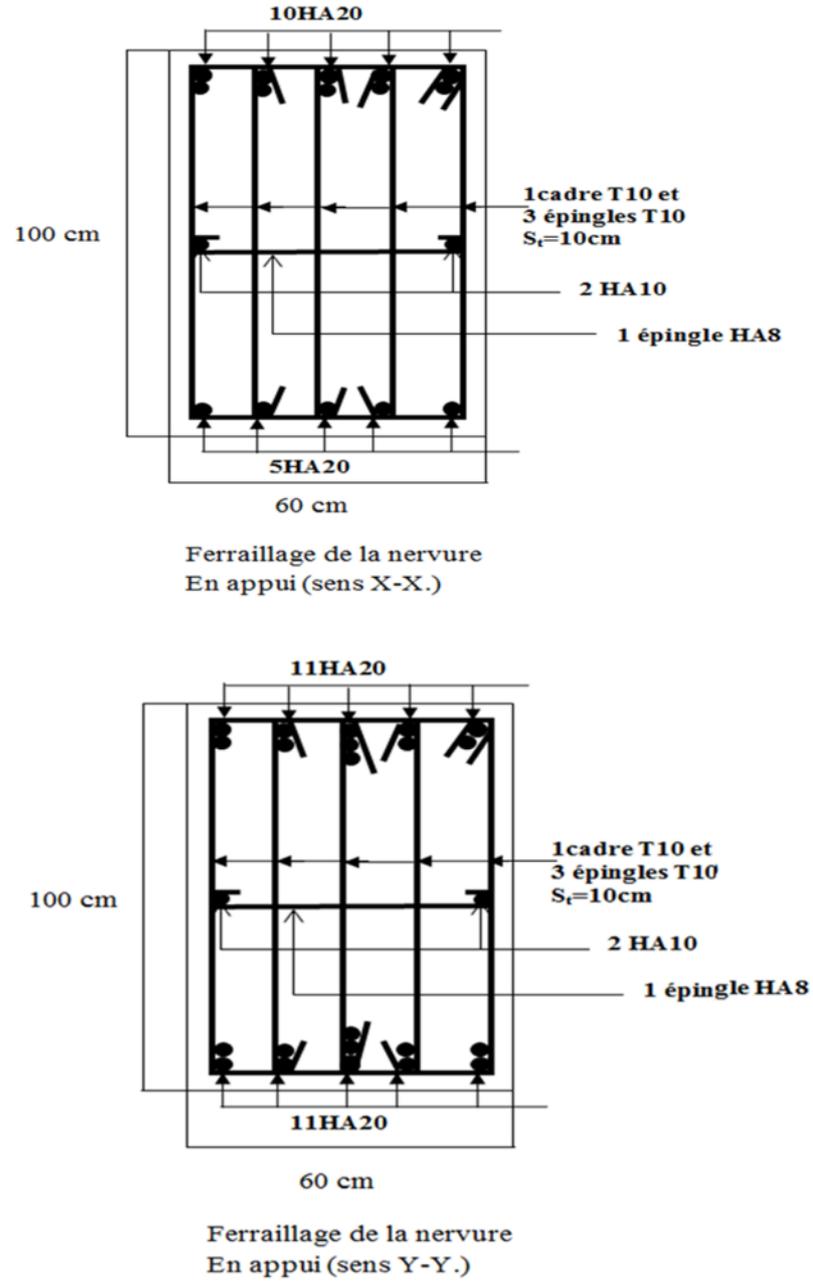


Figure VI.9:Schéma de ferrailage des nervures en appui

VI.13. Voile périphérique

VI.13.1. Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.13.2. Dimensionnement des voiles

- La hauteur $h=3.5$ m
- La longueur $L=6.00$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm

VI.14. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 20 \text{KN}/\text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 35^\circ$
- cohésion $c=0,57$ bars

VI.15. Méthode de calcul

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré en chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10 \text{ KN/ml}$.

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 20 \text{ KN}/\text{m}^3$.

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi=35^\circ$.

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,40$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

VI.16. Sollicitations

a. Poussée des terres

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right).$$

$$= 0.4 \times 20 \times 3.5 = 28 \text{KN}/\text{m}^2$$

b. Charge due à la surcharge

$$p_2 = K_a' \cdot Q = Q \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 4 \text{KN}/\text{m}^2$$

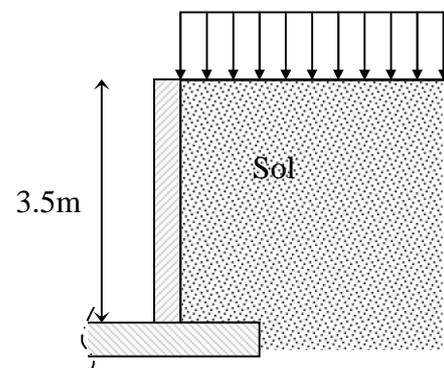


Figure.VI.10 : Voile périphérique.

VI.17.Ferraillage

➤ **Calcul à l'ELU**

$$P_u = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 43.8 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferraillage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile périphériques se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 3.5 \text{ m.} \\ l_y = 6.00 \text{ m} \\ b = 1 \text{ m.} \\ e_p = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 34.35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 34,35 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,58 > 0,4 \quad \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0,58 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2703 \end{cases}$$

$$M^X_0 = 35,81 \text{ KN.m}$$

$$M^Y_0 = 13.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 11.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 30.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0,5 \times M_{0x} = 17.91 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = 0,1\% b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 :Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	x-x	30.44	0,074	0,096	0,1634	5.35	2	5HA14 = 7,70
	y-y	11.26	0,02	0,025	0,1682	1.40	2	5HA10 = 3,92
Appui		17.91	0.043	0.056	0,1662	3.09	2	4HA12 = 4,52

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 12.24 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 23.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 10.4 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 13.74 \text{ KN.m}$$

VI.18.2. Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.6 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration nuisible}).$$

Tableau VI.10: Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

Sens		M (KN.M)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
x-x	En travée	23.35	7.06	318,01	non vérifiée
	En appui	13.73	3.45	116.89	Vérifiée
y-y	En travée	10.4	3.14	141.74	Vérifiée

* **Remarque:**

On remarque que la contrainte de l'acier en travée dans le sens x-x n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section des aciers.

Tableau VI.11: Resultats du ferrailage et vérification des contraintes.

Sens	Localisation	M_{ser} (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	23.35	6HA16=12,06	5.02	15	129.76	201.6
	Appui	13.73	4HA12 = 4,52	3.45	15	116,89	201.6
Y-Y	Travée	10.4	5HA10=3.92	3.14	15	141.74	201.6

VI.19. Schéma de ferrailage

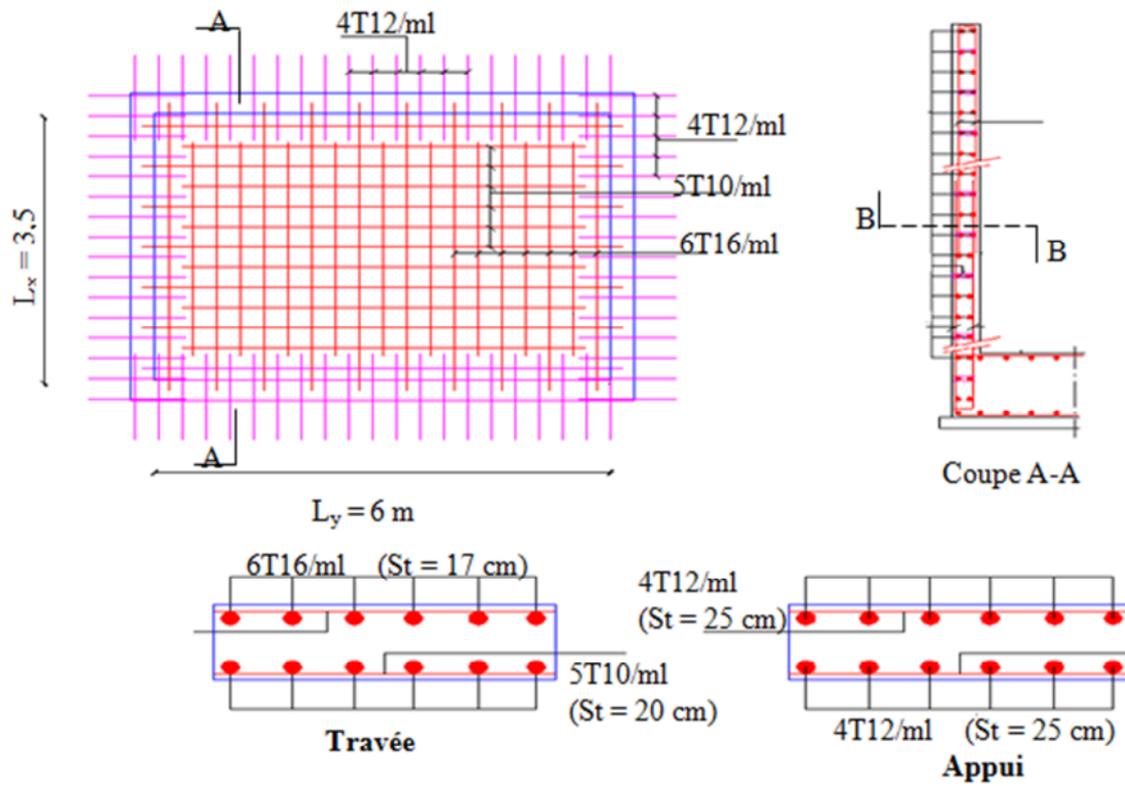
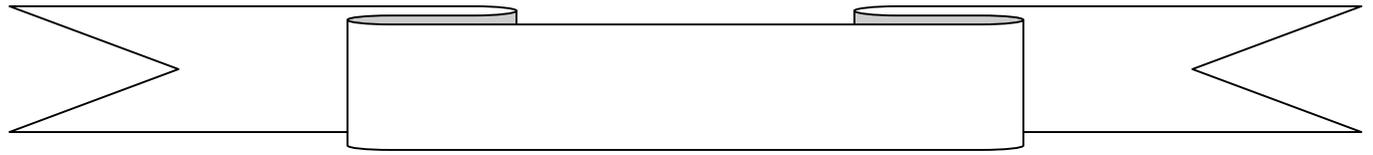


Figure VI.11: Schéma de ferrailage du voile Périphérique.



Conclusion Générale

Conclusion générale

Le présent travail élaboré nous a permis non seulement de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction mais, surtout d'approfondir nos connaissances dans le domaine de génie civil.

Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul (SAP2000) et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
4. La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

[1] : R.P.A 99/ version2003 (Règles Parasismiques Algériennes ,1999/version 2003) .

[2] : BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) .

[3] : C.B.A93 (Code du béton armé DTR-BC 2.41,1993)

[4] : DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989)

[5] : DTR B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)

Autres documents consultés :

Cahier de cours de cursus.

Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

SAP 2000/Version 14.

SOCOTEC.

Autocade 2011.

GC Projet.

Annexes

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \epsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\epsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \epsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \epsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\epsilon_{sc} < \epsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \epsilon_s$$

OUI

NON

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\epsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe 2

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	0.0956	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 3

Tableau des Armatures
(en 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