



Faculté de Technologie
Département de **Génie Civil**

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

En Vue d'Obtention du Diplôme de Master en génie civil
Option : Structures

INTITULE :

Etude d'un bâtiment R+10 à usage commercial et d'habitation contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Réalisé par :

Melle KHEREDDINE Houda
Melle KHERRAZ Kenza

Encadré par :

M_{me} DJERROUD.T

Membre de jury :

- Président : M_{me} LAOUBI
- Examineur (s) : Mr ATTAL

Remerciements

Nous remercions Dieu, tout-puissant de nous avoir donné la volonté et la santé pour réaliser ce travail.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à Madame DJERROUD.T d'avoir accepté de nous encadrer, et tenons à lui présenter notre profonde gratitude pour la confiance qu'elle a mise en nous, sa disponibilité et son engagement depuis le tout début.

Nos remerciements les plus vifs vont également à Monsieur MEKLAT Akli, gérant bureau d'étude en génie civil pour la proposition de cette étude et ses conseils, sa disponibilité, sans lui ce travail n'aurait pu voir le jour, ainsi que tous le personnel de bureau d'étude.

Nos vifs remerciements au membre de jury de bien vouloir accepter d'évaluer notre travail.

Enfin, nous remercions tous ceux qui nous ont soutenus et encouragé tout au long de la réalisation de présent travail.

Dédicace

A l'aide de notre Dieu le tout puissant on a pu faire ce modeste travail que je dédie a

A ***mes chers parents*** qui m'ont comblées d'amour, se sont sacrifié et ont tout données pour me voir réussir aujourd'hui, que Dieu leur prête une longue vie.

A ***mes chères sœurs et à mon frère*** toujours pour leur encouragement et soutien tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur

A mes neveux et nièces : ***Ahlem , Sid Ali , Younes, Rahim , Ayoub et Elyne*** qui sont ma source de joie .

A mes meilleures amies : ***Meriem, Lynda*** qui ont toujours cru en moi et mon encourager dans chaque partie de ma vie

A ma chère et la meilleure des binômes ***Houda*** qui a était patiente et m'a supporté durant ce travail, ainsi a toute sa famille

A mes amies ; ***Amel, Djohera, Selma.***

Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur et qui m'ont encouragé et soutenue de près ou de loin.

Dédicace

A l'aide de notre Dieu le tout puissant on a pu faire ce modeste travail que je dédie à :

À mon défunt père allah yarahmu, un homme qui restera à jamais gravé dans mon cœur.

A ma mère qui n'a cessé de me soutenir, de m'encourager et qui m'a toujours comblé d'amour. Que Dieu lui prête une longue vie

A ***mes chères sœurs et à mes frères*** toujours pour leur encouragement et soutien tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

A mes neveux et nièces qui sont ma source de joie.

A ma meilleure amie ***Yasmine*** qui a toujours cru en moi et m'a encouragé dans chaque partie de ma vie.

A ma chère et la meilleure des binômes ***Kenza*** qui a été patiente et m'a supporté durant ce travail, ainsi à toute sa famille.

A mes amies ; ***Meriem, Amel et Djohera.***

Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur et qui m'ont encouragé et soutenue de près ou de loin.

Sommaire :

Introduction général

Chapitre I : Généralité

I.1 Introduction	1
I.2 Présentation de l'ouvrage	1
I.2.1 Caractéristique géométrique	1
I.3 Règlement et norme utilisées	1
I.4 Les états limites	1
I.4.1 Etat limite ultime	1
I.4.2 Etat limite service	2
I.5 Hypothèses de calcul	2
I.5.1 ELU	2
I.5.2 ELS	2
I.6 Les action	2
I.6.1 Les différents type d'action	3
I.6.2 Valeur de calcul des actions	3
I.7 Les matériaux	4
I.7.1 Béton	4
I.7.2 Les aciers	7
I.8 Conclusion	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	11
II.2 Pré-dimensionnement des éléments non structure	11
II.2.1 Plancher	11
II.2.2 Les escalier	14
II.3 Pré-dimensionnement des éléments structure	16
II.3.1 Poutre	16
II.3.2 Poteau	17
II.3.3 Les voiles	17
II.3.4 Acrotère	18

II.4 Evaluation des charge et surcharge revenant aux différents planchers	19
II.5 Descente de charge	23
II.6 Conclusion	31

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction	32
III.2. Études des planchers	32
III.2.1. Plancher à corps creux	32
III.2.2. Planchers dalles pleines	50
III.3. Étude de l'escalier	58
III.3.1. Escaliers RDC	58
III.3.2. Escalier d'étage courant (type 2 ⇒ volée 1 = volée 2)	62
III.3.3 Escaliers à 4 volées	65
III.4. Étude de la poutre palière	72
III.5. Étude de la poutre brisée	75
III.5.1. Pré-dimensionnement	75
III.6. Étude de l'acrotère	80
III.7. Étude de la dalle local machines	84
III.7.1. Etude de l'ascenseur	84
III.8. Conclusion	92

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction	93
IV.2 Modélisation	93
IV.3 Choix de la méthode de calcul	94
IV.3.1 Méthode statique équivalent	94
IV.3.2 Méthode dynamique	94
IV.3.3 Spectre de réponse de calcule	95
IV.4 Période de vibration et participation massique	96
IV.5 Calcul de la force sismique totale	99
IV.5.1 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	101
IV.6 Vérification de l'effort normal réduit	102
IV.7 Vérification de l'interaction voile portiques	102

IV.8 Vérification vis-à-vis des déplacement	104
IV.9 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	105
IV.10 Conclusion	107

Chapitre V : CALCUL DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1 Introduction	108
V.2 Etude des poutre	108
V.2.1 Recommandation du RPA	108
V.2.2 sollicitation et ferrailage des poutre	108
V.3 Etude des poteaux	115
V.3.1 Recommandation du RPA	115
V.3.2 Sollicitation dans les poteaux	117
V.3.3 Ferrailage des poteaux	117
V.3.4 Spécification pour les nœuds poteaux-poutres.....	121
V.4 Etude des voiles	127
V.4.1 Recommandation de RPA99 version2003	127
V.4.2 Ferrailage des voiles	129
V.4.3 Exemple de calcule	129
V.5 Conclusion	135

Chapitre IV : ETUDE DES FONDATION

VI.1. Introduction	136
VI.2. Les différents types de fondation.....	136
VI.3. Choix de type de fondation	136
VI.4. Combinaisons d'actions à considérer.....	136
VI.5. Les vérifications de type de fondations.....	137
VI.5.1 Vérification de la semelle isolée.....	138
VI.5.2 Vérification des semelles filantes	138
VI.5.3 Radier général.....	139
VI.6. Vérification nécessaires.....	141
VI. 6.1. Vérification de la contrainte dans le sol.....	141
VI. 6.2. Vérification du cisaillement	142

VI.6.3. Vérification au poinçonnement	142
VI.6.4. Ferrailage du radier général	143
VI.7. Étude des nervures	146
VI.7.1. Calcul des sollicitations revenant sur le radier.....	147
VI.7.2. Ferrailage des nervures	149
VI.8. Etude de voile périphérique	154
VI.9. Conclusion.....	158

Listes des figures

Figure.I.1 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	5
Figure.I.2 Diagramme contrainte déformation à L'ELU	7
Figure.I.3 diagramme des contraintes déformation pour les aciers	9
Figure.II.1 Coupe transversale sur un plancher à corps creux	11
Figure.II.2 Disposition des poutrelles et position des dalles dans les étages courants	12
Figure.II.3 La coupe transversale d'une poutrelle	12
Figure.II.4 Dalle sur deux appuis	13
Figure.II.5 Dalle sur quatre appuis	14
Figure.II.6 Les éléments principaux d'un escalier	14
Figure.II.7 Vue en plan escalier RDC	15
Figure.II.8 Schéma statique de la première volée	15
Figure.II.9 Schéma statique de la deuxième volée	16
Figure.II.10 Coupe verticale d'un voile.....	18
Figure.II.11 Coupe verticale de l'acrotère	18
Figure.II.12 Surface afférente de poteau D-5	24
Figure.II.13 Surface afférente de poteau F-5	26
Figure.III.1 Poutrelle type 1 du niveau 1.02	34
Figure.III.2 La coupe transversale d'une poutrelle	39
Figure.III.3 Schéma de ferrailage de la dalle de compression	50
Figure.III.4 Dalle sur quatre appuis	51
Figure.III.5 Section de la dalle pleine à ferrailer	52
Figure.III.6 Schéma de ferrailage dalle pleine sur quatre appuis	54
Figure.III.7 Dalle sur deux appuis	54
Figure.III.8 Détail de ferrailage de la dalle sur deux appuis	58
Figure.III.9 schéma statique de la 1 ^{er} volée RDC.....	59
Figure.III.10 schéma statique de la 2 ^{eme} volée étage courant.....	63
Figure.III.11 schéma statique de I et III volée	65
Figure.III.12 schéma statique de la console.....	68

Figure.III.13 ferrailage de l'escalier RDC.....	70
Figure.III.14 ferrailage de l'escalier étage courant	71
Figure.III.15 schéma de ferrailage de la poutre palière	75
Figure.III.16 schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	80
Figure.III.17 section de ferrailage	82
Figure.III.18 schéma de ferrailage de l'acrotère.....	84
Figure.III.19 schéma de ferrailage de la dalle du locale machine	87
Figure.IV.1 La vue en 3D de la structure	94
Figure.IV.2 Spectre de réponse selon x	95
Figure.IV.3 Spectre de réponse selon y	95
Figure.IV.4 Dispositions des voiles	96
Figure.IV.5 Mode 1 translation selon x-x'	97
Figure.IV.6 Mode 2 translation selon y-y'	98
Figure.IV.7 Mode 3 rotation autour de z-z'	98
Figure.V.1 schéma de ferrailage des poutre principale et secondaire	114
Figure.V.2 zone nodale	116
Figure.V.3 Dimensionnement d'un nœud poteaux poutre	121
Figure.V.4 schéma de ferrailage des poteaux 1 et 2.....	126
Figure.V.5 La disposition des armatures dans les voiles	127
Figure.V.6 La disposition des voile	128
Figure.V.7 schéma d'un voile plein	129
Figure.V.8 schéma de ferrailage de voile V_{x1} de RDC.....	134
FigureVI.1 : vue en plan de la semelle	137
FigureVI.2 : la coupe CC'	137
FigureVI.3 : les efforts normaux provenant de chaque poteau de la semelle filante.....	138
FigureVI.4 : les efforts normaux provenant de chaque poteau de la semelle filante.....	139
FigureVI.5 La coupe transversale du radier	146
FigureVI.6 Ligne de rupture des nervure	146
FigureVI.7 La distribution des charges selon X-X	148
FigureVI.8 La distribution des charges selon Y-Y	148

FigureVI.9 Schéma des nervures	150
FigureVI.10 schéma ferrailage des nervures dans les deux sens.....	153
FigureVI.11 Schéma d'un voile périphérique	154
FigureVI.12 diagramme des contrainte à L'ELU	155
FigureVI.13 Schéma de ferrailage du voile périphérique	157

Liste du tableau

Tableau.I.1 f_e en fonction du type d'acier	8
Tableau.I.2 caractéristique mécanique des matériaux utilisés	10
Tableau.II.1 pré-dimensionnement des escaliers RDC	15
Tableau.II.2 évaluation des charges sur la plancher terrasse inaccessible	19
Tableau.II.3 évaluation des charges des plancher étage courants	19
Tableau.II.4 évaluation des charges des plancher dalles pleines	20
Tableau.II.5 évaluation des charges du palier	20
Tableau.II.6 évaluation des charges de la volée de RDC	20
Tableau.II.7 évaluation des charges de la volée type deux étage courant	21
Tableau.II.8 évaluation des charges de la volée type trois étage courant	21
Tableau.II.9 évaluation des charges des dalles pleines	22
Tableau.II.10 évaluation des charges des murs extérieures	22
Tableau.II.11 descente de charge au droit du poteau (D-5)	25
Tableau.II.12 descente de charge au droit du poteau (F-5)	27
Tableau.III.1 Les différentes type de poutrelles	32
Tableau.III.2 Charges et surcharge d'exploitation sur les poutre	33
Tableau.III.3 Les sollicitation de la poutrelle type 1 à l'ELU.....	36
Tableau.III.4 Les sollicitation de la poutrelle type 1 à l'ELS	37
Tableau.III.5 Sollicitation des différent type de poutrelles à l'ELU et l'ELS dans le planches étage courante	37
Tableau.III.6 Sollicitation des différent type de poutrelles à l'ELU et l'ELS dans le planches Terrasse inaccessible	38
Tableau.III.7 Sollicitation maximales aux états limite des différents niveaux.....	39
Tableau.III.8 ferrailage des poutrelles dans les étages courants	43
Tableau.III.9 ferrailage des poutrelles dans la terrasse inaccessible	44
Tableau.III.10 vérification des contraintes dans le béton	45
Tableau.III.11 schéma de ferrailage des poutrelles	49
Tableau.III.12 calcul de ferrailage de la dalle sur quarte appuis vérifier.....	52
Tableau.III.13 les contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis	53
Tableau.III.14 calcul et vérification de la flèche sens xx.....	54

Tableau.III.15 calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis	55
Tableau.III.16 vérification des contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.....	56
Tableau.III.17 calcul et vérification de la flèche sens yy.....	57
Tableau.III.18 les résultats de ferrailage de la volée 1 du RDC.....	60
Tableau.III.19 la vérification de la flèche pour la volée 1 du RDC.....	62
Tableau.III.20 calcul des sollicitations des volées 1 et 2 de l'étage courant	63
Tableau.III.21 les résultats de ferrailages de le volée 1 et 2 de l'étage courant	63
Tableau.III.22 vérifications des contraintes du béton dans le volée 1et 2 de l'étage courant..	64
Tableau.III.23 la vérification de la flèche pour le volée 1 et 2 de l'étage courant.....	65
Tableau.III.24 calcul des sollicitations dans le volée 1 et 3 de l'étage courant	66
Tableau.III.25 les résultats de ferrailages de le volée 1 et 3 de l'étage courant.....	66
Tableau.III.26 la vérification des contraintes du béton dans le volée 1et 3 de l'étage courant..	67
Tableau.III.27 la vérification de la flèche pour le volée 1 et 3 de l'étage courant.....	67
Tableau.III.28 les résultats de ferrailages de ferrailage de la console	68
Tableau.III.29 vérification des contraintes de compression du béton dans la console	69
Tableau.III.30 les résultats du ferrailage de la poutre palière.....	73
Tableau.III.31 les réactions d'appuis dans la poutre brisée	76
Tableau.III.32 les résultats de ferrailage de la poutre brisée	77
Tableau.III.33 vérification de la flèche dans la poutre brisée	78
Tableau.III.34 différentes combinaisons à utiliser	81
Tableau.III.35 calcul de ferrailage de la dalle locale machines	86
Tableau.III.36 résultats des calculs des contraintes de la dalle locale machine	87
Tableau.III.37 calcul des moments M_x et M_y dans la dalle locale machine.....	88
Tableau.III.38 résultats de ferrailage de la dalle du locale machine	89
Tableau.III.39 vérification des contraintes dans la dalle local machines	91
Tableau.IV.1 Période de vibration et taux de participation massique	96
Tableau.IV.2 Valeur des pénalités P_q	99
Tableau.IV.3 Vérification de l'effort tranchant à la basse	101
Tableau.IV.4 Vérification de l'effort normale réduit	102
Tableau.IV.5 Vérification de l'interaction sous charge verticales	103

Tableau.IV.6 Vérification de l'interaction sous charge horizontales	103
Tableau.IV.7 Vérification des déplacements pour le sens $x-x'$	104
Tableau.IV.8 Vérification des déplacements pour le sens $y-y'$	105
Tableau.IV.9 Vérification à l'effet $P-\Delta$	106
Tableau.V.1 Sollicitation maximales dans les poutre	109
Tableau.V.2 Ferrailage des poutre	111
Tableau.V.3 Vérification des contrainte tangentielle	111
Tableau.V.4 Vérification des armatures longitudinales au caillement	112
Tableau.V.5 Vérification de limite de compression du béton	112
Tableau.V.6 Récapitulation de l'évaluation de flèche	113
Tableau.V.7 Armature longitudinales minimale et maximale dans les poteaux	116
Tableau.V.8 Les sollicitation dans les différents poteaux	117
Tableau.V.9 Ferrailage longitudinale des poteaux	119
Tableau.V.10 Ferrailage transversal des poteaux	119
Tableau.V.11 Vérification des contraintes de cisailent	120
Tableau.V.12 Dimension de la zone nodale	121
Tableau.V.13 Moment résistant dans les poteaux selon le sens principal	122
Tableau.V.14 Moment résistant dans les poteaux selon le sens secondaire	122
Tableau.V.15 Moment résistant dans les poutre principal	123
Tableau.V.16 Moment résistant dans les poutre secondaire	123
Tableau.V.17 Vérification des zones nodales selon le sens principale	123
Tableau.V.18 Vérification des zones nodales selon le sens secondaire	123
Tableau.V.19 Ferrailage longitudinale des poteaux	124
Tableau.V.20 Vérification des zones nodales selon le sens principale	124
Tableau.V.21 Vérification des zones nodales selon le sens secondaire	125
Tableau.V.22 Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2} // x-x'$	130
Tableau.V.23 Sollicitation et ferrailage du voile $V_{x1} // x-x'$	131
Tableau.V.24 Sollicitation et ferrailage du voile $V_{x2} // x-x'$	132
Tableau.V.25 Sollicitation et ferrailage du voile $V_{y1} // x-x'$	133
Tableau.VI.1 Ferrailage du radier.....	144

Tableau.VI.2 Vérification des contraintes du béton et l'acier.....	145
Tableau.VI.3 Vérifications d'état limite d'ouverture des fissures.....	145
Tableau.VI.4 Les nouvelles sections d'acier opté à l'ELS.....	145
Tableau.VI.5 Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	148
Tableau.VI.6 Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	149
Tableau.VI.7 Sollicitations max de la nervure dans les deux sens	149
Tableau.VI.8 Résultats de ferrailage des nervures.....	150
Tableau.VI.9 Vérification des contraintes à l'ELS.....	151
Tableau.VI.10 Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.....	151
Tableau.VI.11 Les nouvelles sections d'acier opté à l'ELS.....	151
Tableau.VI.12 Section de ferrailage	156
Tableau.VI.13 Vérification des contraintes à l'ELS	157

INDEXE

Symboles et Notations :

Symboles	notations
A' , A_{ser}	Section des aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
α	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section du béton.
B_r	Section réduite.
b	la largeur en générale.
c	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Young instantané.
E_u	Module de Young différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
f_{bu}	Contrainte de compression de béton.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
f_{ji}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
f_{qi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
f_{gv}	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Flèche totale.
Δf_{adm}	Flèche admissible.
G	Charge permanentes.
H	Hauteur.
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / hauteur des nervures du radier.

h_{cc}	Hauteur du corps creux.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.
h_{ddc}	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre d'étage.
I	Moment d'inertie.
I_f	Moment d'inertie fissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles.
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M	Moment en générale.
M_a	Moment en appuis.
M_t	Moment en travée.
M_0	Moment isostatique.
N	Effort normal.
n	Nombre de contre marche sur la volée / coefficient d'équivalence acier-béton.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément.
S_{rad}	Surface du radier.
S_t	Espacement des armatures.
$T_1.T_2$	Périodes caractéristique associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_w	Poids volumique de l'eau.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible.
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.

C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.

Introduction

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.

Toute fois 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 R+10, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures de génie civil, notamment (RPA99/2003, BAEL91 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, ainsi que des essais in situ.

On se base sur le plan de travail suivant :

- **Chapitre I** : Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés.
- **Chapitre II** : Pré-dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- **Chapitre III** : Calcul des éléments secondaires.
- **Chapitre IV** : Etude sismique et dynamique.
- **Chapitre V** : Etude des éléments structuraux.
- **Chapitre VI** : Etude de l'infrastructure.

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

Pour faciliter l'étude on a fait appel à des logiciels comme :

- ETABS : pour la modélisation de la structure.
- EXCEL : pour les calculs.
- SOCOTEC : pour le calcul de ferrailage
- AUTOCAD : pour le dessin de ferrailage

Chapitre I

Généralités

I.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on trouve l'ensemble des différentes définitions des caractéristiques géométriques de la structure qui est l'objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés. Sachant que cette étape est importante pour un bon déroulement des calculs qui vont suivre.

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre étude est un immeuble en R+10 étages. Cet ouvrage est à usage multiple (commerces au RDC et habitation aux autres niveaux). Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 / 2003 », dans le groupe 2, avec une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de BOUIRA (Ain Bessam), qui est dans la zone IIa), qui est considéré comme une zone à moyenne sismicité d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003).

I.2.1. Caractéristiques géométriques et architecturales

Les dimensions de notre structure sont les suivantes :

- Dimension projetée selon l'axe x-x' : 27.3 m.
- Dimension projetée selon l'axe y-y' : 24 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 34.68 m.
- Hauteur du R.D.C : 4.08 m.

I.3. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie.

Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- ❖ RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien)
- ❖ CBA93 (Code du béton armé 1993)
- ❖ DTR B.C.2.2 (Document technique réglementaire)
- ❖ BAEL91/version 99 (Béton armé aux états limites)

I.4. LES ETATS LIMITES

Un état limite est un état où une exigence de construction (ou de l'un de ses éléments) est pleinement respectée, mais qui pourrait ne plus l'être en cas de variations défavorables des charges subies.

Selon le BAEL 91 ; nous avons deux états limites : ELS et ELU.

1.4.1. Etat limite ultime :

Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

1.4.2. Etat limite de service :

Il s'agit des critères liés à la capacité de l'ouvrage à être utilisé, en fonction de ses conditions d'exploitation et de la durée de vie souhaitée. Ces critères sont donc associés à l'aptitude de l'ouvrage à être mis en service et à fonctionner de manière fiable et durable.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

1.5. HYPOTHESES DE CALCUL

1.5.1. E.L.U : Selon le CBA93 (article A.4.3.2) ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation (σ, ε) de calcul du béton est celui décrit par une parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme est rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

1.5.2. E.L.S : Selon le BAEL91 (article A.4.5) ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec : E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton
- 4- On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

1.6. LES ACTIONS

On peut définir une action comme un ensemble de forces ou de couples de forces qui s'exercent sur la structure, ou comme une déformation qui est imposée à la structure

I.6.1. Les différents types d'actions

➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes sont des charges dont l'évolution dans le temps est considérée comme négligeable. Elles incluent notamment :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q) :

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

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

➤ Les actions accidentelles (F_A) :

Il s'agit des charges provenant de phénomènes qui se produisent rarement et dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage. On peut citer notamment :

- Les chocs.
- Les séismes (E).
- Les explosions
- Les feux.

I.6.2. Valeurs de calcul des actions :

Les risques non mesurables sont pris en compte en utilisant un coefficient de sécurité pour les valeurs caractéristiques des charges, ce qui donne lieu à des valeurs de calcul. Ces dernières sont ensuite combinées pour identifier le cas de chargement le plus défavorable.

a) Combinaison d'actions à l'ELU : CBA93 (article : A.3.3.2)

- **Situation durable ou transitoire** : Seules les charges permanentes et les charges variables sont considérées dans les calculs, et leur combinaison est établie selon des normes :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i}Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ Situations accidentelles

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + F_A\psi_{1i} + Q_1 + \sum \psi_{2i}Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{si l'action d'accompagnement est le vent} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'E L S : CBA93 (article : A.3.3.3)

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

$\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul

Selon la version 2003 du RPA99, les combinaisons de calcul à prendre en compte pour évaluer les sollicitations et déformations sont les suivantes :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situation accidentelles} \end{array} \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \end{cases}$$

Avec : G : étant l'action permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : l'action du séisme.

I.7. LES MATERIAUX

I.7.1. Béton : Le béton est obtenu en mélangeant du ciment, du sable, des granulats, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

Caractéristiques mécaniques du béton

1.7.1.1. Résistance à la compression f_{cj} : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16cm de diamètre et d'une hauteur de 32cm) dans le laboratoire.

Le béton est généralement caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours dans les applications courantes f_{c28} .

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

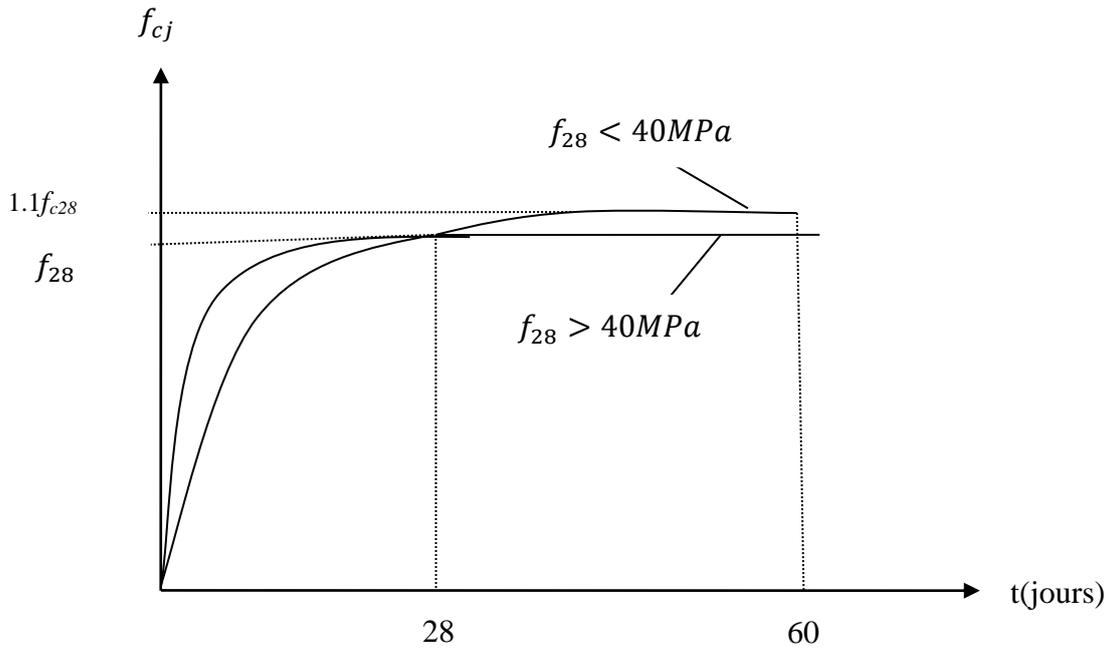


Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

1.7.1.2 Résistance à la traction f_{tj} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est donnée

par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2)}$$

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

1.7.1.3. Contrainte ultime de cisaillement (de béton)

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) & \text{pour la fissuration nuisible} \end{cases} \quad \text{BAEL91(article A.5.1.2.1.1)}$$

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

$$\tau_{\text{adm}} = \begin{cases} 3.3\text{MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{MPa} & \text{pour la fissuration nuisible} \end{cases}$$

1.7.1.4. Module de déformation longitudinale du béton : Il est possible de distinguer deux modules de Young pour le béton : le module instantané E_{ij} et le module différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané, dont la durée ne dépasse pas 24 heures. Il est défini à une valeur

$$E_{ij}=11000 \times (f_{cj})^{1/3}. \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les chargements de longue durée, le module différé est utilisé et prend en compte les déformations de fluage du béton. Le module instantané est considéré égal à trois fois le module différé.

$$E_{ij}=3 \times E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 \times (f_{c28.})^{1/3}$.

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

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

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

1.7.1.5. Module déformation transversale du béton

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

CBA93 (article A.2.1.3).

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

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

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

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 \times E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 \times E$

1.7.1.6. Diagramme contraintes déformations

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ϵ_{bc}):

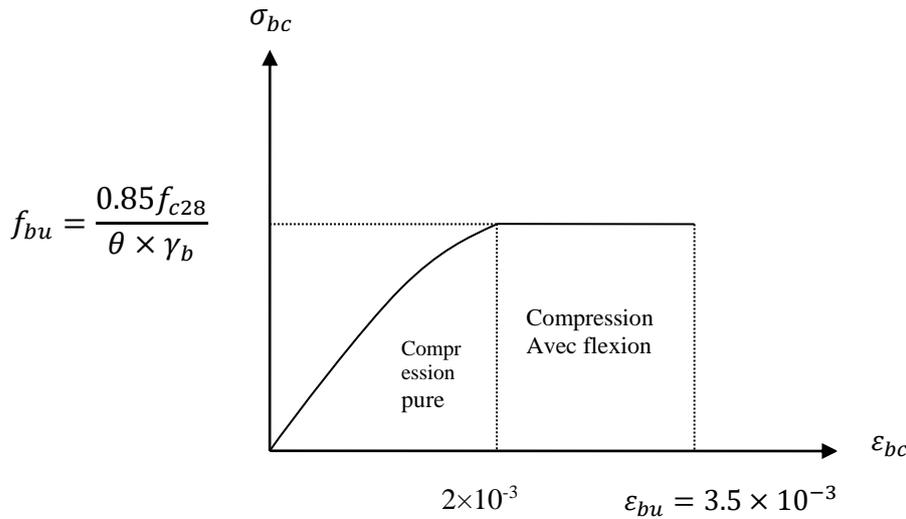


Figure II.2 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} \times (4 \times 10^3 \times \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta} \times \gamma_b & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \dots \dots \dots \text{si durée} > 24h \\ 0.9 & \dots \dots \dots \text{si } 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8 & \dots \dots \dots \text{si } h < 1h \end{cases}$$

γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & (\text{cas courants}) \\ 1.15 & (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

1.7.2. Les aciers

Les armatures longitudinales dans une structure en béton armé jouent un rôle crucial dans la reprise des efforts de traction qui ne peuvent pas être pris en charge par le béton. Il est impératif que ces armatures soient de haute adhérence avec le MPA et qu'elles présentent un allongement sous charge maximale d'au moins 5% de leur longueur initiale pour permettre à l'acier de travailler au maximum de ses capacités.

1.7.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

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

- **Contraintes limites σ_s**
- ✓ **à ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas général} \\ 1 & \text{cas général} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ à ELS : **BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable :

$$\gamma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable :

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

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable :

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

η : Coefficient de fissuration avec :

$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta = 1.6 : \text{pour les hautes adhérence.} \end{array} \right.$

I.7.2.2. Principales armatures utilisées

Tab I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

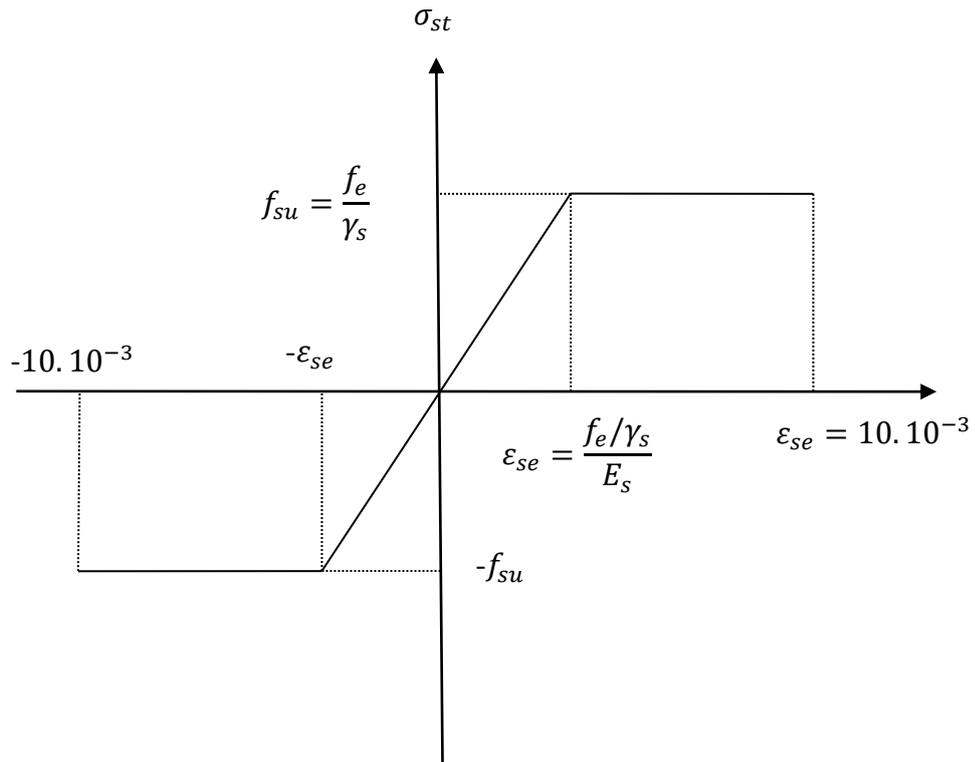
	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à fils lisses
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
f_e [MPa]	215	235	400	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I.7.2.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

Le diagramme se compose de deux parties : **CBA93** (article A.2.2.2)

- Droite de Hook ($\sigma = E_e \epsilon$) de pente $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).



FigureI.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

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

σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & (\text{cas courants}) \\ 1 & (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

I.8. CONCLUSION

Les propriétés du béton et de l'acier employés sont indiquées dans le tableau ci-après :

Tab I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
		*situation accidentelle
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	210^5
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
		*situation courante
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
		*FN
*FTN		164,97

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1. INTRODUCTION

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

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.2.1. Planchers

Le plancher est un élément horizontal de la structure qui sert à séparer les différents étages capables de reprendre :

- ❖ Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- ❖ Les charges permanentes (cloisons, revêtements...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- ❖ Plancher à corps creux : se compose de corps creux, dalle de compression et poutrelles.
- ❖ Plancher à dalle pleine pour les balcons et dalle ascenseur.

1. Plancher à corps creux

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA93 (Art B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : hauteur total du plancher

$$L_{\max} = 390 - 30 = 360 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{360}{22.5} = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h_t = h_{cc} + h_{ddc} \Rightarrow h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

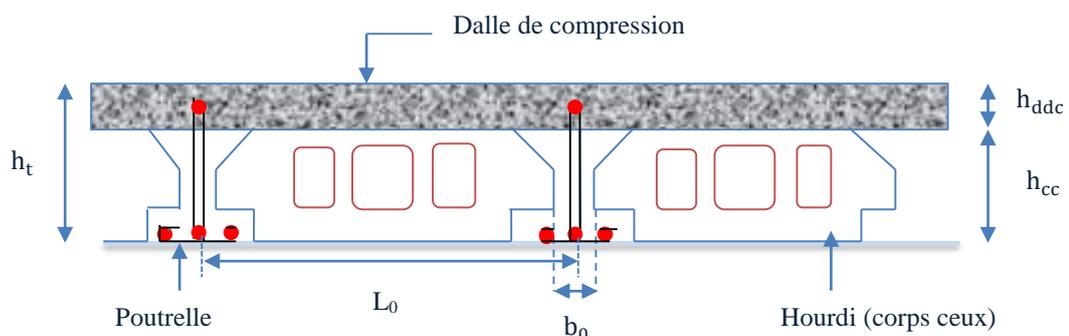


Fig.II.1 : coupe transversale sur un plancher à corps creux.

❖ Les poutrelles :

Les poutrelles se calculent en flexion simple comme des sections en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaires aux poutres principales selon deux critères :

- Le critere de la petite portée.
- Le critere de continuité (le sens ou il y'a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon le critère de continuité et cela pour tous les planchers comme indiqués sur la figure suivante :

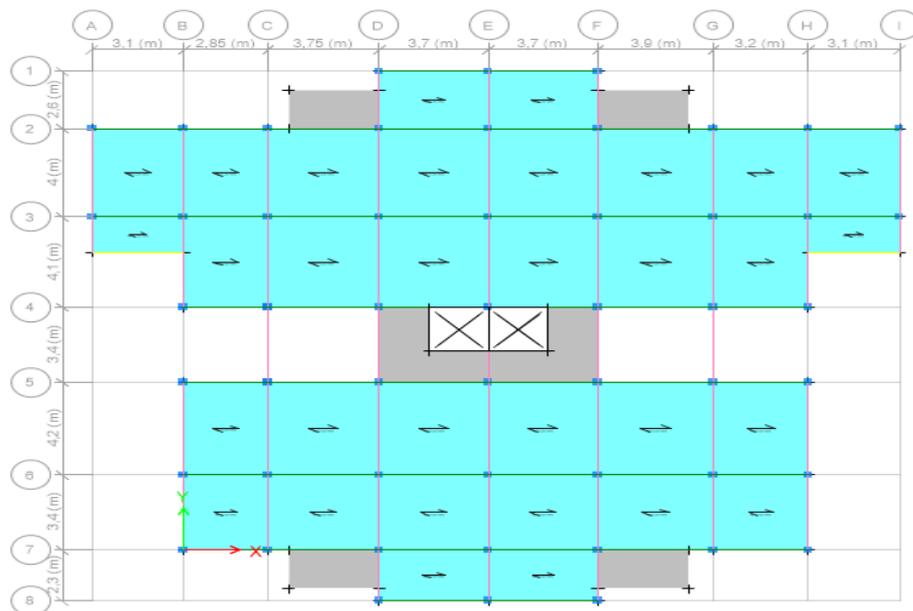


Fig.II.2 : dispositions des poutrelles et positions des dalles pleines dans les étages courants.

✚ Pré-dimensionnement des poutrelles :

Sont calculées comme des sections en T à la flexion simple, elles sont caractérisées par les dimensions suivantes :

h_t : la hauteur totale du plancher.

h_0 : la hauteur de la dalle de compression.

b_0 : la largeur de la nervure.

b : la largeur de la dalle de compression.

L_x : distance entre nus d'appuis de deux poutrelles successives.

L_y : la distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

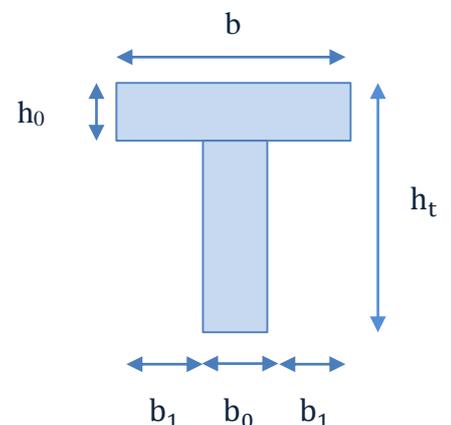


Fig.II.3 : la coupe transversale d'une poutrelle.

Avec :

$$L_x = L_0 - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 285 - 30 = 255 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } \frac{b-b_0}{2} = \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \Rightarrow \text{ soit : } b = 60 \text{ cm}$$

2. Les dalles pleines

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ Critère de résistance

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

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

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

Avec : L_x est la plus petite portée.

➤ Critère de coupe-feu

$$e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{ pour une heure de coupe-feu (BAEL91).}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).}$$

$$e \geq 14 \text{ cm} \rightarrow \text{ pour quatre heures de coupe-feu (BAEL91).}$$

Avec : e est l'épaisseur de la dalle.

Notre projet comporte deux types de dalle pleine :

Dalle sur deux appuis : (dalle balcon)

$$L_x = 158 \text{ cm} ; L_y = 290 \text{ cm}$$

$$\frac{158}{35} \leq e \leq \frac{158}{30}$$

$$4.51 \leq e \leq 5.27$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$ (4 heures de coupe-feu)

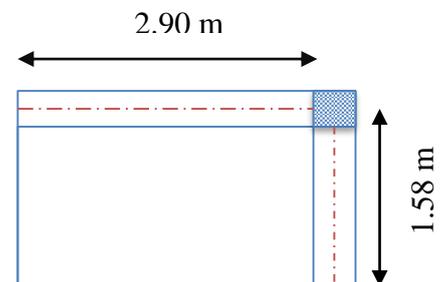


Fig.II.4 : dalle sur deux appuis.

Dalle sur quatre appuis : (dalle ascenseur étage courant)

$L_x=310\text{cm} ; L_y=340\text{cm}$

$$\frac{310}{45} \leq e \leq \frac{310}{40}$$

$$6.89 \leq e \leq 7.75$$

On prend $e=15\text{cm}$ (4heures de coup feu).

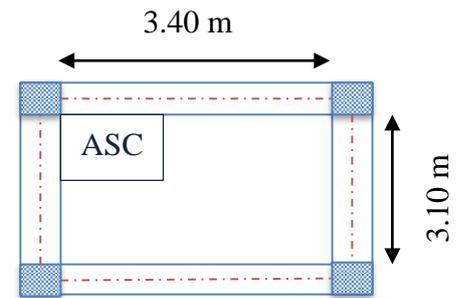


Fig.II.5 : dalle sur quatre appuis.

II.2.2. Les escaliers

- (1) : Le palier c'est la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- (2) : emmarchement c'est la longueur de la marche.
- (3) : le giron c'est la largeur de la marche (g).
- (4) : hauteur de contre marche (h).
- (5) : longueur total de l'escalier (L_0).
- (6) : hauteur de la volée (H).
- (7) : C'est l'inclinaison de la paillasse pour les escaliers confortables (α).
- (8) : épaisseur de palier de repos (e).
- (9) : la volée de l'escalier.
 - La cage : est le volume où se situe l'escalier.
 - Ligne du jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.
 - La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.

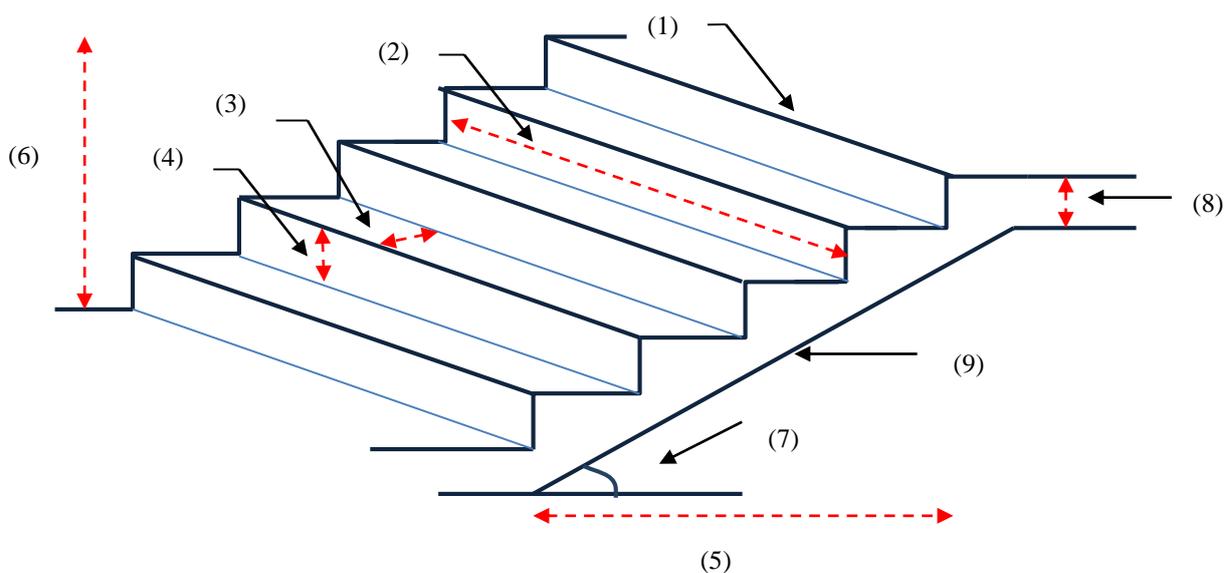


Fig.II.6 : les éléments principaux d'un escalier.

II.2.2.1. Les types d'escaliers

On distingue dans notre projet 3 types d'escaliers :

- **Type 1 : escalier à trois volées** RDC pour une hauteur de 4.08 m.
- **Type 2 : escalier à deux volées** pour étages d'habitations avec une hauteur de 3.06 m.
- **Type 3 : escalier à quatre volées** pour étages d'habitations avec une hauteur de 3.06m.

II.2.2.2. Pré-dimensionnement des escaliers

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

- La hauteur h des contre marches entre 14 et 18 cm, avec $h = \frac{h_{\text{étage}}}{n}$
- La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm, avec $g = \frac{L_0}{n-1}$
- La formule empirique de **BLONDEL** : $59 \text{ cm} \leq 2 \times h + g \leq 65 \text{ cm}$

Avec :

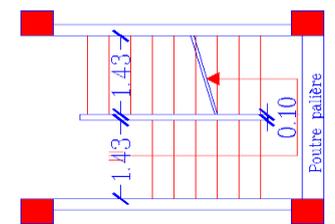
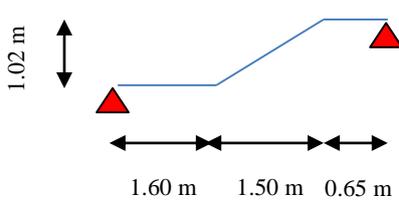
H : hauteur de la volée, $H = h \times n$

L_0 : longueur projetée de la volée $L_0 = (n - 1) \times g$

n : nombre de contre marches.

$n-1$: nombre de marches.

TabII.1 : Pré-dimensionnement des escaliers RDC.

Pré-dimensionnement des escaliers	
<p>❖ Première volée : $L_0 = 1.50 \text{ m}$, $H = 1.02 \text{ m}$</p> <p>La loi de BLONDEL :</p> $64n^2 - (64 + 2H + L_0) \times n + 2H = 0$ $\Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150) \times n + 2 \times 102 = 0$ $\begin{cases} n = 6 \\ n - 1 = 5 \end{cases}$ $h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$ $g = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$ $\Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm}$ <p>Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.</p> <p>Epaisseur de la pailasse :</p> $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{soit } L = L_p + L_v$ $L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2}$ $\Rightarrow 8.20 \text{ cm} \leq e \leq 12.3 \text{ cm}$ <p>$e \geq 14 \text{ cm}$... pour 4 heures de coupes – feu.</p> <p>On prend : $e = 15 \text{ cm}$</p>	 <p style="text-align: center;">Fig.II.7 vue en plan escalier RDC.</p>  <p style="text-align: center;">Fig.II.8 Schéma statique de la première volée.</p>

❖ **Deuxième volée :** $L_0 = 2.40 \text{ m}$, $H = 1.53 \text{ m}$

La loi de **BLONDEL** :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0) \times n + 2H = 0$$

$$\Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.53 + 2.40) \times n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$\begin{cases} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases}$$

$$h = \frac{1.53}{9} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{2.40}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm}$$

Donc la formule de **BLONDEL** est vérifiée.

Epaisseur de la paille :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{soit } L = L_p + L_v$$

$$L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2}$$

$$\Rightarrow 14 \text{ cm} \leq e \leq 21 \text{ cm}$$

$e \geq 14 \text{ cm}$... pour 4 heures de coupes – feu.

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

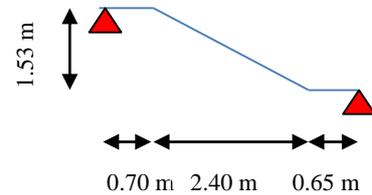


Fig.II.9 Schéma statique de la deuxième volée.

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.3.1. Poutres

II.3.1.1 Les poutres principales : Elles sont perpendiculaires aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

Avec :

h : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis

On a des poteaux de section $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

Donc :

$$L_{\max} = 420 - 45 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 37.5 \text{ cm}$$

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

$h = 35 \text{ cm}$

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4$ Condition vérifiée.

II.3.1.2. Les poutres secondaires : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 390 - 45 = 345 \text{ cm}$$

$$\frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10} \Rightarrow 23 \text{ cm} \leq h \leq 34.5 \text{ cm}$$

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

$$h = 30 \text{ cm.}$$

Vérifications selon RPA 99

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.3.2. Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé carrés, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99.

Les sections des poteaux prises sont :

- R.D.C : $(h \times b) = (50 \times 55) \text{ cm}^2$
- 1^{er}, 2^{ème} étage : $(h \times b) = (45 \times 50) \text{ cm}^2$
- 3^{ème}, 4^{ème} étage : $(h \times b) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$
- 5^{ème}, 6^{ème} étage : $(h \times b) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$
- 7^{ème} au 8^{ème} étage : $(h \times b) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
- 9^{ème} au 10^{ème} étage : $(h \times b) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les contions de l'RPA sont :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.}$
- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}.$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$ avec : h_e est la hauteur de l'étage

II.3.3. Les voiles

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les deux autres qui est l'épaisseur. L'épaisseur est donnée par les conditions suivantes :

- $e \geq 15\text{cm}$ (1).
- $e > \frac{h_e}{20}$ (2).
- $L \geq 4e$ (3).

Avec :

h_e : hauteur libre de l'étage.
 e : l'épaisseur de voile.

RPA (Art 7.7.1).

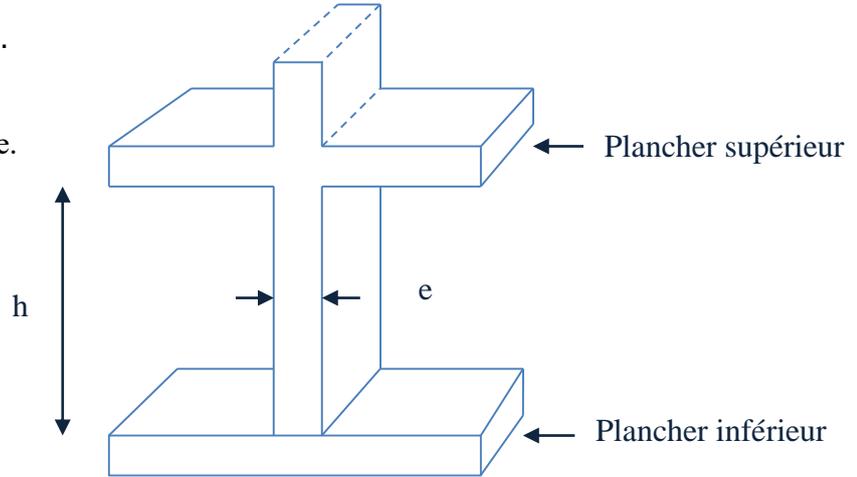


Fig.II.10 : coupe verticale d'un voile.

Dans notre cas :

- **Pour le RDC**

$$h_e = 408 - 30 = 378 \text{ cm} \Rightarrow e > \frac{378}{20} = 18.9 \text{ cm} \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être : $L_{\min} \geq 4e$ d'ou: $L_{\min} \geq 80\text{cm}$

- **Autres niveaux :**

$$h_e = 306 - 30 = 276\text{cm} \Rightarrow e > \frac{276}{20} = 13.8 \text{ cm} \Rightarrow e = 15\text{cm} \text{ d'ou: } L_{\min} = 60$$

II.3.4. Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme. Soit S la section de l'acrotère ;

$$S = 0.6 \times 0.15 + (0.03 \times 0.1/2) + 0.07 \times 0.1$$

$$S = 0.0985 \text{ m}^2$$

Evaluation des charges :

Poids propre : $G = \gamma_b \times S \times 1$

$$G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 \Rightarrow G_1 = 2.46 \text{ KN/ml}$$

Poids d'enduit extérieur :

$$G_2 = 20 \times 0.15 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.18 \text{ KN/ml}$$

Poids d'enduit intérieur :

$$G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.24 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88 \text{ KN/ml}$$

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

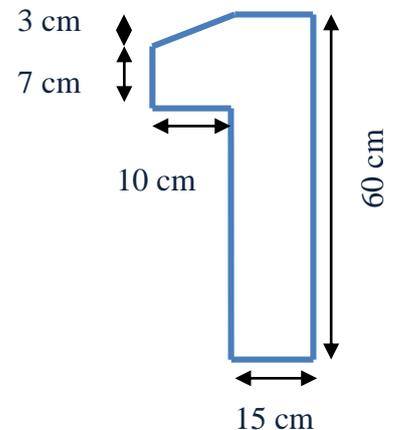


Fig.II.11 : coupe transversale de l'acrotère.

II.4. Evaluation des charges et surcharges revenants aux différents planchers :

Dans le but d'effectuer la descente de charge et pour retrouver le poteau le plus sollicité ; nous évaluons les différentes charges et surcharges revenants aux différents planchers.

➤ **Plancher terrasse inaccessible (corps creux 16+4) :***TabII.2 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible*

Désignation des éléments	épaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	4	20	0.8
Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
Forme de pente (15%)	10	22	2.20
Isolation thermique	2.5	4	0.1
Plancher corps creux (16+4)	20	/	2.85
Enduit en ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			G = 6.43
Charge d'exploitation			Q = 1.00

➤ **Plancher étage courant (corps creux 16+4)***TabII.3 : évaluation des charges des planchers étages courants.*

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de Sable	2	18	0.36
Plancher corps creux (16+4)	20	/	2.85
Enduit en ciment	2	18	0.36
Cloison de séparation	10	10	1
Charge permanente totale			G = 5.37
Charge d'exploitation			Q = 1.5

➤ **Plancher étage courant (dalle pleine) :**

TabII.4 : évaluation des charges des planchers dalles pleines.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de Sable	2	18	0.36
Dalle pleine (15 cm)	15	25	3.75
Enduit en ciment	2	18	0.36
Cloison de séparation	10	10	1
Charge permanente totale			G = 6.27
Charge d'exploitation			Q = 1.5

➤ **Evaluation des charges et surcharges des escaliers**

- **Le palier**

Tab II.5 : évaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Poids de la dalle	15	25	3.75
Enduit de ciment	2	18	0.36
Lit de sable	2	18	0.36
Charge permanente totale			G = 5.27
Charge d'exploitation			Q = 1.5

- **La volée**

Tab II.6 : évaluation des charges de la volée de RDC.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
--------------------------	-----------------	---------------------------------------	----------------------------

Paillasse		25	$\frac{e}{\cos\alpha} = \frac{0.15}{\cos 38.41} = 0.191$	4.78
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44
	vertical	22	$\frac{0.02h}{g} = 0.011$	0.25
Mortier de Pose	horizontal	20	0.02	0.4
	vertical	20	$\frac{0.02h}{g} = 0.011$	0.23
Enduit de ciment		18	0.02	0.36
Poids des marches		22	$\frac{h}{2} = 0.085$	1.87
Charge permanente totale				G = 8.29
Charge d'exploitation				Q = 1.5

Tab II.7 : évaluation des charges de la volée type deux étage courant.

Désignation des éléments		Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Paillasse		25	$\frac{e}{\cos\alpha} = \frac{0.15}{\cos 32.52} = 0.178$	4.45
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44
	vertical	22	$\frac{0.02h}{g} = 0.011$	0.25
Mortier de Pose	horizontal	20	0.02	0.4
	vertical	20	$\frac{0.02h}{g} = 0.011$	0.23
Enduit de ciment		18	0.02	0.36
Poids des marches		22	$\frac{h}{2} = 0.085$	1.87
Charge permanente totale				G = 8
Charge d'exploitation				Q = 1.5

Tab II.8 : évaluation des charges de la volée type trois étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
			Volée 1,3	Volée 2,4
Paillasse	25	$\frac{e}{\cos\alpha}$	4.6	4.7

Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	0.44
	vertical	22	$\frac{0.02h}{g} = 0.011$	0.25	0.25
Mortier de Pose	horizontal	20	0.02	0.4	0.4
	vertical	20	$\frac{0.02h}{g} = 0.011$	0.23	0.23
Enduit de ciment		18	0.02	0.36	0.36
Poids des marches		22	$\frac{h}{2} = 0.085$	1.87	1.87
Charge permanente totale				G = 8.15	G = 8.25
Charge d'exploitation				Q = 2.5	

➤ **Dalle plein (balcon) :**

TabII.9 : évaluation des charges des dalles pleines

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de Sable	2	18	0.36
Dalle pleine (15 cm)	15	25	3.75
Enduit en ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			G = 5.27
Charge d'exploitation			Q = 1.5

➤ **Murs extérieurs (double parois en brique creuse) :**

Tab II.10 : évaluation des charges des murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	2	18	0.36
Briques creuses	15	/	1.30
Lame d'air	5	/	/
Briques creuses	10	/	0.90

Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
Charge permanente totale			G = 2.71

II.5. LA DESCENTE DE CHARGE

La descente de charge permet l'évaluation de charges revenantes à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

On effectuera la descente de charge pour les poteaux les plus sollicités.

II.5.1. Calcul des charges revenantes au poteau (D-5)

❖ Poids des poteaux

$$G_{\text{poteau}} = \gamma_{\text{béton}} \times S \times h_{\text{étage}}$$

$$\text{Poteaux } (50 \times 55) = 28.05 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (45 \times 50) = 17.21 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 45) = 13.77 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 40) = 10.71 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (30 \times 35) = 8.03 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (30 \times 30) = 6.88 \text{ KN}$$

❖ Poids des poutres

$$G_{\text{poutre}} = \gamma_{\text{béton}} \times V$$

$$P_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.35(1.55 + 1.95) = 7.93 \text{ KN}$$

$$P_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.3(1.725 + 1.7) = 7.71 \text{ KN}$$

$$\sum G_{poutre} = 15.64 \text{ KN}$$

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

La surface afférente :

$$S_{Total} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11.984 \text{ KN}$$

$$P_{TI}^G = G_{TI} \times S_{Total} = 6.43 \times 11.984 = 77.06 \text{ KN}$$

$$P_{TI}^Q = Q_{TI} \times S_{Total} = 1 \times 11.984 = 11.984 \text{ KN}$$

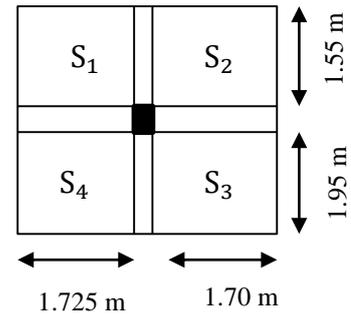


Fig.II.12 : surface afférente du poteau D-5

❖ **Plancher étage courant**

$$P_{EC}^G = P_{CC}^G + P_{DP}^G + P_{Volée}^G$$

$$P_{CC}^G = G_{EC} \times S_{CC}^{(S_3+S_4)} = 5.37(3.315 + 3.364) = 35.87 \text{ KN}$$

$$P_{DP}^G = G_{DP} \times S_2 = 6.27 \times 2.635 = 16.52 \text{ KN}$$

$$P_{Volée}^G = G_{Volée} \times S_{Volée} = 8 \times (2.16 \times 1.45) = 25.056 \text{ KN}$$

$$P_{EC}^G = 77.44 \text{ KN}$$

$$P_{EC}^Q = P_{CC}^Q + P_{DP}^Q + P_{Volée}^Q$$

$$P_{CC}^Q = Q_{EC} \times S_{CC}^{(S_3+S_4)} = 1.5(3.315 + 3.364) = 10.02 \text{ KN}$$

$$P_{DP}^Q = Q_{DP} \times S_2 = 1.5 \times 2.635 = 3.95 \text{ KN}$$

$$P_{Volée}^Q = Q_{Volée} \times S_{Volée} = 2.5 \times (2.16 \times 1.45) = 7.83 \text{ KN}$$

$$P_{EC}^Q = 21.8 \text{ KN}$$

➤ **La loi de dégression des charges d'exploitation:**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages.

1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit:

- Sous la terrasse: Q_0 .

- Sous le dernier étages: $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur: $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur: $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots Q_n)$

Tab II.11 : Descente de charge au droit du Poteau (D-5)

étages	éléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)
Terrasse inaccessible	Plancher T- inaccessible	77.06	11.98
	Poutre	15.64	
	Poteau (30*30)	6.88	
9 ^{eme} étage	G venant de 10 ^{eme} étage	99.58	33.78
	Plancher courant	77.44	
	Poutres	15.64	
	Poteau (30*30)	6.88	
8 ^{eme} étage	G venant de 9 ^{eme} étage	199.54	53.40
	Plancher courant	77.44	
	Poutres	15.64	
	Poteau (30*35)	8.03	
7 ^{eme} étage	G venant de 8 ^{eme} étage	300.65	70.84
	Plancher courant	77.44	
	Poutres	15.64	
	Poteau (30*35)	8.03	
6 ^{eme} étage	G venant de 7 ^{eme} étage	401.76	86.10
	Plancher courant	77.44	
	Poutres	15.64	
	Poteau (35*40)	10.71	
5 ^{eme} étage	G venant de 6 ^{eme} étage	505.55	99.18
	Plancher courant	77.44	
	Poutres	15.64	
	Poteau (35*40)	10.71	
4 ^{eme} étage	G venant de 5 ^{eme} étage	609.34	110.08
	Plancher courant	77.44	
	Poutres	15.64	
	Poteau (40*45)	13.77	
3 ^{eme} étage	G venant de 4 ^{eme} étage	716.19	118.80
	Plancher courant	77.44	
	Poutres	15.64	
	Poteau (40*45)	13.77	
2 ^{eme} étage	G venant de 3 ^{eme} étage	823.04	125.34
	Plancher courant	77.44	
	Poutres	15.64	
	Poteau (45*50)	17.21	
	G venant de 2 ^{eme} étage	933.33	

1 ^{er} étage	Plancher courant Poutres Poteau (45*50)	77.44 15.64 17.21	129.70
RDC	G venant de 1 ^{er} étage Poutres Poteau (50*55)	1043.62 15.64 28.05	131.88
TOTAL		1087.31	131.88

• **Vérifications**

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% pour les poteaux intermédiaires.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1087.31 + 1.5 \times 131.88$$

$$N_u = 1665.69 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base $N_u^* = 1832.26 \text{ KN}$

II.5.2. Calcul des charges revenant au poteau (F-5)

❖ **Poids des poteaux** : c'est le même que le poteau D-5

❖ **Poids des poutres**

$$P_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.35(1.55 + 1.95) = 7.93 \text{ K}$$

$$P_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.3(1.8 + 1.7) = 7.88 \text{ KN}$$

$$\sum G_{poutre} = 15.81 \text{ KN}$$

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

La surface afférente :

$$S_{Total} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 12.25 \text{ KN}$$

$$P_{TI}^G = G_{TI} \times S_{Total} = 6.43 \times 12.25 = 78.77 \text{ KN}$$

$$P_{TI}^Q = Q_{TI} \times S_{Total} = 1 \times 12.25 = 12.25 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étage courant**

$$P_{EC}^G = P_{CC}^G + P_{DP}^G + P_{Volée}^G + P_{Pal}^G$$

$$P_{CC}^G = G_{EC} \times S_{CC}^{(S_3+S_4)} = 5.37(3.51 + 3.315) = 36.65 \text{ KN}$$

$$P_{DP}^G = G_{DP} \times S_1 = 6.27 \times 2.635 = 16.52 \text{ KN}$$

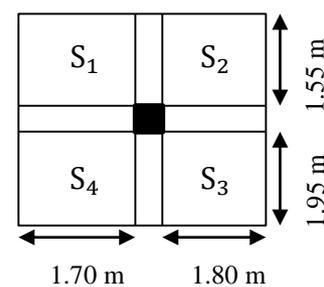


Fig.II.13 : surface afférente du poteau F-5

$$P_{Volée1}^G = G_{Volée1} \times S_{Volée1} = 8.15 \times 0.81 = 6.60 \text{ KN}$$

$$P_{Volée2}^G = G_{Volée2} \times S_{Volée2} = 8.25 \times 0.705 = 5.82 \text{ KN}$$

$$P_{EC}^G = 72.38 \text{ KN}$$

$$P_{EC}^Q = P_{CC}^Q + P_{DP}^Q + P_{Volée}^Q + P_{Pal}^Q$$

$$P_{CC}^Q = Q_{EC} \times S_{CC}^{(s_3+s_4)} = 1.5(3.51 + 3.315) = 10.24 \text{ KN}$$

$$P_{DP}^Q = Q_{DP} \times S_1 = 1.5 \times 2.635 = 3.95 \text{ KN}$$

$$P_{Volée1}^Q = Q_{Volée1} \times S_{Volée1} = 2.5 \times 0.81 = 2.025 \text{ KN}$$

$$P_{Volée2}^Q = Q_{Volée2} \times S_{Volée2} = 2.5 \times 0.705 = 1.76 \text{ KN}$$

$$P_{EC}^G = 26.46 \text{ KN}$$

Tab II.12 : Descente de charge au droit du Poteau (F-5)

étages	éléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)
10 ^{eme} étage	Plancher T- inaccessible	78.77	12.25
	Poutre	15.81	
	Poteau (30*30)	6.88	
9 ^{eme} étage	G venant de 10 ^{eme} étage	101.46	38.71
	Plancher courant	72.38	
	Poutres	15.81	
	Poteau (30*30)	6.88	
8 ^{eme} étage	G venant de 9 ^{eme} étage	196.53	62.52
	Plancher courant	72.38	
	Poutres	15.81	
	Poteau (30*35)	8.03	
7 ^{eme} étage	G venant de 8 ^{eme} étage	292.75	83.69
	Plancher courant	72.38	
	Poutres	15.81	
	Poteau (30*35)	8.03	
6 ^{eme} étage	G venant de 7 ^{eme} étage	388.97	102.21
	Plancher courant	72.38	
	Poutres	15.81	
	Poteau (35*40)	10.71	
5 ^{eme} étage	G venant de 6 ^{eme} étage	487.87	118.09
	Plancher courant	72.38	
	Poutres	15.81	
	Poteau (35*40)	10.71	
	G venant de 5 ^{eme} étage	586.77	131.32
	Plancher courant	72.38	

4 ^{eme} étage	Poutres	15.81	
	Poteau (40*45)	13.77	
3 ^{eme} étage	G venant de 4 ^{eme} étage	688.73	
	Plancher courant	72.38	
	Poutres	15.81	141.90
	Poteau (40*45)	13.77	
2 ^{eme} étage	G venant de 3 ^{eme} étage	790.69	
	Plancher courant	72.38	149.84
	Poutres	15.81	
	Poteau (45*50)	17.21	
1 ^{er} étage	G venant de 2 ^{eme} étage	896.09	
	Plancher courant	72.38	
	Poutres	15.81	155.13
	Poteau (45*50)	17.21	
RDC	G venant de 1 ^{er} étage	1001.49	
	Poutres	15.81	157.78
	Poteau (50*55)	28.05	
TOTAL		1045.35	157.78

• Vérifications

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% pour les poteaux intermédiaires.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 * 1045.35 + 1.5 * 157.78$$

$$N_u = 1647.89 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base $N_u^* = 1812.68 \text{ KN}$

D'après les deux tableaux on remarque que le poteau (D-5) est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent ce dernier.

Les poteaux sont pré-dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

a. Critère de résistance

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que: } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1832.26}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.129 \text{ m}^2$$

La section supposée du poteau D-5 à la base du bâtiment (RDC) est de $B = 0.5 * 0.55 = 0.275 \text{ m}^2$ est vérifiée par rapport à la section calculée $B = 0.129 \text{ m}^2$.

b. Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés l'état limite de déformation (flambement).

$$Nu^* \leq \bar{N}u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (\text{BAEL91 art B.8.4. 1})$$

Avec :

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a-2) \times (b-2)$).

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

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

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$ (section rectangulaire)

l_f : longueur de flambement

$l_f = 0.7 l_0$ BAEL91 (Art B.8.3.31)

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

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{b} = 2.856 \frac{\sqrt{12}}{0.5} \Rightarrow \lambda = 19.79$$

$$0 \leq \lambda = 19.79 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.799$$

D'après le BAEL91 : $A_s = 1\% B_r$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

D'après l'expression donnée dans le BAEL91 art B.8.4.1 ;

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{1.1 \times Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\text{A.N: } B_r \geq \frac{1.1 \times 1832.26 \times 10^{-3}}{0.799 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.039\text{m}^2$$

$$B_r = (a-0.02)(b-0.02) = (0.55-0.02)(0.55-0.02) \Rightarrow B_r = 0.254 \text{ m}^2 > 0.039 \text{ m}^2$$

Donc pas de risqué de flambement du poteau.

c. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) les conditions suivantes :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ Vérifiée
- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ Vérifiée
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$ Vérifiée

d. Pré-vérification de l'effort normal réduit

Selon le RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : effort normal réduit (sans majoration).

B_c : section brute du béton.

$N_d = 1665.69 \text{ KN}$; $B_c = 0.25 \text{ m}^2$

$$v = \frac{1665.69 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.5 \times 25} = 0.242 \leq 0.3 \quad \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

II.6. CONCLUSION

Le pré-dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les minimums RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

- Poutres principales : $(h \times b) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(h \times b) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

- Poteaux du RDC : $(h \times b) = (50 \times 55) \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 1 et 2 : $(h \times b) = (45 \times 50) \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 3 et 4 : $(h \times b) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 5 et 6 : $(h \times b) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 7 et 8 : $(h \times b) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 9 et 10 : $(h \times b) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. INTRODUCTION

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

III.2. ETUDES DES PLANCHERS

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

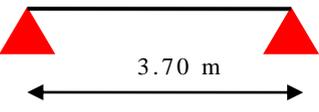
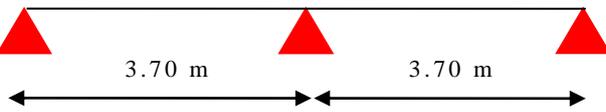
- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

III.2.1. Plancher à corps creux

III.2.1.1. Les poutrelles

Le sens de disposition des poutrelles adopté est montré sur la figure III.1 au chapitre II, les différents types de poutrelles que nous avons alors sont les suivantes :

Tab III.1 : Les différents Types de poutrelles

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Type 4	
Type 5	
Type 6	

1. Méthodes de calcul

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

• Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b$

À l'ELS : $q_s = (G + Q) \times b$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.60m$.

Tab III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q_u (KN/m)	q_s (KN/m)
Plancher étage courant	5,37	1.5	5,7	4,12
Terrasse inaccessible	6,43	1	6,11	4,46

• Calcul des sollicitations

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple les poutrelles types 1 du niveau 1.02 et type 1 du plancher terrasse courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

➤ Calcul de la poutrelle type 1 du niveau 1.02 m

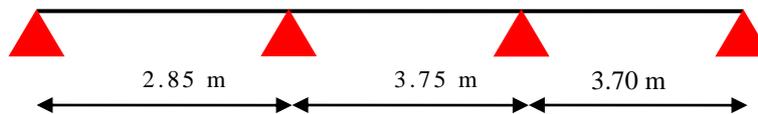


Fig III.1 : Poutrelle type 1 du niveau 1.02 m.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car :

($0.8 \leq \frac{2.85}{3.75}; \frac{3.75}{3.70} \leq 1.25$) on applique donc la méthode de Caquot.

Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

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

Avec :

q_g, q_d : étant le chargement à gauche et à droite de l'appui.

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

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 2.85\text{m}$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3.75 = 3\text{m}$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 3.7\text{m}$$

-Les moments aux appuis**A l'ELU**

$$q = 4.23 \text{ KN/m}$$

$$M_A = M_D = -0.15 \times M_0 = -1.08 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{4.23 \times (2.85^3 + 3^3)}{8.5 \times (2.85 + 3)} \Rightarrow M_B = -4.28 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.23 \times (3^3 + 3.7^3)}{8.5 \times (3 + 3.7)} \Rightarrow M_C = -5.79 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$q = 3.05 \text{ KN/m}$$

$$M_A = M_D = -0.15 \times M_0 = -0.78 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{3.05 \times (2.85^3 + 3^3)}{8.5 \times (2.85 + 3)} \Rightarrow M_B = -3.07 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{3.05 \times (3^3 + 3.7^3)}{8.5 \times (2.85 + 3.7)} \Rightarrow M_C = -4.15 \text{KN.m}$$

-Moments en travées

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

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

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

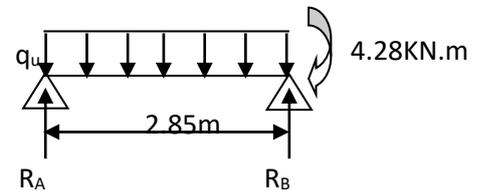
Travée AB

A ELU

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{2.85 \times 4.23} = 1.16 \text{m}$$

$$M = \frac{5.7 \times 1.16 \times (2.85 - 1.16)}{2} - 4.28 \times \frac{1.16}{2.85}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 3.84 \text{KN.m}$$



A ELS

$$x = \frac{2.85}{2} + \frac{(-3.85)}{2.85 \times 3.05} = 1.19 \text{m}$$

$$M = \frac{4.12 \times 1.16 \times (2.85 - 1.16)}{2} - 3.07 \times \frac{1.16}{2.85}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 2.78 \text{KN.m}$$

Travée BC

A ELU

$$x = \frac{3.75}{2} + \frac{(-4.28) - (-5.79)}{3.75 \times 4.23} = 1.80 \text{m}$$

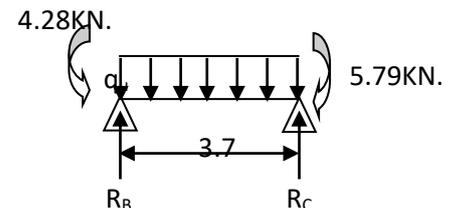
$$M = \frac{5.7 \times 1.80 \times (3.75 - 1.80)}{2} - 4.28 \times \left(1 - \frac{1.80}{3.75}\right) - 5.79 \times \frac{1.80}{3.75}$$

$$M_{tBC}^{\max} = 4.99 \text{KN.m}$$

A ELS

$$x = 1.80 \text{m}$$

$$M_{tBC}^{\max} = 3.64 \text{KN.m}$$



Travée CD

A ELU

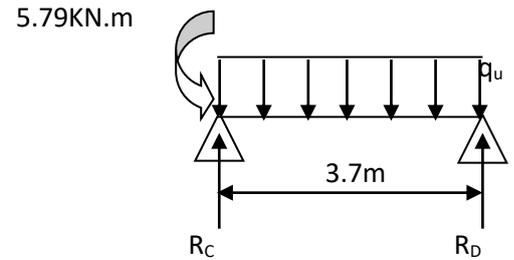
$$x = 2.12m$$

$$M_{CD}^{max} = 7.07KN.m$$

A l'ELS

$$x = 2.12m$$

$$M_{CD}^{max} = 5.19KN.m$$



- Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$$V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

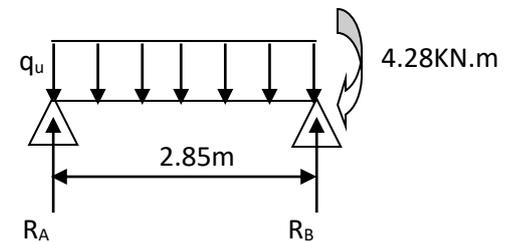
$$V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

Travée AB

A l'ELU

$$V_A = \frac{5.7 \times 2.85}{2} + \frac{(-4.28)}{2.85} = 6.62KN$$

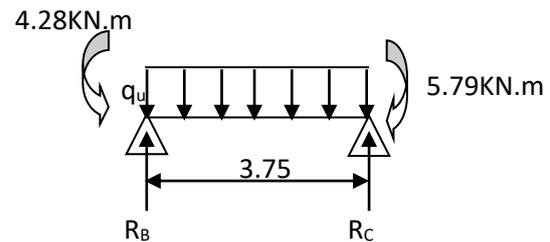
$$V_B = -\frac{5.7 \times 2.85}{2} + \frac{(-4.28)}{2.85} = -9.62KN$$



Travée BC

$$V_B = \frac{5.7 \times 3.75}{2} + \frac{(-5.79) - (-4.28)}{3.75} = 10.28KN$$

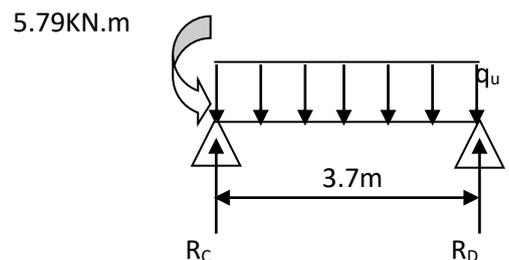
$$V_C = -\frac{5.7 \times 3.75}{2} + \frac{(-5.79) - (-4.28)}{3.75} = -11.09KN$$



Travée CD

$$V_C = \frac{5.7 \times 3.7}{2} + \frac{(-5.79)}{3.7} = 12.11KN$$

$$V_D = -\frac{5.7 \times 3.7}{2} + \frac{-(-5.79)}{3.7} = -8.97KN$$



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

A l'ELU

Tab III.3 Les sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELU.

Travée	L(m)	P(KN/m)	Mg(KN.m)	Ma(KN.m)	Mi(KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
A-B	2.85	5.7	-1.08	-4.28	3.84	6.62	-9.62
B-C	3.75	5.7	-4.28	-5.79	4.99	10.28	-11.09
C-D	3.7	5.7	-5.79	-1.08	7.07	12.11	-8.97

Tab III.4 Les sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELS.

Travée	L(m)	P(KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	2.85	4.12	-0.78	-3.07	2.78
B-C	3.75	4.12	-3.07	-4.15	3.64
C-D	3.7	4.12	-4.15	0.78	35.13

Pour les autres types de poutrelles les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, les sollicitations de ces dernières sont représentées dans les tableaux suivant :

Tab III.5: sollicitations des différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS dans les planchers étages courants.

	type	travée	Longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	1	A-B	2.85	/	-1.09	-4.28	3.84	A	-9.62
		B-C	3.75	/	-4.28	-5.79	4.99	10.28	-11.09
		C-D	3.70	/	-5.79	-1.09	7.07	12.11	-8.97
	2	A-B	3.70	9.19	-1.38	-1.38	9.19	10.54	-10.54
	3	A-B	3.70	9.75	-1.46	-5.85	7.41	10.54	-12.13
		B-C	3.70	9.75	-5.85	-1.46	7.41	12.13	-10.54
	4	A-B	3.10	/	-0.76	-3.85	5.06	7.58	-10.08
		B-C	2.85	/	-3.85	-3.66	2.03	10.08	-10.48
		C-D	3.75	/	-3.66	-4.42	5.98	10.48	-10.89
		D-E	3.70	/	-4.42	-4.36	5.36	10.89	-10.53
		E-F	3.70	/	-4.36	-4.61	5.27	10.53	-11.24
		F-G	3.90	/	-4.61	-4.13	6.47	11.24	-10.99
		G-H	3.20	/	-4.13	-4.09	3.18	10.99	-10.16
	5	A-B	2.85	/	-0.82	-4.29	3.84	6.62	-10.65
		B-C	3.75	/	-4.29	-4.44	5.65	10.65	-10.73
		C-D	3.70	/	-4.44	-4.38	5.34	10.73	-10.53
		D-E	3.70	/	-4.38	-4.63	5.25	10.53	-10.61
		E-F	3.90	/	-4.63	-7.09	5.01	10.61	-11.75
F-G		3.20	/	-7.09	-0.82	4.18	11.75	-6.90	
A l'ELS	1	A-B	2.85	/	-0.78	-3.07	2.78	/	/
		B-C	3.75	/	-3.07	-4.17	3.64	/	/
		C-D	3.70	/	-4.17	-0.78	5.13	/	/
	2	A-B	3.70	7.05	-1.06	-1.06	7.05	/	/
	3	A-B	3.70	7.05	-1.06	-4.23	5.36	/	/
		B-C	3.70	7.05	-4.23	-1.06	5.36	/	/
	4	A-B	3.10	/	-0.60	-2.77	3.66	/	/
		B-C	2.85	/	-2.77	-2.64	1.48	/	/
		C-D	3.75	/	-2.64	-3.19	4.33	/	/
		D-E	3.70	/	-3.19	-3.14	3.89	/	/
		E-F	3.70	/	-3.14	-3.32	3.82	/	/
		F-G	3.90	/	-3.32	-2.98	4.68	/	/
		G-H	3.20	/	-2.98	-2.95	2.31	/	/
	H-I	3.10	/	-2.95	-0.60	3.24	/	/	

5	A-B	2.85	/	-0.79	-3.07	2.79	/	/
	B-C	3.75	/	-3.07	-3.18	4.12	/	/
	C-D	3.70	/	-3.18	-3.14	3.89	/	/
	D-E	3.70	/	-3.14	-3.32	3.82	/	/
	E-F	3.90	/	-3.32	-5.09	3.65	/	/
	F-G	3.20	/	-5.09	-0.79	3.04	/	/

Tab III.6: sollicitation des différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS dans le plancher terrasse inaccessible

	type	travée	Longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)		
					M _g	M _d		V _g	V _d	
A PELU	6	A-B	3.75	10.74	-1.74	-5.37	8.59	11.45	-12.60	
		B-C	3.70	10.46	-5.37	-4.18	6.20	12.43	-11.30	
		C-D	3.70	10.46	-4.18	-5.81	5.98	11.30	-12.43	
		D-E	3.90	11.62	-5.81	-1.74	9.29	13.10	-11.91	
	3	A-B	3.7	10.45	-1.57	-6.27	7.48	11.3	-12.99	
		B-C	3.7	10.45	-6.27	-1.57	7.48	12.99	-11.30	
	4	A-B	3.10	/	-1.10	-3.98	5.48	8.18	-10.75	
		B-C	2.85	/	-3.98	-3.78	2.32	10.75	-11.24	
		C-D	3.75	/	-3.78	-4.57	6.56	11.24	-11.66	
		D-E	3.70	/	-4.57	-4.51	5.91	11.66	-11.28	
		E-F	3.70	/	-4.51	-4.76	5.82	11.28	-12.04	
		F-G	3.90	/	-4.76	-4.27	7.09	12.04	-11.78	
		G-H	3.20	/	-4.27	-4.23	3.57	11.78	-10.83	
	5	A-B	2.85	/	-1.17	-4.41	4.19	7.16	-11.41	
		B-C	3.75	/	-4.41	-4.57	6.24	11.41	-11.49	
		C-D	3.70	/	-4.57	-4.51	5.91	11.49	-11.28	
		D-E	3.70	/	-4.51	-4.76	5.82	11.28	-11.37	
		E-F	3.90	/	-4.76	-7.3	5.62	11.37	-12.56	
		F-G	3.20	/	-7.3	-1.17	4.59	12.56	-7.49	
	A PELS	6	A-B	3.75	7.84	-1.27	-3.93	6.27	/	/
			B-C	3.7	7.63	-3.93	-3.05	4.52	/	/
C-D			3.7	7.63	-3.05	-4.23	4.36	/	/	
D-E			3.9	8.48	-4.23	-1.27	6.78	/	/	
3		A-B	3.7	7.63	-1.14	-4.58	5.72	/	/	
		B-C	3.7	7.63	-4.58	-1.14	5.72	/	/	
4		A-B	3.10	/	-0.80	-2.89	4.01	/	/	
		B-C	2.85	/	-2.89	-2.75	1.71	/	/	
		C-D	3.75	/	-2.75	-3.31	4.81	/	/	
		D-E	3.70	/	-3.31	-3.27	4.34	/	/	
		E-F	3.70	/	-3.27	-3.46	4.27	/	/	
		F-G	3.90	/	-3.46	-3.09	5.2	/	/	
		G-H	3.20	/	-3.09	-3.07	2.62	/	/	
5		A-B	2.85	/	-0.85	-3.19	3.07	/	/	
		B-C	3.75	/	-3.19	-3.31	4.58	/	/	

	C-D	3.70	/	-3.31	-3.27	4.34	/	/
	D-E	3.70	/	-3.27	-3.45	4.27	/	/
	E-F	3.90	/	-3.45	-5.30	4.12	/	/
	F-G	3.20	/	-5.30	-0.85	3.36	/	/

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

Niveau	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M_{max}^{appui} (KN.m)		$M_{max}^{travée}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	M_{max}^{appui} (KN.m)		$M_{max}^{travée}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
Etage Courants	01	-1.09	-5.79	7.07	12.11	-0.78	-4.17	5.13
	02	-1.38	/	9.19	10.54	-1.06	/	7.05
	03	-1.46	-5.85	7.41	12.13	-1.06	-4.23	5.36
	04	-0.76	-4.61	6.47	11.24	-0.6	-3.32	4.68
	05	-0.82	-7.09	5.65	11.75	-0.59	5.09	4.12
Terrasse inaccessible	06	-1.74	-5.81	9.29	13.10	-1.27	-4.23	6.78
	03	-1.57	-6.27	7.84	12.99	-1.14	-4.58	5.72
	04	-0.79	-4.57	7.09	11.78	-0.81	-3.31	5.20
	05	-0.83	-7.3	6.25	12.56	-0.60	-5.3	4.58

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 :

$$M_{Travée}^{max} = 7.07KN.m$$

$$M_{Travée}^{max} = 5.13KN.m$$

$$A \text{ l'ELU : } M_{Appuis}^{max} = \begin{cases} -1.09KN.m \text{ (rive)} \\ -5.79KN.m \text{ (inte)} \end{cases}$$

$$A \text{ l'ELS : } M_{Appuis}^{max} = \begin{cases} -0.78KN.m \text{ (rive)} \\ -4.17KN.m \text{ (inte)} \end{cases}$$

$$V_{max} = 12.11K$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 60 \text{ cm}$$

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

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

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

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

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

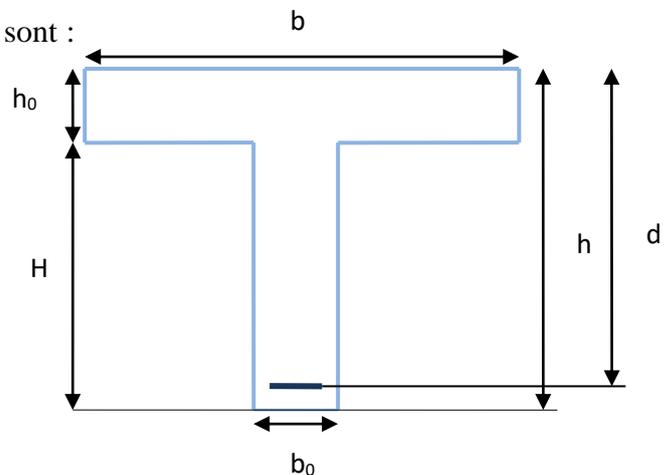


Fig III.2 : La coupe transversal d'une poutrelle.

Calcul à l'ELU

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

✓ Si $M_u \geq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_0$).

✓ 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**

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

$$M_{tu} = 0.60 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 54.53 \text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 7.07 \text{KN.m} \Rightarrow$ 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 ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.07 \times 10^{-3}}{0.60 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_1(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.026$$

➔ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.03$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.178 \text{m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = 1.14 \text{cm}^2$$

On prend $A_s = 2\phi 10 = 1.57 \text{cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.60 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{cm}^2$$

$A_s = 1.57 \text{cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

b. Ferrailage en appuis**-Appuis intermédiaire**

$$M_{\text{inter}}^a = -5.79 \text{KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.125$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$\varepsilon_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.167$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow z = 0.168 \text{m}$$

$$A_a^{\text{interne}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{\text{interne}} = 0.99 \text{cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = 2 \varnothing 8 = 1.01 \text{cm}^2$$

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

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{cm}^2$$

$$A_s = 0.99 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

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

$$M_a^{\text{rive}} = -1.09 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.024$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$\varepsilon_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.030$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.177\text{m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{\text{rive}} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = 1 \text{ } \emptyset 8 = 0.5\text{cm}^2$$

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{st}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.5\text{cm}^2 > A_{\text{min}} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{12.11 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.67\text{MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0.67\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{Y_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.5 + 1.57 = 2.07\text{cm}^2$$

$$A_l = 2.07\text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 12.11 \times 10^{-3}}{400} = 0.35\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Appui intermédiaire

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[12.11 - \frac{7.07}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -0.90\text{cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -2.05\text{cm}^2 \quad \text{Aucune vérification à faire.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u(b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{12.11 \times 10^{-3} \times (0.60 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.60 \times 0.04} = 0.78\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25\text{MPa}$$

Armatures transversales

$$\emptyset_t \leq \left(\emptyset_1^{\text{min}}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \emptyset_t = 6\text{mm}$$

$$\text{On choisit un étrier de } \emptyset 6 \Rightarrow A_t = 0.57\text{cm}^2$$

Calcul de l'espacement

$$S_t = \min \begin{cases} (0.9d ; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57\text{cm} \\ \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})} = 22.80\text{cm} \end{cases}$$

Avec K =1 (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte : $S_t = 15\text{cm}$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab III.8 : Ferrailage des poutrelles dans les étages courants.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A _{min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des sections
01	Travée	0.026	0.033	0.178	1.14	2HA8+1HA10=1.8	1.3	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.024	0.030	0.177	0.18	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.126	0.169	0.186	0.99	2HA8=1.01	0.22		
02	Travée	0.033	0.042	0.177	1.49	2HA8+1HA10=1.8	1.3		
	App rive	0.030	0.038	0.177	0.22	1HA8=0.5	0.22		
03	Travée	0.028	0.035	0.177	1.28	2HA8+1HA10=1.8	1.3		
	App rive	0.034	0.043	0.178	0.25	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.136	0.183	0.175	1.03	2HA8+1HA10=1.8	0.22		
04	Travée	0.026	0.033	0.177	1.15	2HA8+1HA10=1.8	1.3		
	App rive	0.017	0.021	0.178	0.13	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.099	0.131	0.170	0.77	2HA8=1.01	0.22		
05	Travée	0.022	0.023	0.178	1	2HA8=1.01	1.3		
	App rive	0.018	0.023	0.178	0.14	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.159	0.217	0.164	1.28	2HA8+1HA10=1.8	0.22		

Tab III.9: Ferrailage des poutrelles dans la terrasse inaccessible

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des sections
06	Travée	0.034	0.043	0.177	1.51	2HA8+1HA10=1.8	1.3	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.038	0.048	0.176	0.28	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.126	0.169	0.168	0.99	2HA8=1.01	0.22		
03	Travée	0.028	0.035	0.177	1.28	2HA8+1HA10=1.8	1.3		
	App rive	0.034	0.043	0.178	0.25	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.136	0.183	0.175	1.03	2HA8+1HA10=1.8	0.22		
04	Travée	0.026	0.033	0.177	1.15	2HA8+1HA10=1.8	1.3		
	App rive	0.017	0.021	0.178	0.13	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.099	0.131	0.170	0.77	2HA8=1.01	0.22		
05	Travée	0.022	0.023	0.178	1	2HA8=1.01	1.3		
	App rive	0.018	0.023	0.178	0.14	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.159	0.217	0.164	1.28	2HA8+1HA10=1.8	0.22		

- Vérification à l'ELS

a) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

En travée

$$M_{ser} = 5.13 \text{ KN.m} ; A = 1.8 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.6 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.8 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 1.02 \times 10^{-4} \text{cm}^3 > 0$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - \left[(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad \right] = 0 \Rightarrow y = 3.6 \text{cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 6531.84 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} + \frac{5.13 \times 3.6 \times 10^3}{6531.84} = 2.83 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis

- **Appuis intermédiaires**

$$M_{ser} = 4.17 \text{ KN.m} ; A = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5.99 \text{cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2901.64 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.17 \times 5.99 \times 10^3}{2901.64} = 8.61 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis de rive**

$$M_{ser} = 0.78 \text{ KN.m} ; A = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.5 \text{cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1670.62 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{0.78 \times 4.5 \times 10^3}{1670.62} = 2.10 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

Tab III.10: Vérification des contraintes dans le béton

Etage	type	position	M _{ser} Kn.m	As (Cm ²)	Y(cm)	I (Cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ _b (Mpa)	vérification
Étage courants	01	Travée	5.13	1.8	3.6	6531.84	2.83	15	vérifiée
		App riv	4.17	1.01	5.99	2901.64	8.61	15	vérifiée
		App int	0.78	0.5	4.5	1670.62	2.10	15	vérifiée
	02	Travée	7.05	1.8	3.6	6531.84	3.88	15	vérifiée
		App riv	1.03	0.5	4.5	1670.62	2.77	15	vérifiée
	03	Travée	5.36	1.8	3.6	6531.84	2.95	15	vérifiée
App riv		4.23	1.01	5.99	2901.64	8.37	15	vérifiée	

	04	App int	1.06	0.5	4.5	167062	2.85	15	vérifiée	
		Travée	4.68	1.8	3.6	6531.84	2.58	15	vérifiée	
		App riv	3.32	1.01	5.99	2901.64	6.85	15	vérifiée	
	05	App int	0.6	0.5	4.5	1670.62	1.62	15	vérifiée	
		Travée	4.12	1.01	3.78	4143.66	3.76	15	vérifiée	
		App riv	5.09	0.5	4.5	1670.62	13.71	15	vérifiée	
	Terrasse inaccessible	06	App int	0.59	1.8	7.5	4383	1	15	vérifiée
			Travée	6.78	1.8	3.6	6531.84	3.74	15	vérifiée
			App riv	1.27	0.5	4.5	1670.62	3.42	15	vérifiée
03		App int	4.23	1.01	5.99	2901.64	8.73	15	vérifiée	
		Travée	5.72	1.8	3.6	6531.84	3.15	15	vérifiée	
		App riv	4.58	1.8	7.5	4383	7.83	15	vérifiée	
04		App int	1.14	0.5	4.5	1670.62	3.07	15	vérifiée	
		Travée	5.2	1.8	3.6	6531.84	2.87	15	vérifiée	
		App riv	3.31	1.01	5.99	2901.64	6.3	15	vérifiée	
05		App int	0.81	0.5	4.5	1670.62	2.18	15	vérifiée	
		Travée	4.58	1.01	3.78	4143.66	4.18	15	vérifiée	
		App riv	5.3	1.8	7.5	4383	9.06	15	vérifiée	
		App int	0.6	0.5	4.5	1670.62	1.62	15	vérifiée	

• Vérification de la flèche

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

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

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle type '4' de l'étage courant c'est elle qui a la travée la plus grande (L=3.9 m).

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0.051 \leq \frac{1}{16} = 0.062$$

$\frac{1}{16} > \frac{h}{L} \Rightarrow$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 (art B.6.5, 2) comme suit :

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

Avec :

f_{gi} et f_{gv} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{pi} : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Valeur limite de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 2) ;

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à $:\frac{1}{500}$ si la portée $l \leq 5$ m.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{1}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{390}{500} = 0.78\text{cm}$

Les propriétés de la section :

$$y = 3.96 \text{ cm} ; I = 6531.84 \text{ cm}^4 ; A_s = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa.}$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 1.8 = 1227 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1227} \times \left(\frac{60 \times 20^2}{2} + 15 \times 1.8 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.18 \text{ cm}$$

$$V_2 + 20 - 10.18 \Rightarrow V_2 = 9.82 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{60}{3} \times (10.18^3 + 9.82^3) + 15 \times 1.8 \times (9.82 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 43811.11 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1.8}{10 \times 18} = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.01(2 + 3 \times \frac{10}{60})} \Rightarrow \lambda_i = 4.2$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.68$$

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.60 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.60 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.60 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.60 \times 3.85 = 2.31 \text{KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.60 \times 5.37 = 3.22 \text{KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.60 \times (5.37 + 1.5) = 4.12 \text{KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.80 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.80 \times \frac{3.22 \times 3.9^2}{8} = 4.90 \text{KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.80 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.80 \times \frac{2.31 \times 3.9^2}{8} = 4.39 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.80 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.80 \times \frac{4.12 \times 3.9^2}{8} = 6.27 \text{KN.m}$$

Contraintes σ_s

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I}; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I}; \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{4.39 \times (0.18 - 0.036) \times 10^5}{6531.84} \Rightarrow \sigma_{js} = 145.17 \text{MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{4.90 \times (0.18 - 0.036) \times 10^5}{6531.84} \Rightarrow \sigma_{gs} = 162.04 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{6.27 \times (0.18 - 0.036) \times 10^5}{6531.84} \Rightarrow \sigma_{ps} = 207.34 \text{MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 162.04 + 2.1} = 0.57$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 145.17 + 2.1} = 0.53$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 207.34 + 2.1} = 0.65$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 48311.11}{1 + 4.2 \times 0.53} = 16473.10 \text{cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 48311.11}{1 + 4.2 \times 0.57} = 15657.70 \text{cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 48311.11}{1 + 4.2 \times 0.65} = 14247.24 \text{cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 48311.11}{1 + 1.68 \times 0.57} = 27146.62 \text{cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{4.39 \times 3.9^2}{10 \times 32164.2 \times 16473.10} \times 10^7 = 0.13 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{4.90 \times 3.9^2}{10 \times 32164.2 \times 15657.70} \times 10^7 = 0.15 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{4.90 \times 3.9^2}{10 \times 10721.4 \times 27146.62} \times 10^7 = 0.27 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{6.27 \times 3.9^2}{10 \times 32164.2 \times 14247.24} \times 10^7 = 0.21 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.27 + 0.21 - 0.15 - 0.13 = 0.20 \text{cm} < f_{adm} = 0.78 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

3. Schéma de ferrailage des poutrelles

Tab III.11 : Schéma de ferrailage des poutrelles

Schéma de ferrailage des poutrelles			
	Appui de rive	Appui intermédiaire	Travée
Terrasse inaccessible, étages courants			

III.2.1.2. Etude de la dalle de compression

-Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.60}{235} = 1.02 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Selon le CBA 93 (B.6.8.4.2.3)}$$

-Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

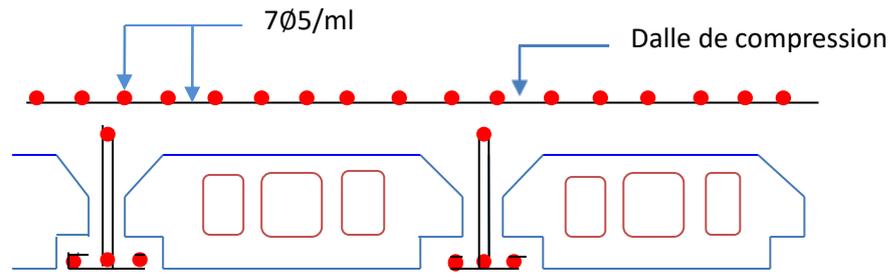


Fig III.3 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

On choisit : $7\text{Ø}5/\text{ml} = 1.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Perpendiculaires aux poutrelles**

Avec : $S_t = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.

On choisit : $7\text{Ø}5/\text{ml} = 1.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Parallèles aux poutrelles**

Avec : $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

III.2.2. Planchers dalles pleines

Les dalles pleines sont classées selon le nombre d'appuis sur lesquels elles reposent ;

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.
- Dalle console

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens.

Dans notre cas on a deux types de dalles :

dalle sur 4 appuis ; dalle sur 2 appuis (voire chapitre II).

1. Dalle sur quatre appuis

- Calcul du chargement

$$G=6.27\text{KN/m}^2; Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 6.27 + 1.5 \times 1.5 = 10.71 \text{ KN/ml} \\ q_s = 6.27 + 1.5 = 7.77 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{310}{340} = 0.91 > 0.4 \text{ La dalle travail selon deux sens}$$

l_x et l_y

$$v = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.91$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\begin{array}{l} \text{à l'ELU} \\ \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0448 \\ \mu_y = 0.798 \end{array} \right. \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{à l'ELS} \\ \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0519 \\ \mu_y = 0.861 \end{array} \right. \end{array}$$

- Calcul de M_{x0} et M_{y0}

- Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0448 \times 10.71 \times 3.1^2 = 4.61 \text{ KN.m} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.798 \times 4.61 = 3.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0519 \times 7.77 \times 3.1^2 = 3.87 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.861 \times 3.87 = 3.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée

$$\begin{cases} M_u^x = 0.75 M_{0u}^x = 3.46 \text{ KN.m} \\ M_u^y = 0.75 M_{0u}^y = 2.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^x = 0.75 M_{0ser}^x = 2.90 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.75 M_{0ser}^y = 2.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5 M_{0u}^x = -2.31 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser}^x = -1.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u l_x}{3} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 9.82 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u l_x}{3} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 6.78 \text{ KN}$$

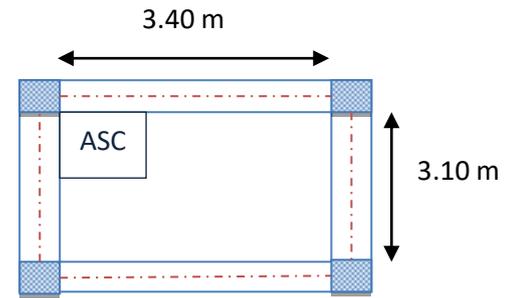


Fig.III.4 : dalle sur quatre appuis

• **Ferraillage de la dalle**

Le diamètre des barres utilisées doit être $\varnothing \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow \varnothing \leq 15\text{mm}$

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



Fig. III.5 : Section de la dalle pleine à ferrailer

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens :

Tab III.12 : Calcul de ferraillage de la dalle sur quatre appuis

En travée				
	A calculé (cm²/ml)	A_{min} (cm²/ml)	A adopté (cm²/ml)	S_t (cm)
Sens-x	0.77	1.254	4HA8=2.01	33
Sens-y	0.61	1.12	4HA8=2.01	45
En appuis				
Sens x, sens y	0.513	1.254	4HA8=2.01	25

$$e \geq 12 \text{ et } \rho > 0.4 \quad \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \cdot b \cdot e = 1.254\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 1.2\text{cm}^2 \end{cases} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.0008$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

• **Vérification des espacements**

Sens x : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm})$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 45\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm})$ condition vérifiée

• **Vérification des armatures secondaires**

En travée: $A_y = 1.51\text{cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2$ conditiono vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.075\text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

\Rightarrow pas d'armature transversal.

Vérification à l'ELS

• Vérification des contraintes

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (D1), on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

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

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Tab III.13 : Vérification des contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc}	σ _b	Observation
Selon x-x	2.90	2.51	3844.82	1.89	15	Vérifiée
Selon y-y	2.50	2.51	3844.82	1.63	15	Vérifiée
appui	1.94	2.51	3844.82	1.26	15	Vérifiée

• Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

Sens x-x'

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

$\frac{h}{L} = \frac{15}{310} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.06$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

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

Avec :

f_{gi} et f_{gv} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{310}{500} = 0.62$

Propriété de la section de la dalle :

$y=2.51 \text{cm}$; $I=3844.82 \text{ cm}^2$; $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$; $E_i = 32164.2 \text{ MPa}$; $E_v = 10721.4 \text{ MPa}$

Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 4.75 \text{KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 6.27 \text{KN/m}^2$$

$$q_{jser} = (6.27 + 1.5) = 7.77 \text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{0x}^j = 0.0448 \times 4.75 \times 3.1^2 = 2.045 \text{ KN.m} \\ M_{0x}^g = 0.0448 \times 6.27 \times 3.1^2 = 2.70 \text{ KN.m} \\ M_{0x}^p = 0.0448 \times 7.77 \times 3.1^2 = 3.345 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{jser} = 0.75 \times M_{0x}^j = 1.53 \text{ KN.m} \\ M_{gser} = 0.75 \times M_{0x}^g = 2.03 \text{ KN.m} \\ M_{pser} = 0.75 \times M_{0x}^p = 2.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tab III.14 : calcul et vérification de flèche sens x-x'

f_{gv}	f_{pi}	f_{gi}	f_{ji}	f_{adm}	Δf	Observation
0.0563	0.02325	0.01876	0.01421	0.62	0.04657	Vérifiée

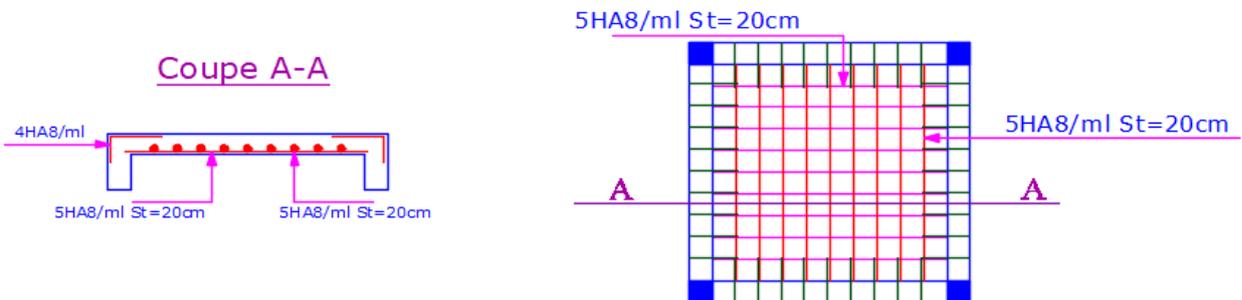


Fig III.6 : Schéma de ferrailage dalle pleine sur quatre appuis

2. Dalle sur deux appuis

• **Calcul du chargement**

$$G=5.27 \text{KN/m}^2; Q=3.5 \text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 = 12.36 \text{KN/ml} \\ q_s = 5.27 + 3.5 = \frac{8.77 \text{KN}}{\text{ml}} \end{cases}$$

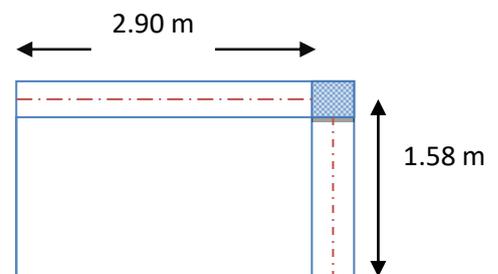


Fig.III.7 : dalle sur deux appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{158}{290} = 0.54 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } l_x \text{ et } l_y$$

$$v = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.54$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0892 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0933 \\ \mu_y = 0.4100 \end{cases}$$

• **Calcul de M_{x0} et M_{y0}**

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0892 \times 12.36 \times 1.58^2 = 2.752 \text{KN.m} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.2500 \times 2.752 = 0.6275 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0933 \times 8.77 \times 1.58^2 = 2.043 \text{KN.m} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.4100 \times 2.043 = 0.838 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée**

$$\begin{cases} M_u^x = 0.85M_{0u}^x = 2.339 \text{KN.m} \\ M_u^y = 0.85M_{0u}^y = 0.585 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 1.737 \text{KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 0.712 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis**

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.3M_{0u}^x = -0.826 \text{KN.m} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.3M_{0ser}^x = -0.613 \text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u l_x}{3} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8.97 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{q_u l_x}{3} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 1.45 \text{KN}$$

• **Ferraillage de la dalle**

Le diamètre des barres utilisées doit être $\emptyset \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow \emptyset \leq 15 \text{mm}$

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens

Tab III.15 : Calcul de ferraillage de la dalle sur deux appuis

En travée				
	A calculé (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens-x	0.52	1.467	4HA8=2.01	25

Sens-y	0.129	1.2	4HA8=2.01	25
En appuis				
Sens x , sens y	0.184	1.476	4HA8=2.01	25

$$e \geq 12 \text{ et } \rho > 0.4 \quad \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \cdot b \cdot e = 1.254 \text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 b \cdot e = 1.2 \text{cm}^2 \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0.0008$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

• **Vérification de l'espacement**

Sens x : $s_t = 33 \text{cm} \leq \min(3e; 33 \text{cm})$ condition vérifiée

Sens y : $s_t = 45 \text{cm} \leq \min(4e; 45 \text{cm})$ condition vérifiée

• **Vérification des armatures secondaires**

En travée: $A_y = 1.51 \text{cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{cm}^2$ condition vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.075 \text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

⇒ pas d'armature transversal.

Vérification à l'ELS

• **Vérification des contraintes**

Comme notre dalle se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_{bc} et la contrainte de traction dans l'acier σ_{st} .

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser \times y}}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ y &= \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 \\ I &= \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15[A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2] \end{aligned}$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Tab III.16 : Vérification des contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.

sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
Selon x-x	1.737	2.51	3844.82	1.134	15	Vérifier	71.09	201.63	Vérifier
Selon y-y	0.712	2.51	3844.82	0.465	15	Vérifier	29.150	201.63	Vérifier

appuis	-0.613	2.51	3844.82	0.400	15	Vérifier	25.076	201.63	Vérifier
--------	--------	------	---------	-------	----	----------	--------	--------	----------

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens x-x'

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$$(1) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{15}{158} = 0.09 > \frac{1}{16} \dots\dots\dots cv$$

$$(2) \rightarrow \frac{h}{L} = 0.09 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{2.339}{10 \times 2.752} = 0.08 \dots\dots\dots cv$$

$$(3) \rightarrow \frac{A}{b \times d} = \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 1.546 \times 10^{-3} < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots cv$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées dans le sens xx

Sens y-y'

$\frac{h}{L} = \frac{15}{290} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.06$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{290}{500} = 0.58$

Propriété de la section :

$y=2.51cm$; $I=3844.82cm^2$; $A_S = 2.01cm^2$; $E_i = 32164.2 MPa$; $E_v = 10721.4 MPa$

$$q_{jser} = 3.75KN/m^2$$

$$q_{gser} = 5.27KN/m^2$$

$$q_{jser} = (5.27 + 3.5) = 8.77KN/m^2$$

Tab III.17 : calcul et vérification de la flèche sens yy

f_{gv}	f_{pi}	f_{gi}	f_{ji}	f_{adm}	Δf	observation
0.0607	0.0337	0.0202	0.0143	0.58	0.0597	vérifiée

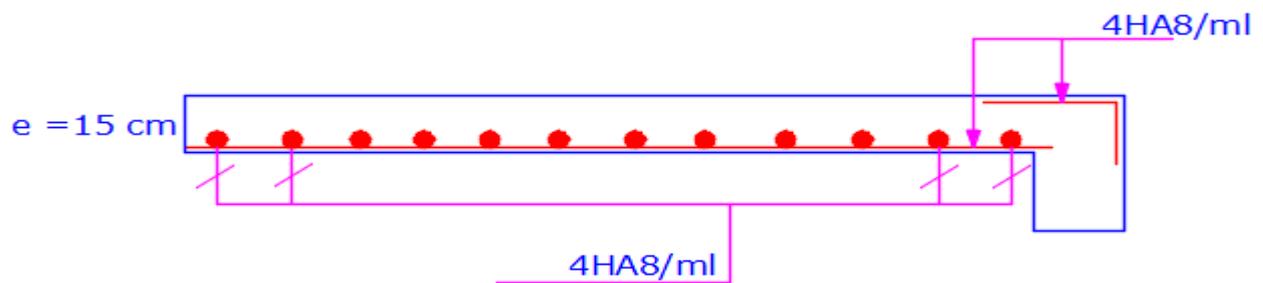


Fig. III.8 : Détail de ferrailage de la dalle sur deux appuis

III.3. ETUDE DE L'ESCALIER

L'étude consiste à déterminer les sollicitations dans l'escalier et le ferrailage nécessaire pour reprendre ces charges.

III.3.1. Escaliers RDC

La 1^{ère} volée

➤ Evaluation des charge permanentes des escaliers

❖ Sur la volée :

$$G = 8.29 \text{ KN/m}^2$$

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

❖ Sur le palier :

$$G = 5.27 \text{ KN/m}^2$$

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

• Combinaison de charges

❖ Sur la volée :

$$\text{ELU} : P_u = 1.35G + 1.5Q = 14.94 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : P_s = G + Q = 10.79 \text{ KN/m}$$

❖ Sur le palier :

$$\text{ELU} : P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.86 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : P_s = G + Q = 7.77 \text{ KN/m}$$

- Calcul des sollicitations

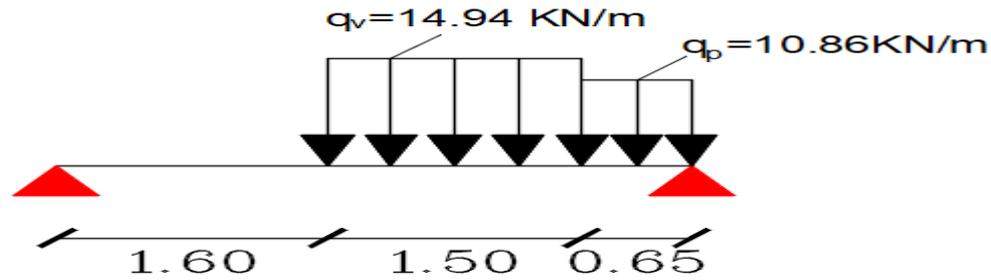


Fig. III.9 : schéma statique de la 1^{er} volée RDC.

➤ **Réaction des appuis** : calcul par la méthode de RDM

$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (1.6 \times 10.86) + (1.5 \times 14.94) + (0.65 \times 10.86)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 46.85 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 24.20 \text{ KN}$$

$$R_A = 22.65 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant et moment fléchissant** : calcul par la méthode des sections

Tronçon 1 $0 \leq x \leq 1.60 \text{ m}$

$$T(x) = -q_p \times x + R_A = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 22.65 \text{ KN} \\ T(1.60) = 5.27 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_p \frac{x^2}{2} + R_A x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.60) = 22.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 $1.60 \leq x \leq 3.10 \text{ m}$

$$T(x) = -q_v(x - 1.60) - (q_p \times 1.60) + R_A = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(1.60) = -5.27 \text{ KN} \\ T(3.10) = -17.136 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -\frac{q_v}{2}(x^2 - 1.60^2 - 2 \times 1.60x) - q_p \times 1.60(-0.80 + x) + R_A x = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(1.60) = 22.34 \text{ KN.m} \\ M(3.10) = 13.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 $0 \leq x \leq 0.65 \text{ m}$

$$T(x) = -q_p \times x + R_B = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 24.60 \text{ KN} \\ T(0.65) = -17.14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_p \frac{x^2}{2} + R_B x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(0.65) = 13.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = T(x) = 0$$

$$T(x) = -q_v(x - 1.60) - q_p \times 1.60 + R_A = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{q_v \times 1.60 - q_p \times 1.60 + R_A}{q_v} = 1.95\text{m}$$

$$M(x = 1.95) = 23.27\text{KN.m}$$

Donc, on prend : $M_0^{\max} = 23.27\text{KN.m}$

$$\Rightarrow M_t = 0.75 \times M_0^{\max} = 17.45\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0^{\max} = -11.63\text{KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 24.20\text{KN}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section (b×h).

Tableau III.18. Les résultats de ferraillage de la volée 1 du RDC

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
En travée	17.45	0.073	0.094	0.125	4.01	1.57	4HA12=4.52	25
En appui	11.63	0.048	0.062	0.127	2.63	1.57	4HA10=3.14	25

➤ **Les vérifications**

A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{24.20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.186\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ pas de rupture par cisaillement.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_{u \text{ appuis}}}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A > \left(24.20 \times 10^{-3} - \frac{11.63 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}\right) \frac{1.15}{400} = -2.16\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8=2.01cm²/ml

En appuis : $A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8=2.01cm²/ml

- **Vérification des espacements**

Armatures longitudinales

$$\text{Travée : } S_t \leq \min(3 \times e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} > S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

$$\text{Appuis : } S_t \leq \min(3 \times e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} > S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

Armature transversales

$$S_t \leq \min(4 \times e; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 25\text{cm}$$

A l'ELS :

$$\text{on prend : } M_0^{\max} = 16.75 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t = 0.75 \times M_0^{\max} = 12.53 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0^{\max} = -8.37 \text{KN.m}$$

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'appui l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont

- **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow y = 3.57 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7545.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 5.94 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5608.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 4.57 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{375} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition n'est pas vérifiée.}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III.19. La vérification de la flèche pour la volée 1 du RDC

$f_{gi}(m)$	$f_{gv}(m)$	$f_{pi}(m)$	$f_{ji}(m)$	$\Delta f(m)$	$f_{adm}(m)$	observation
0.0536	0.1036	0.095	0.0158	0.129	0.75	vérifiée

III.3.2. Escalier d'étage courant (type 2 \Rightarrow Volée 1 = Volée 2)

➤ **Evaluation des charge permanentes des escaliers**

❖ Sur la volée

$$G = 8 \text{ KN/m}^2$$

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

❖ Sur le palier

$$G = 5.27 \text{ KN/m}^2$$

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

- **Combinaison de charges**

❖ Sur la volée :

$$\text{ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 14.55 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } P_s = G + Q = 10.5 \text{ KN/m}$$

❖ Sur le palier :

$$\text{ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.86 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } P_s = G + Q = 7.77 \text{ KN/m}$$

• Calcul des sollicitations

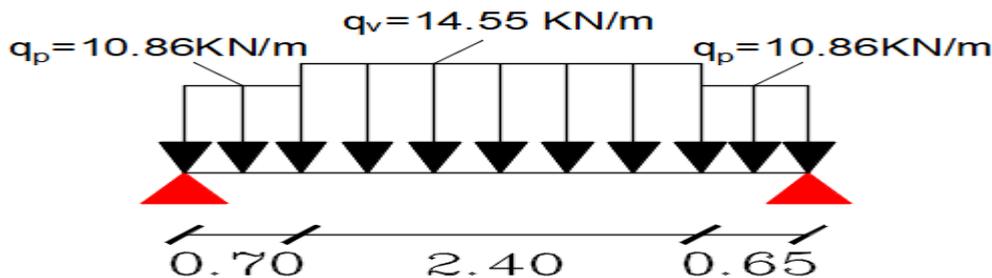


Fig. III.10 : schéma statique de la 2^{ème} volée étage courant.

Tab III.20. Calcul des sollicitations des volées 1 et 2 de l'étage courant.

	Réaction d'appuis		M ₀ ^{max}	moment		V ^{max}
	A	B		travée	appuis	
ELU	23.78	26.34	24.82	18.62	12.41	26.34
ELS	17.09	18.99	17.89	13.41	8.94	18.98

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} et M_a^{max} pour une section (b×h) = (1m×e).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab III.21. Les résultats de ferrailage de la volée 1 et 2 de l'étage courant.

	M _u (KN. m)	μ _{bu}	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} cm ²	A _{adopté} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	18.62	0.077	4.29	1.57	4HA12=4.52	25
Appuis	12.41	0.052	2.82	1.57	4HA10=3.14	25

➤ Les vérifications

A l'ELU :

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{26.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.2026 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ pas de rupture par cisaillement.

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_{u \text{ appuis}}}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A > \left(26.34 \times 10^{-3} - \frac{18.62 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13} \right) \frac{1.15}{400} = -2.29 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8=2.01cm²/ml

En appuis : $A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8=2.01cm²/ml

• **Vérification des espacements**

Armatures longitudinales

Travée : $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} > S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Appuis : $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} > S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Armature transversales

$S_t \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

A l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'appui l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont

• **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

Tab III.22. Vérification des contraintes du béton dans la volée 1 et 2 de l'étage courant.

	$M_{ser}(\text{KN. m})$	$I(\text{cm}^4)$	$y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	observation
Travée	13.38	7545.75	3.57	6.33	15	vérifiée
Appuis	8.92	5608.74	3.06	4.86	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

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

$\frac{h}{L} = \frac{15}{375} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition n'est pas vérifiée.}$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III.23. La vérification de la flèche pour la volée 1 et 2 de l'étage courant.

$f_{gi}(m)$	$f_{gv}(m)$	$f_{pi}(m)$	$f_{ji}(m)$	$\Delta f(m)$	$f_{adm}(m)$	observation
0.0644	0.121	0.110	0.0170	0.0149	0.75	vérifiée

III.3.3 Escaliers à 4 volées :

La partie I et III sont identiques.

La partie II et IV sont identiques.

1. Calcul partie I et III

- Evaluation des charge permanentes des escaliers

- ❖ Sur la volée
 $G = 8.15 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Sur le palier
 $G = 5.27 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

➤ Combinaison de charges

- ❖ Sur la volée :

$$\text{ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 14.75 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } P_s = G + Q = 10.65 \text{ KN/m}$$

- ❖ Sur le palier :

$$\text{ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.86 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } P_s = G + Q = 7.77 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des sollicitations

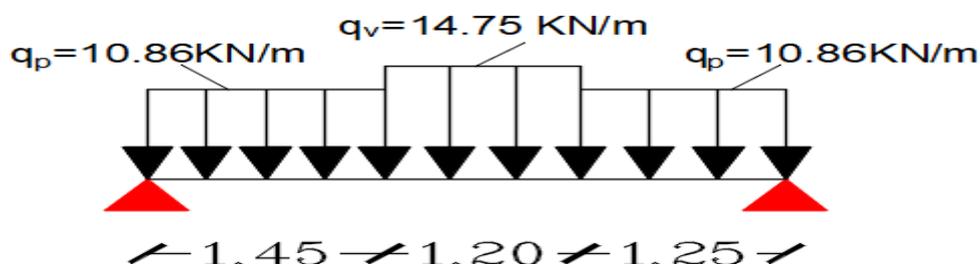


Fig. III.11 : schéma statique de I et III volée.

Tab III.24. Calcul des sollicitations dans les volée I et III dans l'étage courant.

	Réaction d'appuis		M_0^{\max}	moment		V^{\max}
	A	B		travée	appuis	
ELU	23.67	23.36	24.47	28.36	12.24	23.67
ELS	16.99	16.76	17.60	13.20	8.80	/

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{\max} et M_a^{\max} pour une section $(b \times h) = (1m \times e)$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Résultats de ferrailage dans les volées I et III de l'étage courant.

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} cm ²	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	18.36	0.076	4.22	1.57	4HA12=4.52	25
Appuis	12.38	0.0511	2.78	1.57	4HA10=3.14	25

➤ Les vérifications

A l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{23.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.182MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ pas de rupture par cisaillement.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u \text{ appuis}}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A > \left(23.67 \times 10^{-3} - \frac{12.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13} \right) \frac{1.15}{400} = -2.33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, on choisit : 4HA8=2.01cm² /ml

En appuis : $A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, on choisit : 4HA8=2.01cm² /ml

• **Vérification des espacements**

Armatures longitudinales

Travée : $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} > S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Appuis : $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} > S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Armature transversales

$S_t \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ soit $S_t = 25\text{cm}$

A l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'appui l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont

• **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

Tableau III.26. Vérification des contraintes du béton dans les volées I et III de l'étage courant.

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	$y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	observation
Travée	13.20	7545.75	3.57	6.25	15	vérifiée
Appuis	8.80	5608.74	3.06	4.80	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

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

$\frac{h}{L} = \frac{15}{390} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ condition n'est pas vérifiée.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III.27. Vérification de la flèche dans les volée I et III de l'étage courant.

$f_{gi}(m)$	$f_{gv}(m)$	$f_{pi}(m)$	$f_{ji}(m)$	$\Delta f(m)$	$f_{adm}(m)$	observation
0.014	0.041	0.035	0.008	0.054	0.78	vérifiée

2. Calcul de la partie II et IV (console)

- **Les charge permanentes :** ce type se calcul comme une console.

$q_v^u = 1.35(8.25) + 1.5(2.5) = 14.89 \text{ KN/m}$

$q_v^s = 8.25 + 2.5 = 10.75 \text{ KN/m}$

- Les sollicitations :

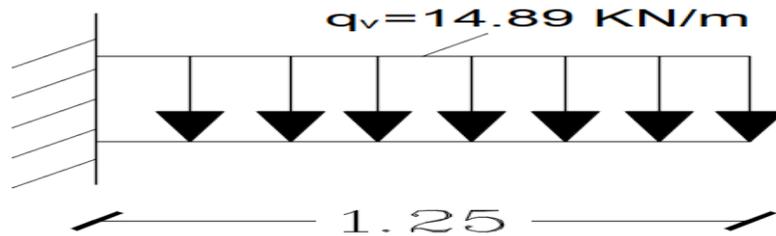


Fig. III.12 : schéma statique de la console.

$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A = q_v \times 1.25 = 18.61 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{/A} = 0 \Rightarrow M_A + q_v \times \frac{1.25^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow M_A = -11.63 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Résultats de ferrailage de la console.

M_u (KN.m)	μ_{bu}	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
11.63	0.048	2.65	1.57	4HA10=3.14	25

- Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ on opte pour } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Vérification des espacements :

$$S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} > S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{15.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.143\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow pas de rupture par cisaillement.

- Etat limite de compression du béton

$$\text{On a : } M_{ser} = -8.40 \text{ KN.m} ; R_{As} = 13.44 \text{ KN}$$

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'appui l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- Vérification de la contrainte de compression du béton :

Tab III.29. Vérification des contraintes de compression du béton dans la console.

M_{ser} (KN. m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
8.40	5608.74	3.06	0.57	15	vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

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

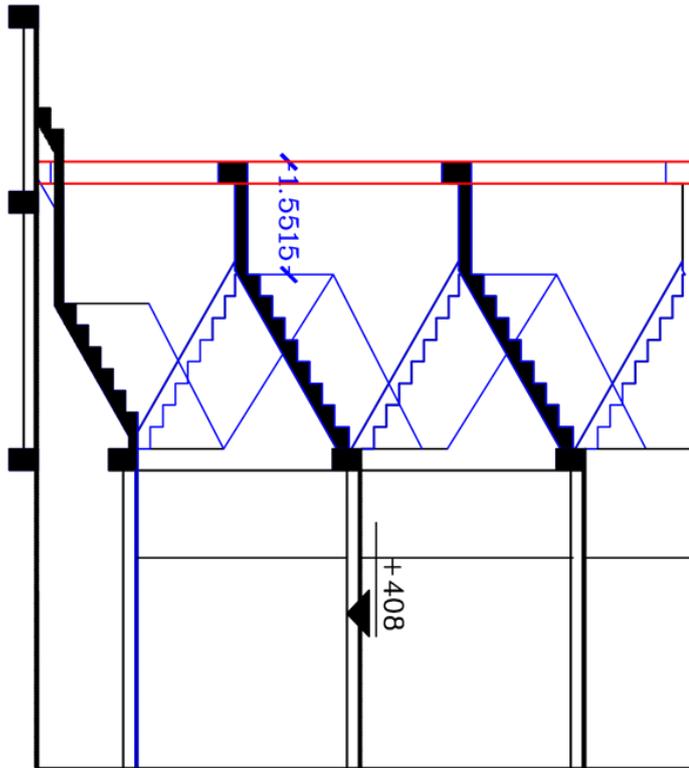
$$\frac{h}{L} = \frac{15}{125} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.0622 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{125} = 0.12 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

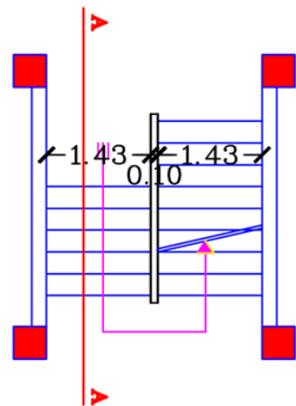
$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de flèche n'est pas nécessaire.

COUPE COFFRAGE DES ESCALIERS (COUPE A-A)



VUE EN PLAN ESCALIER RDC



Ferrailage volée 01 RDC

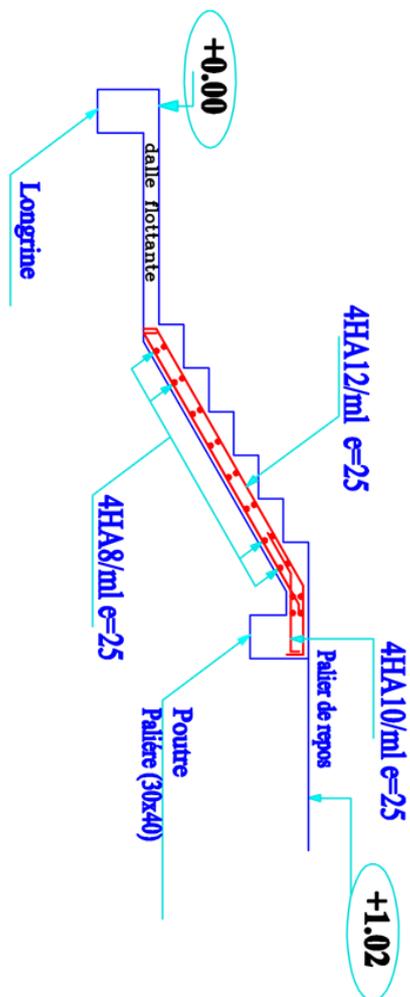


Fig III.13 : Ferrailage de l'escalier RDC

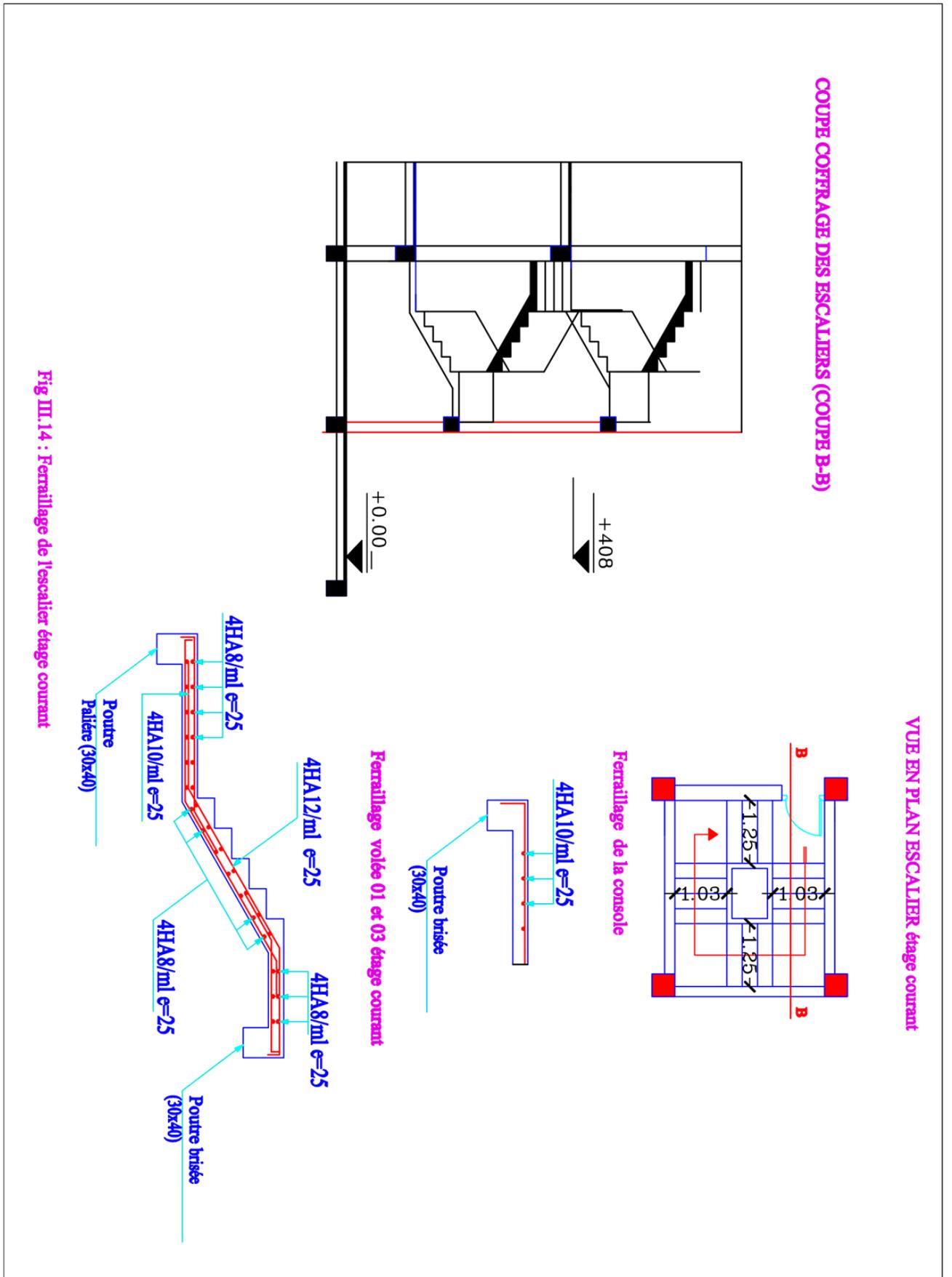


Fig III.14 : Ferrailage de l'escalier étage courant

III.4. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, avec une longueur de **3.40m**

❖ Dimensionnement :

Selon RPA 2003

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Selon le CBA 93

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} < h < \frac{340}{10} \Rightarrow 22.66 < h < 34$$

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

Vérifications relative aux exigences du RPA (Art 7.5.1 du RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots 30 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots 30 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Détermination des charges :

$$\text{Poids propre de la poutre : } g_0 = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$p_{g0} = 1.35 \times 2.25 = 3.04 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre du mur : } g_m = 2.71 \times 3.06 = 8.29 \text{ KN/ml}$$

$$p_{gm} = 1.35 \times 8.29 = 11.19 \text{ KN/ml}$$

Réaction de la volée et du palier

$R_B = 26.340 \text{ KN}$ (l'effet de R_B sur la poutre palière est comme une charge répartie, c'est pour cette raison qu'on devise la réaction sur la longueur de la volée).

$$R_{BP} = \frac{R_B}{L} = \frac{26.34}{1.7} = 15.49 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 3.04 + 11.19 + 15.49 = 28.72 \text{ KN/ml}$$

On considère la poutre palière comme une poutre simplement appuyée pour trouver le moment isostatique. et pour le ferrailage on prend

En appuis : $M_a = 0.5M_0$

$$M_a = 0.5 \times \frac{P_u \times l^2}{8} = 0.5 \times \frac{28.72 \times 3.4^2}{8} = 20.75 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.75M_0$

$$M_t = 0.75 \times \frac{P_u \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{28.72 \times 3.4^2}{8} = 31.12 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Les résultats du ferrailage de la poutre palière.

	M_u (KN. m)	μ_{bu}	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	31.12	0.100	3.49	0.978	4HA12 = 4.52	25
Appuis	20.75	0.067	2.33	0.978	4HA10 = 3.14	25

Condition de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

$$V_u = \frac{p_u \times L}{2} = \frac{28.72 \times 3.4}{2} = 48.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{48.82 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.27} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ vérifiée

Calcul des armatures transversales à la flexion simple :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30} ; \frac{b}{15} ; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm} \Rightarrow \phi = 8$$

Vérification des espacements :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{0.9b}{40} = 27 \text{ cm} \dots \dots \dots\right.$$

$$S_t \leq \min(h ; 25) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})}{0.9 \times 400} = \frac{0.3 \times 0.25 \times (0.60 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = -0.062 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{400} = 0.75 \text{ cm}^2 > A_t$$

On choisit 2 cadre HA 8 (0.50×4 = 2 cm²).

❖ Calcul à la torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée.

$$M^{\text{torsion}} = M_b^a = 12.41 \text{ KN. m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

U: Périmètre de la section.

Ω : Aire du contour tracé à mi-hauteur.

e: Épaisseur de la paroi.

A_1 : Section d'aire.

$$e = \frac{\varnothing}{6} = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow e = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1 \text{ m}^2$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2.85 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

1. Vérification de la contrainte de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12.41 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = 1.99 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

2. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2} = \sqrt{1.99^2 + 0.60^2} = 2.08 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Vérification BAEL91 (article I.III).}$$

Calcul des armatures transversales à la torsion

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{12.41 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8=2.01 cm²

Choix des armatures

- En travée

$$A^t = 4.52 + \frac{2.01}{2} = 5.52 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4HA14=6.16 cm}^2$$

- En appuis

$$A^t = 3.14 + \frac{2.01}{2} = 4.14 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_{sy} - 15 A_s d = 0$$

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

En appuis : $M_a = 20.75 \text{ KN.m}$; $y = 10.17 \text{ cm}$; $I = 36690.92 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.75 \times 10^{-3}}{36690.92 \times 10^{-8}} \times 10.17 \times 10^{-2} = 5.75 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée : $M_t = 31.12 \text{ KN.m}$; $y = 10.17 \text{ cm}$; $I = 36690.92 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 8.63 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage

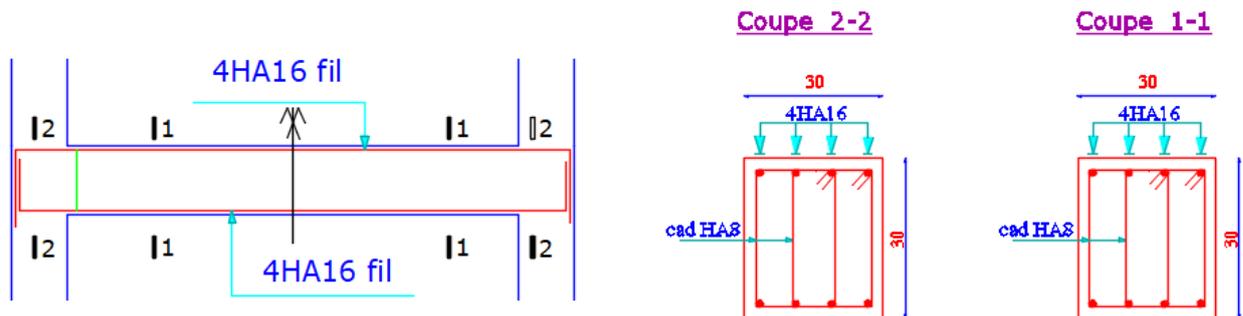


Fig III.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. ETUDE DE LA POUTRE BRISEE

La poutre brisée est une poutre inclinée, soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchant qu'on calcul à la flexion simple et aux moment de torsion qu'on calcul à la torsion.

III.5.1. Pré-dimensionnement

On doit vérifier les conditions de la flèche

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22.67 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

Exigence de RPA99/2003

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4$

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

1. Calcul à la flexion simple

• Détermination des charges

Poids propre de la poutre : $g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$

Poids du mur extérieur sur la poutre : $g_m = 2.71 \times (3.06 - 0.85) = 5.90 \text{ KN/m}$

Chargement transmise par la 1^{ère} et 3^{ème} volée :

R_A : réaction au point A de la 1^{ère} volée.

R_B : réaction au point B de la 3^{ème} volée.

P_V : réaction due à la 2^{ème} volée

Tab III.31. Réactions d'appuis dans la poutre brisée.

	$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$P_V(\text{KN})$
ELU	23.67	23.36	17.87
ELS	16.99	18.76	12.9

$$\text{ELU : } P_{\text{eq}}^u = \frac{23.67 \times 1.22 + 17.87 \times 1.20 + 23.36 \times 1.48}{1.22 + 1.20 + 1.48} = 21.77 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_{\text{eq}}^s = \frac{16.99 \times 1.22 + 12.9 \times 1.20 + 18.76 \times 1.48}{1.22 + 1.20 + 1.48} = 16.40 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations

$$\text{ELU : } P_u = 1.35 \times (g_0 + g_m) + P_{\text{eq}}^u = 1.35 \times (2.25 + 5.90) + 21.77 = 32.77 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } p_s = (g_0 + g_m) + P_{\text{eq}}^s = (3 + 5.90) + 16.40 = 24.55 \text{ KN/ml}$$

Moments :

ELU

le moment isostatique M_0 est égal à :

$$M_0 = \frac{q_{\text{ueq}} \times L^2}{8} = \frac{32.77 \times 3.9^2}{8} = 62.17 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 62.17 = 52.84 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 62.17 = 31.09 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_{\text{ueq}} \times L}{2} = \frac{32.77 \times 3.9}{2} = 63.90 \text{ KN}$$

ELS

$$M_0 = \frac{q_{\text{seq}} \times L^2}{8} = \frac{24.55 \times 3.9^2}{8} = 47.30 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 47.30 = 40.20 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 47.30 = 23.65 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage de la poutre à la flexion simple**

Tableau III.32. résultats de ferraillage de la poutre brisée.

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	52.84	0.019	5.69	0.978	4HA14=6.16	25
Appuis	31.09	0.100	3.49	0.978	4HA12=4.52	25

- **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{63.90 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.79 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{on choisit : 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{on choisit : 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ pas de risque de cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$A_t \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{avec : } A_1 = (6.16 + 6.16) = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 12.32 \geq \frac{1.15 \times 63.90 \times 10^{-3}}{400} = 1.83 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS**

- **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

$$\text{en appuis } M_a = 31.09 \text{ KN.m} ; y = 9.01 \text{ cm} ; I = 29257.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9.57 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée } M_t = 52.84 \text{ KN.m} ; y = 10.17 \text{ cm} ; I = 36690.92 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 14.65 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

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

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{390} = 0.077 \geq \frac{1}{16} = 0.0622 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{390} = 0.077 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{40.20}{10 \times 47.30} = 0.085 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.16 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.27} = 0.0076 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de flèche est nécessaire.

Tableau III.33. vérification de la flèche dans la poutre brisée.

$f_{gi}(m)$	$f_{gv}(m)$	$f_{pi}(m)$	$f_{ji}(m)$	$\Delta f(m)$	$f_{adm}(m)$	observation
0.014	0.041	0.035	0.008	0.054	0.78	vérifiée

III.5.2. Calcul à la torsion

La poutre est soumise à trois moment de torsion voir figure ci-après

- Partie I : il égal au moment à l'appui B de la première volée($M_{T1} = 23.67KN.m$)
- Partie II : il égal au moment engendré par la deuxième volée($M_{T2} = 10.72KN.m$)
- Partie III : il égal au moment à l'appui A de la troisième volée ($M_{T3} = 23.36KN.m$)

Le moment de torsion maximum est $M_{T2} = 10.72KN/m$

$$M_{T2} = \frac{17.87 \times 1.20}{2} = 10.72KN.m$$

Contrainte de cisaillement due à la torsion

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 à remplacer la section réelle par une section creuse d'épaisseur (e) égal à 1/6 du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieur de la section réelle de la poutre (**BAEL article 3.2**)

Contrainte de cisaillement τ_t

$$\tau_t = \frac{M_{T2}}{2 \times \Omega \times e}$$

Tel que :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

Avec Ω : aire de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_l = \frac{10.72 \times 100 \times 10^5}{2 \times 625 \times 10^2 \times 348} = 2.46 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL91 (article I. II)}$$

Calcul des conditions de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{10.72 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = 1.72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2} = \sqrt{1.72^2 + 0.79^2} = 1.89 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Vérification BAEL91(article I.III)}$$

Calcul des armatures transversal à la torsion

On fixe l'espacement comme suit :

On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{10.72 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 400 \times 1000 \times 10^{-4}} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

La section totale des armatures à adoptée est :

A la flexion simple

Soit un espacement $t=20 \text{ cm}$

$$t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(33.3 ; 40) \text{ cm} = 33.3 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$A_{t \text{ flexion}} = \frac{0.4 \times d \times t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.60 \text{ cm}^2$$

Conclusion pour ferrailage de la poutre brisée

Armature transversales

$$A_t = A_{t \text{ flexion}} + \frac{A_{t \text{ torsion}}}{2} = 0.60 + \frac{0.31}{2} = 0.76 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit : 2HA8}=1.01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

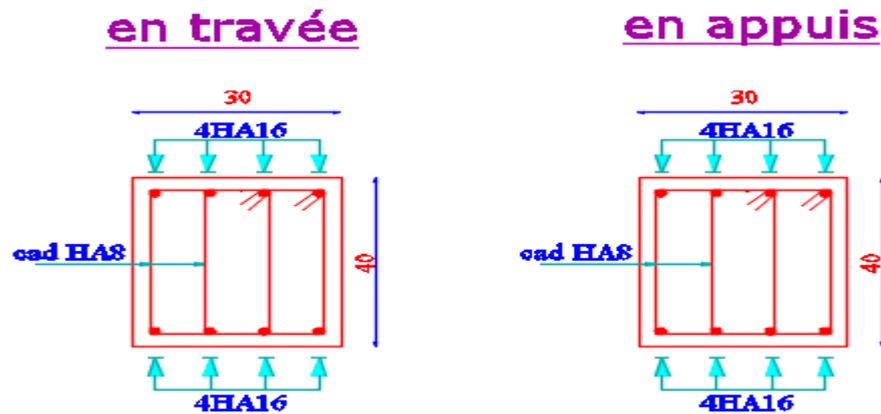


Fig III.16. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.6. ETUDE DE L'ACROTÈRE

Hypothèse de calcul

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

Évaluation des charges :

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 \text{ KN}$
 - Poids d'enduit extérieur (ciment : $e=1.5 \text{ cm}$) :
 $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18$
 - Poids d'enduit intérieur (ciment : $e=2 \text{ cm}$) :
 $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$
- $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88 \text{ KN}$
 $Q=1 \text{ KN/ml}$

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A=0.15$)

C_p : facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$)

W_p : poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38 \text{ KN}$

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085 \text{ m} \quad Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32 \text{ m}$$

Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88\text{KN}$$

$$M_G = 0$$

$$N_Q = 0\text{KN}$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6\text{KN.m}$$

$$N_{F_p} = 0\text{KN}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441\text{KN.m}$$

L'acrotère travaille en flexion composée :

Combinaisons d'actions

Tab III.34. Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60

• **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

La combinaison à considérer est : G + Q +E

$$N_u = 2.88\text{KN}$$

$$M_u = 1.04\text{KN.m}$$

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

$$\text{On a : } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.36\text{m} \\ \frac{h}{6} = 0.1\text{m} \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm} \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \Rightarrow M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0$$

\emptyset : 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 : $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : hauteur de la section qui égale à 15cm

Donc: $e_2 = 0.58m$ $e = e_1 + e_2 + e_a = 0.96m$

Ferraillage de la section :

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 2.88KN$$

$$M_u = N_u \times e = 2.76KN.m$$

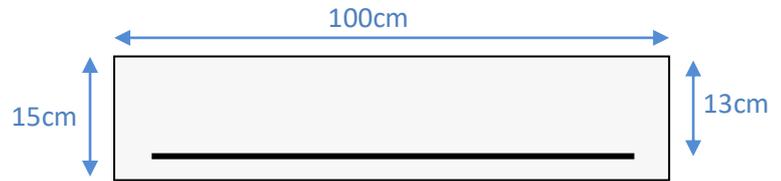


Fig III.17. Section à ferrailer

Selon le **BAEL 91** :

$$M_{ua} = M_u \times N_u \times \left(d - \frac{h}{6} \right) = 2.92KN.m$$

$$\mu_{bu} = 0.012 \quad \alpha = 0.016 \quad z = 12.91cm \quad A = 0.61cm^2$$

Donc la section à la flexion composée Sera:

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.26cm^2$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité**

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

On remarque que $A_s < A_{min}$ donc on prend $A_{min} = 1.56cm^2$

Ce qui fait $4HA8 = 2.01cm^2/ml$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2 \Rightarrow 4HA6 = 1.13cm^2/ml$$

Calcul des espacements

Les armatures principales $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33$ soit $S_t = 30$ cm

Les armatures de répartition $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33$ soit $S_t = 30$ cm

Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.38 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

❖ Vérifications à L'ELS :**Vérification de la contrainte d'adhérence limite**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_j} \leq \bar{\tau}_s \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

Avec $\sum U_j$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_j = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{MPa} \quad \psi = 1.5 \text{ Pour les HA}$$

$$\tau_s = 0.202 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 2.83 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{N_{ser}}{I} \times Y_c \quad ; \quad \eta = 15$$

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2]$$

Détermination de y_{ser} :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.88} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right)$$

$$e_a = 0.263 \text{m}$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263 = -0.133 \text{m}$$

Calcul de y_c telle que : $y_c^3 + p + y_c + q = 0$(*)

Avec :

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b}$$

on $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} m^2$ $b = 1m$ et $c = -0.133m$

donc on trouve $p = -4.83 \times 10^{-2}$ et $q = 3.72 \times 10^{-4}$

Après résolution de l'équation (*) on trouve : $y_{cer} = 0.251m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c$

$$y_{cer} = 0.118m$$

Calcul de I :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.15 < 15MPa$$

La condition est vérifiée

$$\sigma_{sc} = 0.237 < 240MPa$$

La condition est vérifiée

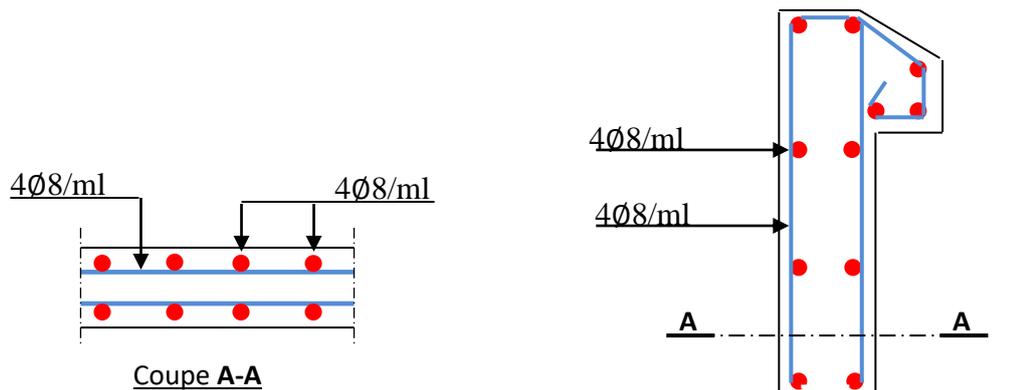


Fig III.18. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7. ÉTUDE DE LA DALLE LOCAL MACHINES

III.7.1. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargement vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivant (Annexe II)

DL : la charge due à l'ascenseur = 51 KN

PM : la charge due à la machine = 15 KN

La vitesse minimale = 1.6 m/s

Les dimensions de la cabine BK×TK×HK = (160×160×220) cm³

Les dimensions de la gaine : BS = l = 180 cm

TS = L = 210 cm

1. Etude de la dalle local machines

- **Evaluation des charges et surcharges**

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur h = 20 cm

La charge nominale = 6.3 KN

P = PM + DM + charge nominale = 15 + 51 + 9.3 = 72.3 KN

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur (e = 5 cm)

Q = 1KN/m²

$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m}^2$

$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2} = 1 \geq 0.4 \Rightarrow$ La dalle porte sur les deux sens

- **Les sollicitations**

A L'ELU : ($\nu = 0$)

$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$ (Annexe I)

$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0368 \times 9.735 \times 2^2 = 1.433 \text{ KN.m}$

$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 1.000 \times 1.433 = 1.433 \text{ KN.m}$

Moment en travées

$M_t^x = 0.85 \times 1.433 = 1.218 \text{ KN.m}$

$M_t^y = 0.85 \times 1.433 = 1.218 \text{ KN.m}$

Moment en appuis

$M_a^x = -0.3 \times 1.433 = 0.430 \text{ KN.m}$

- ❖ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m.

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \emptyset \leq \frac{h}{20} = 2\text{cm}$$

On prend des barres de $\emptyset = 12\text{mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\emptyset_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 17.4\text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\emptyset_x}{2} + \emptyset + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 16.2\text{cm}$$

Tab III.35. Calcul de ferrailage de la dalle locale machines.

localisation	M_t (KN. M)	M_a (KN. M)	$A_t^{\text{calculée}}$ (cm^2)	$A_a^{\text{calculée}}$ (cm^2)	$A_t^{\text{adoptée}}$ (cm^2)	$A_a^{\text{adoptée}}$ (cm^2)
Sens xx	1.22	0.43	0.20	0.071	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	1.22	0.43	0.20	0.071	5HA8=2.51	5HA8=2.51

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

Pour $h > 12\text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée

Sens xx : $A \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b \times h$

$$A = 2.51\text{cm}^2 \geq 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$$

Sens yy : $A \geq \rho_0 \times b \times h \rightarrow A = 2.51\text{cm}^2 \geq 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$

En appui : $A \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b \times h$

$$A = 2.51\text{cm}^2 \geq 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$$

Espacement des armature

Armature // L_x : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Armature // L_y : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

- **Vérification au cisaillement**

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{9.735 \times 2}{2 \times \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 6.49\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.037\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

\Rightarrow pas d'armatures transevrsales

- **Vérification à l'ELS**

- **Etat limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

A L'ELS : (v = 0.2)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0445 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(annex I)}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0442 \times 7.1 \times 2^2 = 1.273 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 1.000 \times 1.273 = 1.273 \text{KN.m}$$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times 1.273 = 1.082 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 1.273 = 1.082 \text{KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = -0.3 \times 1.273 = -0.382 \text{KN.m}$$

▪ **Calcul des contraintes**

$$\text{Calcul de Y : } \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{Calcul de I : } I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15[A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tab III.36. Résultats de calcul de contraintes dans la dalle locale machines

Localisation	Sens	M _{ser} (KN. m)	A(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travée	xx	1.082	2.51	3.26	9375.51	0.376	15	Vérifiée
	yy	1.082	2.51	3.13	8066.98	0.420	15	Vérifiée
Appui	/	0.382	2.51	3.26	9375.51	0.149	15	vérifiée

❖ **Schéma de ferrailage**

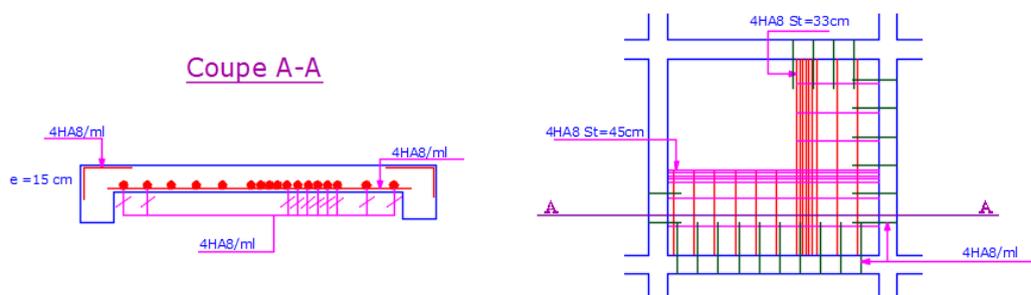


Fig.III.19 : schéma de ferrailage de la dalle du local machines.

Cas de charge concentrée

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une charge d'impacte ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v).

On calcule le rectangle d'impact (u.v).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h \quad ; \quad v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

avec : a_0 et u dimension // à L_x

b_0 et v dimension // à L_y

($a_0 \times b_0$) Surface du chargement de la charge concentrée

h : épaisseur du revêtement

ξ : coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi = 1$)

$$(a_0 \times b_0) = (150 \times 160) \text{ cm}^2$$

$$u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{ cm} \quad ; \quad v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm}$$

Calcul des moments

$$M_x = (M_1 + vM_2)q \quad ; \quad M_y = (M_2 + vM_1)q \quad \text{BAEL91(article IV.3)}$$

v : coefficient de poisson $\rightarrow \begin{cases} \text{à l'ELU} \\ \text{à l'ELS} \end{cases}$ M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD (annexe III)

✓ A l'ELU : $v = 0$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2} = 1 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte sur les deux sens}$$

$$M_1 = 0.047$$

$$M_2 = 0.0365$$

$$G = 72.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times G = 97.61 \text{ KN}$$

Tab III.37. calculs des moments M_{x1} et M_{y1} dans la dalle local machines.

$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	G(KN)	q (KN)	M_{x1}	M_{y1}
0.9	0.95	72.3	97.61	4.59	3.56

• **Moment dû aux poids propre de la dalle**

$$M_{x2} = 1.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1.42 \text{ KN.m}$$

• **La superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.59 + 1.83 = 6.42 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.56 + 1.42 = 4.98 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h=20 \text{ cm}$

• **Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 \times 6.42 = 5.46 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 4.98 = 4.23 \text{KN.m}$$

• **Moment aux appuis**

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 6.42 = 1.93 \text{KN.m}$$

Tab III.38. Résultats de ferrailage de la dalle du local machines.

Localisation	M_t (KN.M)	M_a (KN.M)	$A_t^{calculée}$ (cm^2)	$A_a^{calculée}$ (cm^2)	$A_t^{adoptée}$ (cm^2)	$A_a^{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Sens xx	5.46	1.93	0.93	0.33	5HA8=2.51	5HA8=2.51	1.6
sens yy	4.23	1.93	0.76	0.33	5HA8=2.51	5HA8=2.51	1.6

• **Vérification de condition de non fragilité**

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$

En travée

sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0.0008 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 2.51 \geq \rho_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$

En appui

$$A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh$$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de non poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifié si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article V.3.c)}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU

h : l'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 740\text{cm}$$

$$q_u = 97.6\text{KN} \leq \frac{0.045 \times 7.4 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1110\text{KN} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

❖ L'effort tranchant max au voisinage de la concentrée :

Au milieu de u : on a ($u < v$) donc $V_u = \frac{q_u}{3v} = \frac{97.6}{3 \times 1.9} = 17.12\text{KN}$.

Au milieu de v : on a ($u < v$) donc $V_u = \frac{q_u}{2v+u} = \frac{97.6}{2 \times 1.9 + 1.8} = 17.43\text{KN}$.

$$V_u^{\max} = 17.43\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{17.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.1\text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Diamètre maximum des barres

$$\emptyset_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2\text{cm}$$

$$\emptyset_{\max} = 10\text{mm} \leq 20\text{mm}$$

- **Escapement des armatures**

Sens xx : $S_t \leq \min(3h, 33) = 33\text{cm}$; soit : $S_t = 25\text{cm}$

Sens yy : $S_t \leq \min(4h, 45) = 45\text{cm}$; soit : $S_t = 25\text{cm}$

✓ L'ELS : ($v = 0.2$)

- **Les moments engendrés par le système de lavage**

$$q_{\text{ser}} = G = 72.3\text{KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + v * M_2)q_{\text{ser}} = (0.047 + 0.2 \times 0.0365) \times 72.3 = 3.92\text{KN.m}$$

$$M_y = (M_2 + u * M_1)q_{\text{ser}} = (0.0365 + 0.2 \times 0.047) \times 72.3 = 3.32\text{KN.m}$$

- **Les moments dus aux poids de la dalle**

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1\text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0445 \times 7.1 \times 2^2 = 1.26\text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 1 \times 1.26 = 1.26\text{KN.m}$$

- **La superposition des moments**

Les moments agissent sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3.92 + 1.26 = 5.18 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.32 + 1.26 = 4.58 \text{KN.m}$$

- **Vérifications des contraintes**

Moment en travée

$$M_t^x = 0.85 \times 5.18 = 4.40 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 4.58 = 3.70 \text{KNm}$$

Moment aux appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times 5.18 = 1.55 \text{KN.m}$$

$$\text{Calcul ce } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0 \quad \text{avec : } A' = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')]$$

Tab III.39. Vérification des contraintes dans la dalle local machines

Localisation	sens	M_{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
travée	xx	4.4	2.51	3.26	9375.51	1.53	15	Vérifiée
	yy	3.7	2.51	3.13	8066.98	1.21	15	Vérifiée
Appui	/	1.55	2.51	3.26	9375.51	0.54	15	Vérifiée

III.8. CONCLUSION

Le but de ce chapitre était la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente plusieurs types d'escaliers. Dans ce chapitre il a été procédé à ses études et ses ferrillages.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale machines.

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'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

IV.2. MODELISATION

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisations qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balais tout l'élément puis toute la structures ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel ETABS V2016 afin de simplifier les calculs.

L'ETABS est un logiciel de calcul des efforts internes dans les structures que ce soit en béton armé, charpente métallique ou un autre matériau de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Il existe même plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charge d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...). Il dispose de plusieurs règlements pour les différentes vérifications : Eurocode, règlement américain et autre. Il existe sous plusieurs versions. Le problème qu'il présente ce qu'il n'a pas de version française, et ne donne pas les schémas de coffrage et ferrailage pour les éléments en béton armé.

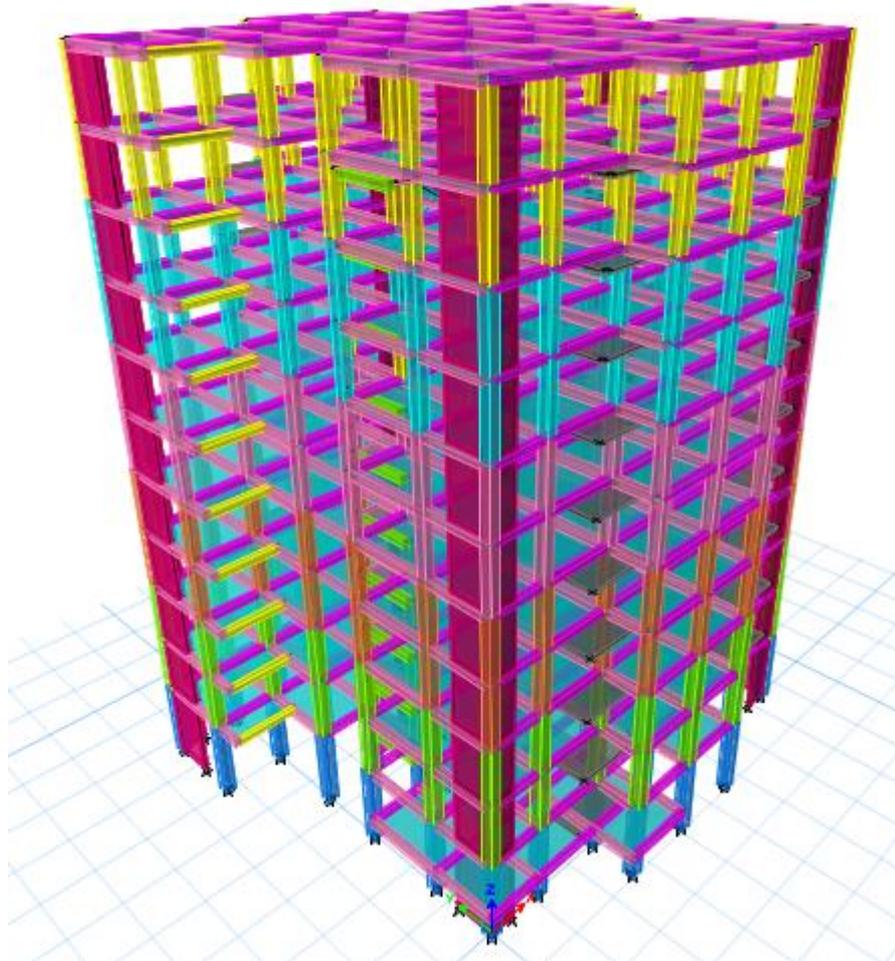


Fig IV.1 : La vue en 3D de la structure.

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux méthodes principales à savoir :

IV.3.1. Méthode statique équivalentes

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc).

IV.3.2. Méthode dynamique

Ce qui regroupe

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaites, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.3. Spectre de réponse de calcul

Le spectre règlementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$S_a = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

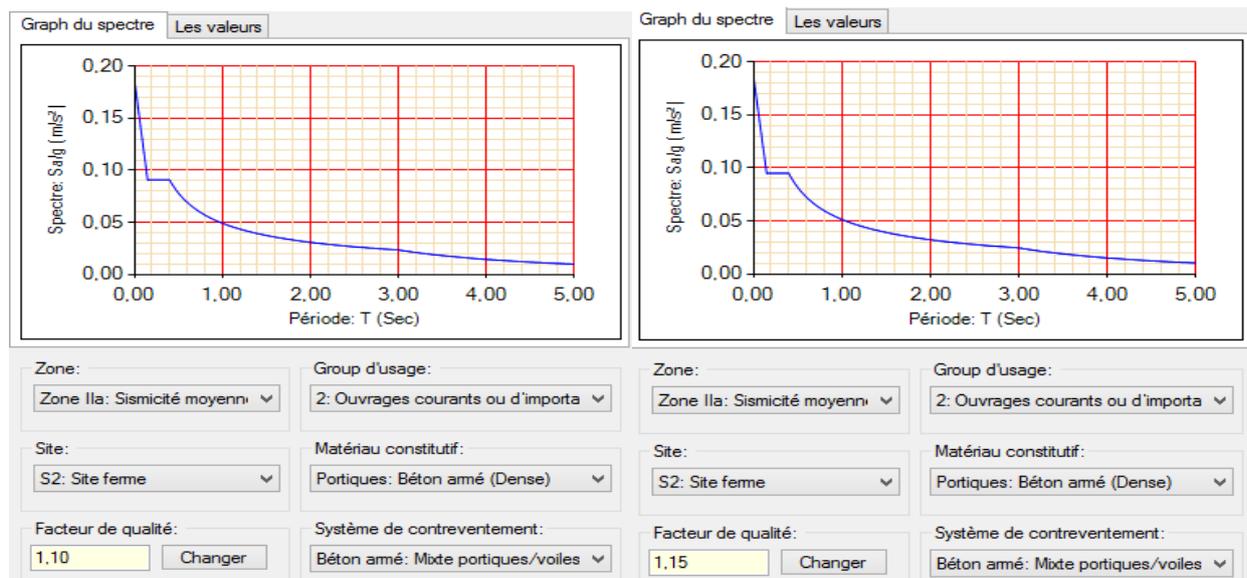


Fig IV.2 : spectre de réponse selon x

Fig IV.3 : spectre de réponse selon y

Disposition des voiles de contreventement

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales qui est un point important dans notre ouvrage.

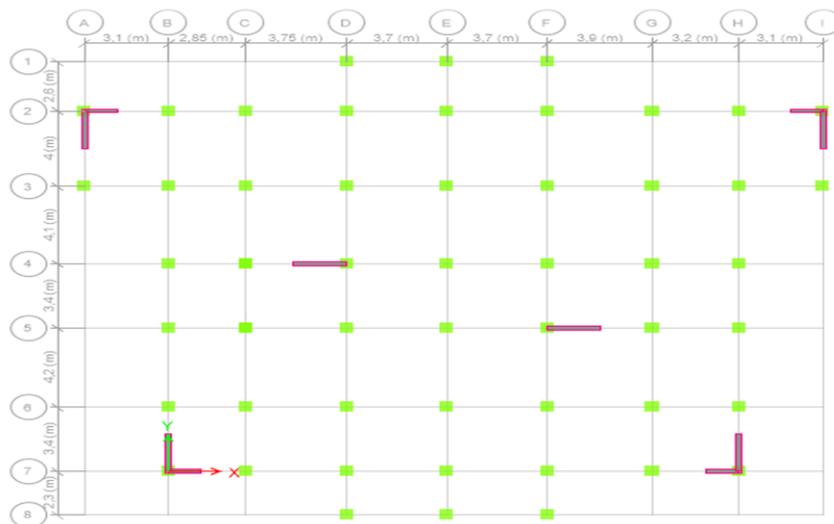


Fig IV.4 : Dispositions des voiles.

IV.4. PERIODE DE VIBRATION ET PARTICIPATION MASSIQUE

Le coefficient de participation massique correspondant au i^{eme} mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tab IV.1 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	Mode individuel (%)		Somme cumulée (%)	
	T(s)	UX	UY	UX	UY
1	0.848	75.99	0.96	75.99	0.96
2	0.806	0.91	75.01	76.9	75.96
3	0.749	0.25	0.19	77.15	76.16
4	0.272	12.70	0.14	89.85	76.3
5	0.253	0.14	13.6	89.99	89.89
6	0.223	0.01	0.01	90.01	89.9
7	0.144	4.30	0.03	94.31	89.93
8	0.132	0.03	4.73	94.33	94.66
9	0.110	0.00303	0.00047	94.34	94.66
10	0.093	2.23	0.01	96.57	94.67

Ces résultats montrent que la participation massique modale atteint les 90% de la masse totale du bâtiment lorsqu'on prend le mode 8 selon X et Y.

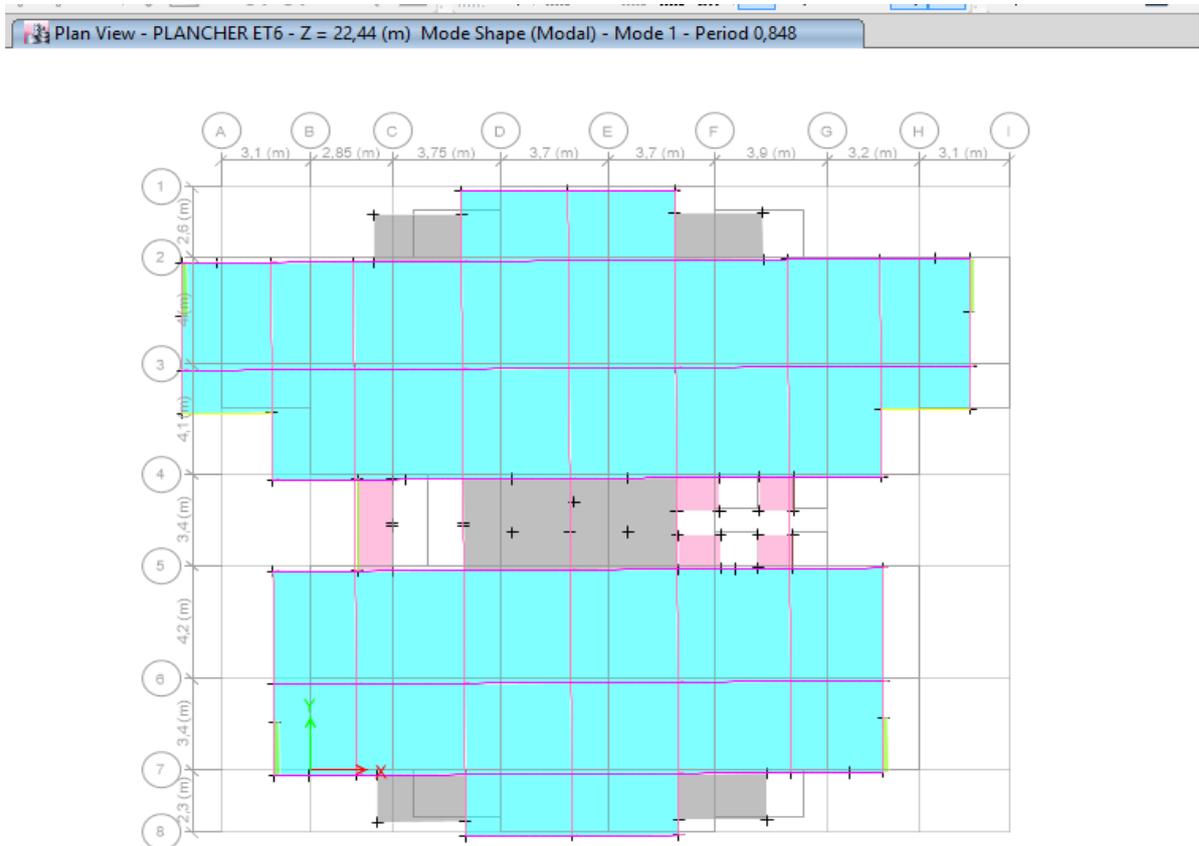


Fig IV.5 : mode 1 translation selon x-x' (Tx=0.848s)

n View - PLANCHER ET6 - Z = 22,44 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,806

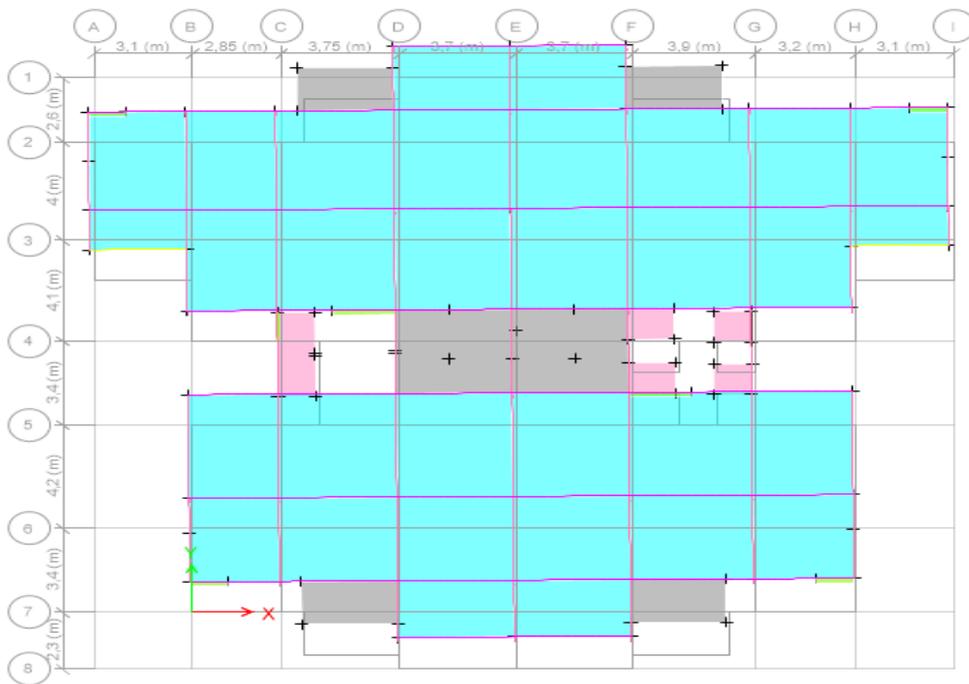


Fig IV.6 : mode 2 translation selon y-y' (Ty=0.806s)

n View - PLANCHER ET6 - Z = 22,44 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 3 - Period 0,749

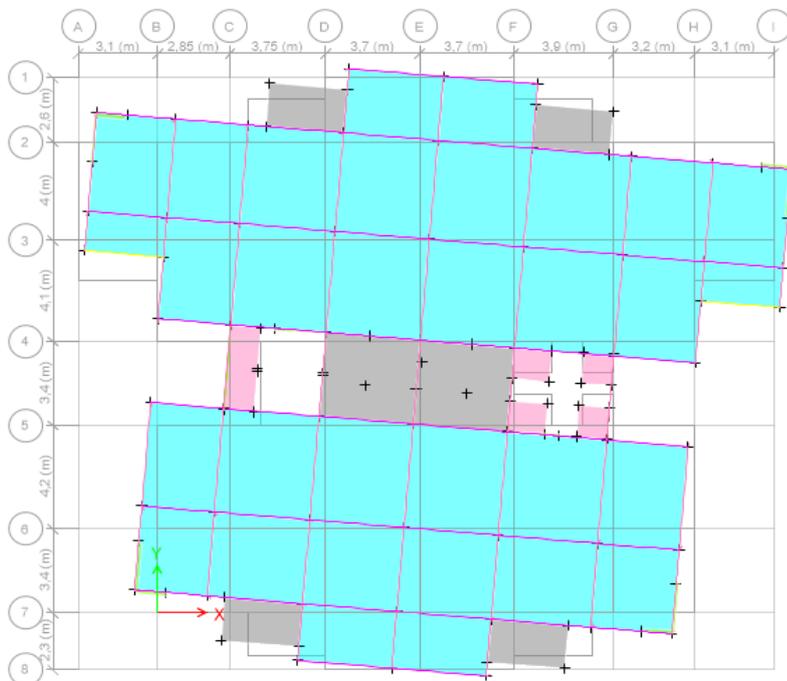


Fig IV.7 : mode 3 rotation autour de z-z'

IV.5. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTAL

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante : $V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R}$

V_{st} : l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de la zone.
- D : le facteur d'amplification dynamique moyen.
- W : poids total de la structure.
- R : Coefficient de comportement global de la structure.
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓ { Groupe d'usage(2)
(Zone sismique (IIa)) $\Rightarrow A= 0.15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Tab IV.2 : Valeurs des pénalités P_q

" Critère q "	Selon x	Selon y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2- Redondance en plan	0	0.05
3- Régularité en plan	0.05	0.05
4- Régularité en élévation	0	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6- Contrôles d'exécution	0	0

$$Q_x = 1 + 0.1 = 1.10$$

$$Q_y = 1 + 0.15 = 1.15$$

$$\checkmark W = \sum_{i=1}^n W_i \quad ; \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le **RPA99 (tableau 4.5)**

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS2016 la valeur trouvée est :

$$W = 57915.919 \text{ KN}$$

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (formule 4.2)}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique **RPA99/2003 (Tableau 4.2).**

$$\xi = 7\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S2.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (tableau 4.7)**

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 (Art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times H}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

H : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $H = 34.68 \text{ m}$.

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, $C_T = 0.05$.

$$D'où : T = 0.05 \times 34.68^{3/4} = 0.714 \text{ s}$$

$L_x = 27.85 \text{ m}$; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 24.55 \text{ m}$; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 34.68}{\sqrt{27.85}} = 0.59 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 34.68}{\sqrt{24.55}} = 0.63 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T; T_x) = 0.59 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T; T_y) = 0.63 \text{ s}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.70 \\ D_y = 1.63 \end{cases}$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (Art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.59 = 0.78 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.63 = 0.82 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xST} = 3249.08 \text{ KN} \\ V_{yST} = 3256.90 \text{ KN} \end{cases}$$

1V.5.1. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4.3.6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

Tab IV.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V dynamique (KN)	0.8Vstatique (KN)	Observation
Sens xx	2463.19	2599.26	Non Vérifiée
Sens yy	2756.18	2605.52	Vérifiée

Remarque :

La condition n'est pas vérifiée suivant le sens x donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse en les multipliant par le rapport $0.8V_{st}/V_{dy}=1.055$

1V.6. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (Art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$U = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3 \quad (\text{Formule 7.2})$$

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 a 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 :

Tab IV.4 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adopté			N (KN)	U	observation
	b (m)	h (m)	aire (m ²)			
RDC	0.55	0.55	0.302	1859.22	0.246	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme} étages	0.5	0.55	0.275	1544.61	0.225	vérifiée
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	0.5	0.5	0.250	1133.87	0.181	vérifiée
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	0.45	0.5	0.225	785.03	0.140	vérifiée
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	0.45	0.45	0.202	500.82	0.099	vérifiée
9 ^{eme} et TI	0.40	0.45	0.180	261.75	0.058	vérifiée

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffi

1V.7. VERIFICATION DE L'INTERACTION VOILES PORTIQUES

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tab IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)		observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	55744.44	8774.51	86.40	13.60	vérifiée
1 ^{er} étage	49332.21	8185.84	85.77	14.23	vérifiée
2 ^{ème} étage	44049.62	7516.94	85.42	14.58	vérifiée
3 ^{ème} étage	41770.31	7431.87	84.90	15.10	vérifiée
4 ^{ème} étage	38507.34	6741.40	85.10	14.90	vérifiée
5 ^{ème} étage	33412.31	6109.49	84.54	15.46	vérifiée
6 ^{ème} étage	28250.30	5417.91	83.91	16.09	vérifiée
7 ^{ème} étage	23345.74	4558.49	83.66	16.34	vérifiée
8 ^{ème} étage	18414.48	3731.34	83.15	16.85	vérifiée
9 ^{ème} étage	13680.24	2785.05	83.09	16.91	vérifiée
TI	8943.33	1845.43	82.89	17.11	vérifiée

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée.

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tab IV.6 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	926.58	1672.84	35.65	64.35	1109.57	1689.14	39.65	60.35
1 ^{er} étage	1452.09	1091.75	57.08	42.92	1645.40	1090.65	60.14	39.86
2 ^{ème} étage	1540.17	895.17	63.24	36.76	1799.70	821.25	68.67	31.33
3 ^{ème} étage	1452.07	842.82	63.27	36.73	1581.98	890.33	63.99	36.01
4 ^{ème} étage	1473.75	652.20	73.40	26.60	1632.73	661.46	71.17	28.83
5 ^{ème} étage	1212.23	718.11	73.41	26.56	1453.09	633.47	69.64	30.36
6 ^{ème} étage	1186.52	534.07	79.49	20.51	1397.19	465.39	75.01	24.99
7 ^{ème} étage	986.07	439.11	69.19	30.81	1080.72	522.43	67.41	32.59
8 ^{ème} étage	894.96	306.21	74.51	25.49	984.89	326.47	75.10	24.90
9 ^{ème} étage	592.22	287.81	67.30	32.70	745.05	239.59	75.67	24.33
TI	571.61	172.62	76.81	23.17	690.12	242.39	74.01	25.99

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontale.

1V.8. VERIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

$$C \text{ à d } \Delta_k < 1\% \times h_e$$

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Tab IV.7 : Vérification des déplacements pour le sens x-x'.

Sens x-x'						
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k	h_k (cm)	Δ_k/h_k (cm)
RDC	0.1061	0.5305	0	0.5305	408	0.1300
1 ^{er} étage	0.2530	1.2650	0.5305	0.7345	306	0.2400
2 ^{ème} étage	0.4132	2.0660	1.2650	0.8010	306	0.2617
3 ^{ème} étage	0.5776	2.8880	2.0660	0.8220	306	0.2686
4 ^{ème} étage	0.7399	3.6995	2.8880	0.8115	306	0.2652
5 ^{ème} étage	0.8995	4.4975	3.6995	0.7980	306	0.2609
6 ^{ème} étage	1.0490	5.2450	4.4975	0.7475	306	0.2443
7 ^{ème} étage	1.1852	5.9260	5.2450	0.6810	306	0.2225
8 ^{ème} étage	1.3048	6.5240	5.9260	0.5980	306	0.1954
9 ^{ème} étage	1.4086	7.0430	6.5240	0.5190	306	0.1696
TI	1.4962	7.4810	7.0430	0.4380	306	0.1431

Tab IV.8 : Vérification des déplacements pour le sens y-y'.

Sens y-y'						
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k	h_k (cm)	Δ_k/h_k (cm)
RDC	0.1005	0.5025	0	0.5025	408	0.1232
1 ^{er} étage	0.2318	1.1590	0.5025	0.6565	306	0.2145
2 ^{ème} étage	0.3803	1.9015	1.1590	0.7425	306	0.2426
3 ^{ème} étage	0.5393	2.6965	1.9015	0.7950	306	0.2598
4 ^{ème} étage	0.6988	3.4940	2.6965	0.7975	306	0.2606
5 ^{ème} étage	0.8546	4.2730	3.4940	0.7790	306	0.2546
6 ^{ème} étage	1.0021	5.0105	4.2730	0.7375	306	0.2410
7 ^{ème} étage	1.1413	5.7065	5.0105	0.6960	306	0.2274
8 ^{ème} étage	1.2662	6.3310	5.7065	0.6245	306	0.2041
9 ^{ème} étage	1.3764	6.8820	6.3310	0.5510	306	0.1
TI	1.4742	7.3710	6.8820	0.4890	306	0.1747

On voit bien à travers ces deux tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

1V.9. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ (RPA99/version 2003(Art 5.9))

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Tel que :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;

Avec : $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0.1 < \theta_k \leq 0.2$ 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 $\frac{1}{1-\theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tab IV.9 : Vérification à L'effet P- Δ

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	Δ_k	V_k (KN)	θ_k
RDC	408	57915.919	0.5305	2599.431	0.02897	0.5025	2798.358	0.02549
1 ^{er} étage	306	51509.257	0.7345	2542.319	0.04863	0.6565	2733.634	0.04042
2 ^{ème} étage	306	46185.117	0.8010	2433.233	0.04968	0.7425	2617.104	0.04282
3 ^{ème} étage	306	40860.977	0.8220	2292.615	0.04788	0.7950	2469.051	0.04299
4 ^{ème} étage	306	35638.538	0.8115	2122.770	0.04452	0.7975	2289.874	0.04056
5 ^{ème} étage	306	30407.397	0.7980	1928.722	0.04111	0.7790	2083.151	0.03716
6 ^{ème} étage	306	25720.758	0.7475	1715.817	0.03598	0.7375	1854.812	0.03284
7 ^{ème} étage	306	20134.118	0.6810	1472.279	0.03043	0.6960	1594.790	0.02871
8 ^{ème} étage	306	15082.255	0.5980	1186.979	0.02483	0.6245	1291.274	0.02384
9 ^{ème} étage	306	10028.670	0.5190	860.284	0.01977	0.5510	941.158	0.01918
TI	306	5059.641	0.4380	469.77	0.01542	0.4890	517.235	0.01563

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P- Δ peuvent être négligés.

1V.10. CONCLUSION

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionné les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction

La plus grande difficulté était la contrainte architecturale de sorte d'assurer une bonne disposition des voiles et respecter toutes les conditions du RPA

Par conséquence nous avons apportez des modifications pour les sections de coffrages suivantes :

- LES POTEAUX :

RDC(b× h) = (55 × 55)cm²

1^{er} et 2^{eme} étages(b× h) = (50 × 55)cm²

3^{eme} et 4^{eme} étages(b× h) = (50 × 50)cm²

5^{eme} et 6^{eme} étages(b× h) = (45 × 50)cm²

7^{eme} et 8^{eme} étages(b× h) = (45 × 45)cm²

9^{eme} et *Terrasse inaccessible*(b× h) = (40 × 45)cm²

- LES POUTRES

Poutre principale : (b× h) = (30 × 40)cm²

Poutre secondaire : (b× h) = (30 × 30)cm²

- LES VOILES

L'épaisseur adoptée pour les voiles dans tous les niveaux est de 20 cm

Chapitre V

Calcul des éléments principaux

V.1. INTRODUCTION

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

Les combinaisons fondamentales :

$$1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{ELU}$$

$$G + Q \dots \dots \dots \text{ELS}$$

Les combinaisons accidentelles :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V.2.1. RECOMMANDATION DU RPA 99/V2003

1. Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone recouvrement
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.

2. Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

Avec S : espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_{l \min}\right) \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS 2016.

Tab V.1. Sollicitations maximales dans les poutres.

Type de poutres		M _{Travée} (KN.m)	combinaison	M _{Appui} (KN.m)	combinaison	V _{max}	combinaison
principale	Terrasse inaccessible	15.05	ELU	-27.58	ELU	-29.71	ELU
	Etage courants	24.70	ELU	-92.28	G+Q+E _y	166.84	G+Q+E _y
secondaire	Terrasse inaccessible	11.53	G+Q+E _x	-17.61	ELU	18.80	ELU
	Etage courants	24.35	G+Q+E _x	-13.22	0.8G-E _x	-26.90	G+Q+E _x

❖ Exemple de calcul

Soit la poutre principale de dimension (30×40) cm² avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 24.70 \text{ KN.m} \\ M_a = 92.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Armatures longitudinales

Armatures en travée : Poutre B155 du 9^{ème} étage

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24.70 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.054$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.362\text{m} \Rightarrow A_{cal} = 1.96\text{cm}^2$$

Armatures en appuis : Poutre 145 du RDC

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92.28 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 18.48} = 0.122 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.122 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.163$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.346\text{m} \Rightarrow A_{cal} = 6.67\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2 < A^{opté} \dots \dots \dots \text{contion vérifiée.}$$

- **Armatures longitudinales minimal :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales : Selon RPA V2003**

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{Zone courante})$$

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{Zone de recouvrement})$$

- **Choix des barres**

En travée : $A^{\text{opté}} = 6\text{HA}14 = 9.24\text{cm}^2$

En appuis : $A^{\text{opté}} = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6.88 \text{ cm}^2$

b. Armatures transversales

- **Calcul de ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t \min} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2 \right)$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **L'espacements des armatures transversales :**

Selon le RPA99/version 2003(Art 7.5.2.2)

- Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12 \phi_{l \min})$

Poutres principales : $S_t \leq \min(10 ; 14.4) \Rightarrow$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq 20 \Rightarrow$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification des sections d'armatures transversales**

Selon le RPA : $A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t \min}^{\text{RPA}} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

On choisit 1 cadre HA10 et 1 étrier HA8 ($0.79 \times 2 + 0.5 \times 2 = 2.58 \text{ cm}^2$) pour toutes les poutres.

- **Calcul des longueurs de recouvrements**

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.....RPA99

Pour : $\phi = 12 \text{ cm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

Pour : $\phi = 14 \text{ cm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

Le calcul du ferrailage des différentes poutres s'est fait de la même manière, les résultats sont présentés sur les tableaux suivants :

Tab V.2 : Ferrailage des poutres

Type de poutres		$A_{cal}^{tavée}$ (cm ²)	A_{cal}^{appuis} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	
					travée	appuis
principale	Terrasse inaccessible	1.18	2.19	6	6HA14 = 9.24 cm ²	3HA14+2HA12 = 6.88 cm ²
	Etage courants	1.96	6.67	6	6HA14 = 9.24 cm ²	3HA14+2HA12 = 6.88 cm ²
secondaire	Terrasse inaccessible	1.73	1.93	4.5	6HA14 = 9.24 cm ²	3HA14 = 4.62 cm ²
	Etage courants	2.32	1.24	4.5	6HA14 = 9.24 cm ²	3HA14 = 4.62 cm ²

❖ **Vérifications à l'ELU**

1. Vérification des contraintes tangentielles

La poutre la plus sollicitée est la poutre B155 du 1^{er} étage $V_u = 166.84$ KN

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) \quad (\text{F.P.N})$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront aussi.

Tab V.3. : Vérification des contraintes tangentielles.

Type de poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observation
principales	166.84	1.50	4.34	vérifiée
secondaires	26.90	0.33	4.34	vérifiée

2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Pour les appuis de rives : $A_l \geq A_l^{rive} = V^{\max} \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires : $A_l \geq A_l^{inter} = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V^{\max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$

Tab V.4. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres		V^{\max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	observation
principale	Terrasse inaccessible	29.71	27.58	6.88	0.85	-1.53	vérifiée
	Etage courant	166.84	92.28	6.88	4.17	-1.15	vérifiée
secondaire	Terrasse inaccessible	18.80	17.61	4.62	0.54	-1.54	vérifiée
	Etage courant	26.90	13.22	4.62	0.067	-1.71	vérifiée

❖ Vérification à l'ELS

1. État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.5 : Vérification de la limite de compression du béton.

Type de poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Poutres principales	Appuis	-3.77	81406.32	12.88	0.60	15	Vérifiée
	Travées	17.89	100650.33	14.44	2.57	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-0.72	29740.12	9.09	0.22	15	Vérifiée
	Travées	-0.76	48451.80	11.84	0.19	15	Vérifiée

2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D’après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

Tab V.6 : récapitulation de l’évaluation de la flèche.

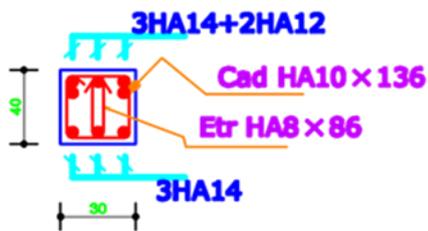
Types de poutres	h (cm)	b (cm)	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
Poutre principales	40	30	3.40	9.24	0.12	0.12	0.008	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Poutre secondaires	30	30	3.75	9.24	0.08	0.004	0.011	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les conditions sont satisfaites alors la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

Ferrailage de la poutre principale



Coupe 2-2



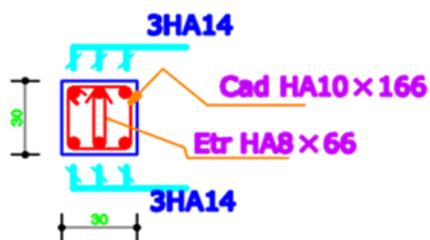
Coupe 1-1



Ferrailage de la poutre secondaire



Coupe 2-2



Coupe 1-1

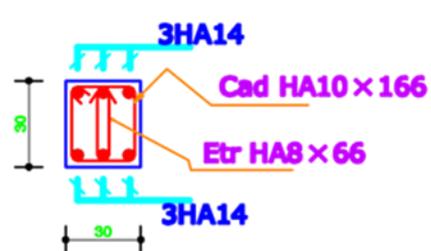


Fig V.1. schéma de ferrailage des poutres principale et secondaire

V.3. ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont calculés en flexion composées en considérant les combinaison d'action suivant :

Les combinaisons fondamentales :

$$1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{ELU}$$

$$G + Q \dots \dots \dots \text{ELS}$$

Les combinaisons accidentelles :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

V.3.1. Recommandations du RPA99

1. Les armatures longitudinales :

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton.
- $A_{\max} = 4\%$ de la section du poteau en zone courante.
- $A_{\max} = 6\%$ de la section du poteau en zone de recouvrement
- $\varnothing_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale des recouvrements (L_{\min}) est de $40\varnothing$.
- 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, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h'

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

b_1 et h_1 : la section du poteau considéré

h_e : la hauteur de l'étage

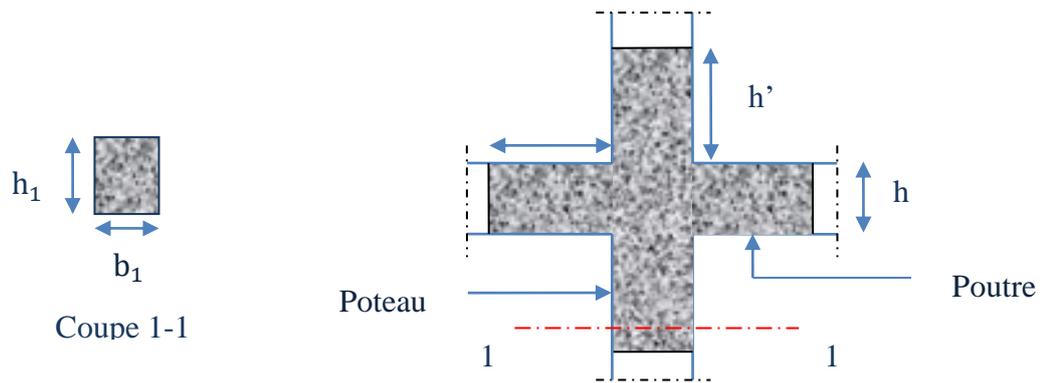


Fig.V.2 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab V.7 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	55×55	24.2	121	181.5
1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	50×55	22	110	165
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	50×50	20	100	150
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	45×50	18	90	135
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	45×45	16.2	81	121.5
9 ^{eme} étage, TI	40×45	14.4	72	108

2. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{\max}}{h_1 \times f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V^{\max} : L'effort tranchant maximal dans le poteau.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

En zone nodale : $t \leq \min (10 \phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{zone IIa}$

En zone courante : $t \leq 15 \phi_1^{\min}$ zone IIa

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0.3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0.3\% (h_1 \times t) & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0.8\% (h_1 \times t) & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimum.

V.3.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS 2016. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab V.8 : les sollicitations dans les différents poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	N ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	55×55	2149.05	0.058	78.67	1070.37	-212.13	70.06	102.11
1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	50×55	1824.88	0.549	116.88	1155.96	-94.85	69.23	138.18
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	50×50	1442.63	2.25	97.08	670.30	86.81	36.44	132.95
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	45×50	1073.23	3.36	92.47	572.12	92.32	48.27	124.71
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	45×45	715.083	3.60	79.76	386.88	3.35	31.35	105.66
9 ^{eme} étage, TI	40×45	365.40	4.31	64.94	193.72	-13.81	22.35	77.78

V.3.3. Ferrailage des poteaux

❖ Exemple de calcul

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC avec les sollicitations suivantes :

$$N^{\max} = 2149.05 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{cor}} = 0.058 \text{ KN.m} \rightarrow (\text{ELU})$$

$$M^{\max} = 78.67 \text{ KN.m} \rightarrow N^{\text{cor}} = 1070.37 \text{ KN} \rightarrow (G + Q + E_y)$$

$$N^{\min} = 212.13 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{cor}} = 70.06 \text{ KN.m} \rightarrow (0.8G + E_y)$$

Et : $d = 0.52 \text{ m}$; $d' = 0.03 \text{ m}$

a) Calcul sous N^{\max} et M^{cor} :

$$N^{\max} = 2149.05 \text{ KN (compression)} \rightarrow M^{\text{cor}} = 0.058 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{0.058}{2149.05} = 2.69 \times 10^{-5} \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m}$$

⇒ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

Il faut vérifier la condition suivante :

$$Nu(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

$$\text{Avec : } M_{uA} = 0.058 + 2149.05 \times (0.52 - 0.55/2) = 526.57 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow 0.526 \leq 0.69 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{526.57 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.52^2 \times 14.2} = 0.249 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_1} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.379$$

$$\mu_{bu} = 0.249 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.364$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.448 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = 33.78 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous M^{\max} et N^{cor} :

$$M^{\max} = 78.67 \text{ KN.m} \rightarrow N^{\text{cor}} = 1070.37 \text{ KN (compression)}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{78.67}{1070.37} = 0.073 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m}$$

⇒ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

Il faut vérifier la condition suivante :

$$Nu(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

$$\text{Avec : } M_{uA} = 78.67 + 1070.37 \times (0.52 - 0.55/2) = 340.80 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow 0.184 \leq 0.90 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{340.80 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.52^2 \times 18.48} = 0.124 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.124 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.166$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.485 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} - \frac{Nu}{f_{st}} = -9.19 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous N^{\min} et M^{cor} :

$$N^{\min} = 212.13 \text{ KN (traction)} \rightarrow M^{\text{cor}} = 70.06 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{70.06}{212.13} = 0.33 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m}$$

⇒ le centre de pression est à l'extérieur de la section.

$$\text{Avec : } M_{uA} = 70.06 - 212.13 \times (0.52 - 0.55/2) = 18.08 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.08 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.52^2 \times 18.48} = 0.006 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.006 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.007$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.518 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 6.17 \text{ cm}^2$$

Tab V.9 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC	55×55	SPC	6.17	24.2	28.65	4HA16 + 12HA14
1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	50×55	SPC	4.60	22	24.12	12HA16
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	50×50	SPC	0.82	20	22.24	8HA16 + 4HA14
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	45×50	SPC	1.41	18	20.36	4HA16 + 8HA14
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	45×45	SPC	1.84	16.2	18.47	12HA14
9 ^{eme} étage, TI	40×45	SPC	1.53	14.4	18.47	12HA14

Tab V.10 : Ferrailage transversal des poteaux.

niveaux	RDC	1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	9 ^{eme} étage, TI
sections	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45
Ø _l ^{min} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4
l _f	2.856	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
λ _g	5.19	3.89	4.28	4.28	4.76	4.76
V (KN)	102.11	138.18	132.95	124.71	105.66	77.78

$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	15	15	14	14	14	14
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	24	24	21	21	21	21
ρ_a	2.5	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t^{min} (cm ²)	3.96	7.61	5.04	4.54	3.40	3.02
A_t (cm ²)	2.78	5.65	5.23	4.91	4.62	3.40

D'après le code de béton armé (CBA93.Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\text{max}}}{3} = \frac{10}{3} = 3.33 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tab V.11 : vérification des contraintes de cisaillement.

Niveaux	Sections (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	observation
RDC	55×55	285.6	5.19	0.075	52	102.11	0.36	1.875	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme} étages	50×55	214.2	3.89	0.040	52	138.18	0.53	1	Vérifiée
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	50×50	214.2	4.28	0.040	47	132.95	0.57	1	Vérifiée
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	45×50	214.2	4.28	0.040	47	124.71	0.59	1	Vérifiée
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	45×45	214.2	4.76	0.040	42	105.66	0.56	1	Vérifiée
9 ^{eme} étage et TI	40×45	214.2	4.76	0.040	42	77.78	0.46	1	Vérifiée

❖ **Détermination de la zone nodale**

Pour raison de sécurité, il vaut mieux éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

Tab V.12 : Dimensions de la zone nodale.

Niveaux	RDC	1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	9 ^{eme} étage, TI
sections	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45
L' (cm)	P.P	80	80	80	80	80
	P.S	60	60	60	60	60
h' (cm)	68	60	60	60	60	60

V.3.4. Spécification pour les nœuds poteaux – poutres

1. Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 0.8 = 8\text{cm}$
- Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \phi$:

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ on adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ on adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$

2. Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant

- **Vérification de la zone nodale** : le **RPA99 (Article 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

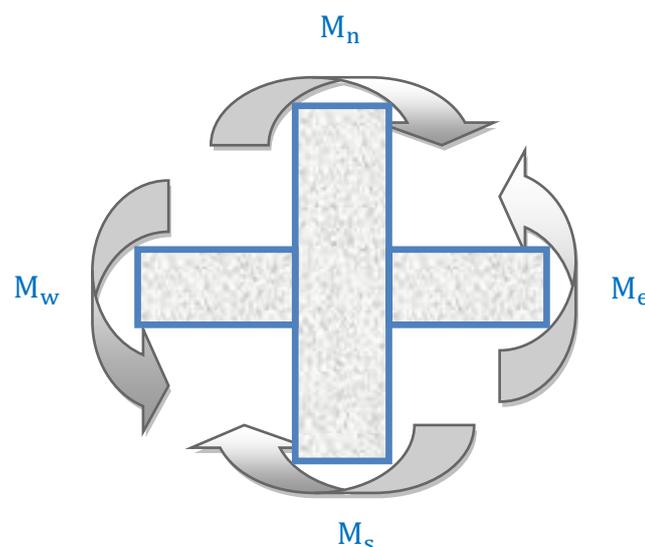


Fig V.3. Dimensionnement d'un nœud poutre – poteau

3. Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- Dimensions de la section du béton
- Quantité d'armatures dans la section du béton
- Contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.9 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tab V.13 : Moment résistant dans les poteaux selon le sens principal.

Niveaux	h (m)	Z (m)	A_s /face (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
RDC	55 × 55	0.495	8.64	400	171.07
1 ^{er} et 2 ^{eme} étages	50 × 55	0.495	8.04	400	159.19
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	50 × 50	0.450	7.57	400	136.26
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	45 × 50	0.450	7.10	400	127.80
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	45 × 45	0.405	6.16	400	99.79
9 ^{eme} étage et TI	40 × 45	0.405	6.16	400	99.79

Tab V.14 : Moment résistant dans les poteaux selon le sens secondaire.

Niveaux	b (m)	Z (m)	A_s /face (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
RDC	55 × 55	0.495	10.3	400	171.07
1 ^{er} et 2 ^{eme} étages	50 × 55	0.450	8.04	400	144.72
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	50 × 50	0.450	7.57	400	136.26
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	45 × 50	0.405	7.10	400	115.02
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	45 × 45	0.405	6.16	400	99.79
9 ^{eme} étage et TI	40 × 45	0.36	6.16	400	88.70

Tab V.15 : Moment résistant dans les poutres principales.

Niveaux	b (m)	Z (m)	A_s (cm ²) /face	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
Tous les niveaux	0.3	0.36	6.88	400	99.07

Tab V.16 : Moment résistant dans les poutres secondaires.

Niveaux	b (m)	Z (m)	A_s (cm ²) /face	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
Tous les niveaux	0.3	0.27	9.24	400	99.79

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tab V.17 : Vérification des zones nodales selon le sens principal.

niveaux	M_n	M_s	$M_n + M_s$ (KN.m)	M_w	M_e	$1.25 (M_w + M_e)$ (KN.m)	observation
1 ^{er} étage	159.19	171.07	330.26	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
2 ^{eme} étage	159.19	159.19	318.38	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
3 ^{eme} étage	136.26	159.19	295.45	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
4 ^{eme} étage	136.26	136.26	272.52	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
5 ^{eme} étage	127.80	136.26	264.06	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
6 ^{eme} étage	127.80	127.80	255.60	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
7 ^{eme} étage	99.79	127.80	227.59	99.07	99.07	247.68	Non vérifiée
8 ^{eme} étage	99.79	99.79	199.58	99.07	99.07	247.68	Non vérifiée
9 ^{eme} étage	99.79	99.79	199.58	99.07	99.07	247.68	Non vérifiée
TI	99.79	99.79	199.58	99.07	99.07	247.68	Non vérifiée

Tab V.18 : Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

niveaux	M_n	M_s	$M_n + M_s$ (KN.m)	M_w	M_e	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	observation
1 ^{er} étage	144.72	171.07	315.79	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
2 ^{eme} étage	144.72	144.72	289.44	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
3 ^{eme} étage	136.26	144.72	280.98	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
4 ^{eme} étage	136.26	136.26	272.52	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
5 ^{eme} étage	115.02	136.26	251.28	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
6 ^{eme} étage	115.02	115.02	230.04	99.79	99.79	249.92	Non vérifiée
7 ^{eme} étage	99.79	115.02	214.81	99.79	99.79	249.92	Non vérifiée
8 ^{eme} étage	99.79	99.79	199.58	99.79	99.79	249.92	Non vérifiée
9 ^{eme} étage	88.70	99.79	188.49	99.79	99.79	249.92	Non vérifiée
TI	88.70	88.70	117.40	99.79	99.79	249.92	Non vérifiée

Remarque

On remarque que la condition du RPA n'est pas vérifiée du niveau 6^{ème} étage jusqu'à la terrasse inaccessible. Donc on augmente la section d'armatures dans les poteaux de 5^{ème} jusqu'au 8^{ème} étage. Pour les deux derniers niveaux la vérification est facultative selon RPA donc on peut les tolérer la non vérification de la condition. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tab V.19 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC	55×55	SPC	6.17	24.2	28.65	4HA16 + 12HA14
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	50×55	SPC	4.60	22	24.12	12HA16
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	50×50	SPC	0.82	20	22.24	8HA16 + 4HA14
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45×50	SPC	1.41	18	22.24	12HA16
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	45×45	SPC	1.84	16.2	22.24	12HA16
9 ^{ème} étage, TI	40×45	SPC	1.53	14.4	18.47	12HA14

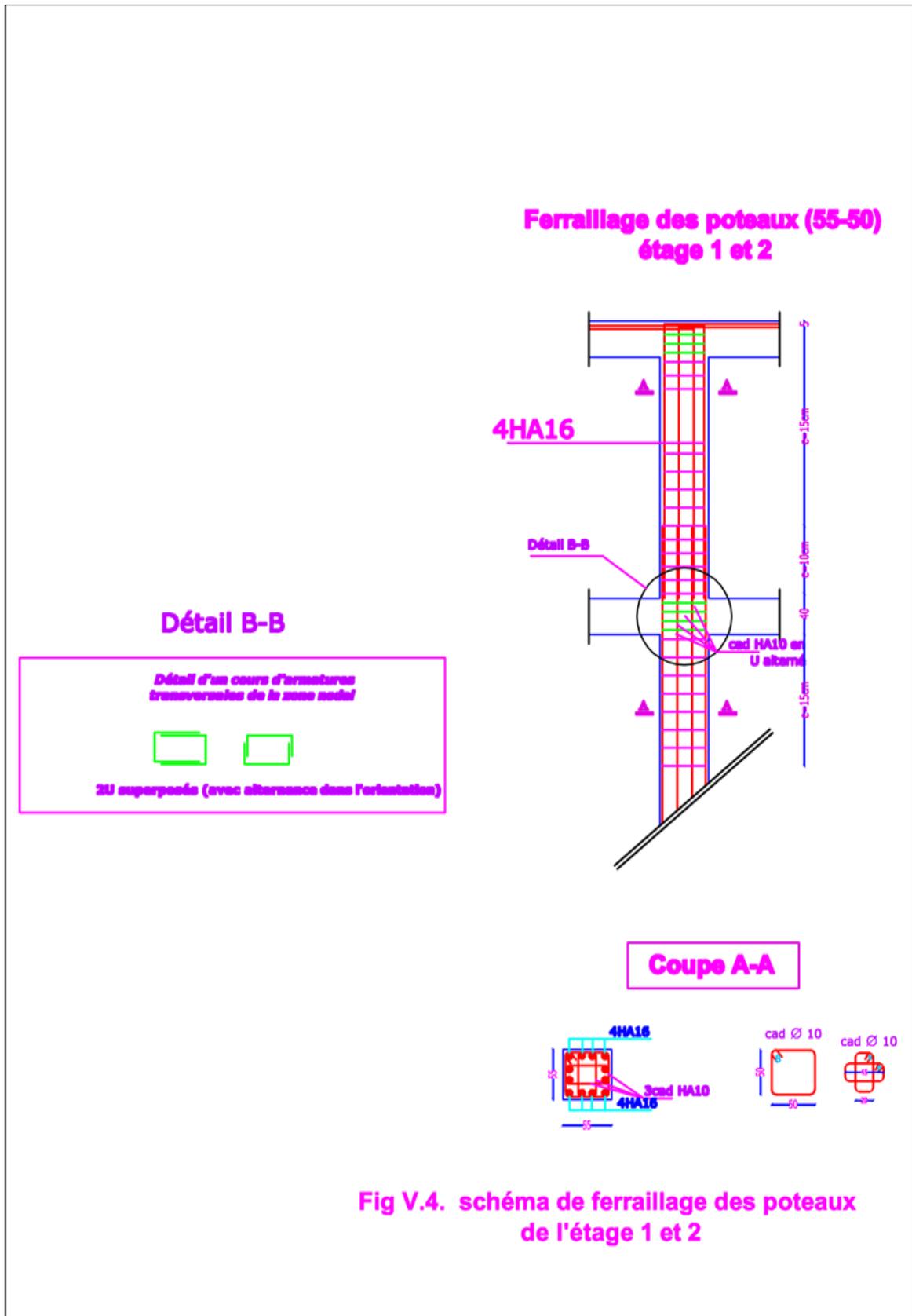
Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont présentés dans les tableaux suivants :

Tab V.20 : Vérification des zones nodales selon le sens principal.

niveaux	M _n	M _s	M _n + M _s (KN.m)	M _w	M _e	1.25(M _w + M _e) (KN.m)	observation
1 ^{er} étage	159.19	171.07	318.38	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
2 ^{ème} étage	159.19	159.19	295.45	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
3 ^{ème} étage	136.26	159.19	272.52	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
4 ^{ème} étage	136.26	136.26	264.06	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
5 ^{ème} étage	127.80	136.26	255.60	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
6 ^{ème} étage	127.80	127.80	330.26	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
7 ^{ème} étage	127.80	127.80	330.26	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
8 ^{ème} étage	127.80	127.80	330.26	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
9 ^{ème} étage	99.79	99.79	199.58	99.07	99.07	247.68	Vérifiée
TI	99.79	99.79	199.58	99.07	99.07	247.68	Vérifiée

Tab V.21 : Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

niveaux	M_n	M_s	$M_n + M_s$ (KN.m)	M_w	M_e	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	observation
RDC	144.72	171.07	315.79	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
1 ^{er} étage	144.72	144.72	289.44	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
2 ^{eme} étage	136.26	144.72	280.98	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
3 ^{eme} étage	136.26	136.26	272.52	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
4 ^{eme} étage	115.02	136.26	251.28	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
5 ^{eme} étage	144.72	171.07	315.79	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
6 ^{eme} étage	144.72	171.07	315.79	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
7 ^{eme} étage	144.72	171.07	315.79	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
8 ^{eme} étage	144.72	171.07	315.79	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
9 ^{eme} étage	88.70	99.79	188.49	99.79	99.79	249.92	Vérifiée
TI	88.70	88.70	117.40	99.79	99.79	249.92	Vérifiée



V.4. ETUDE DES VOILES

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations suivantes :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V.4.1. Recommandation du RPA99 version 2003

- **Armatures verticales** : la section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :
 - Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles.
 - Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
 - Zone tendu : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$
 - Avec : l_t : longueur de la zone tendu. ; e : épaisseur du voile.
 - A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile.
 - Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

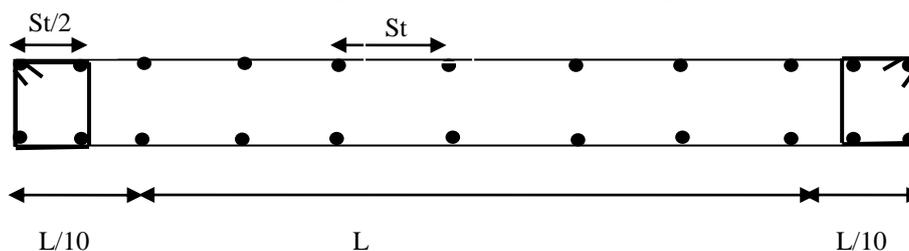


Fig V.5. La disposition des armatures dans les voiles

➤ Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 épingles / m^2

➤ **Règles communes (RPA99/2003 Art 7.7.4.3)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%
- L'espacement des nappes d'armature horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles / m^2 .
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $L/10$ de l'épaisseur du voile.
- Longueurs de recouvrement doit être égale à :

$40\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

$20\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1.1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dues aux moments de renversement.

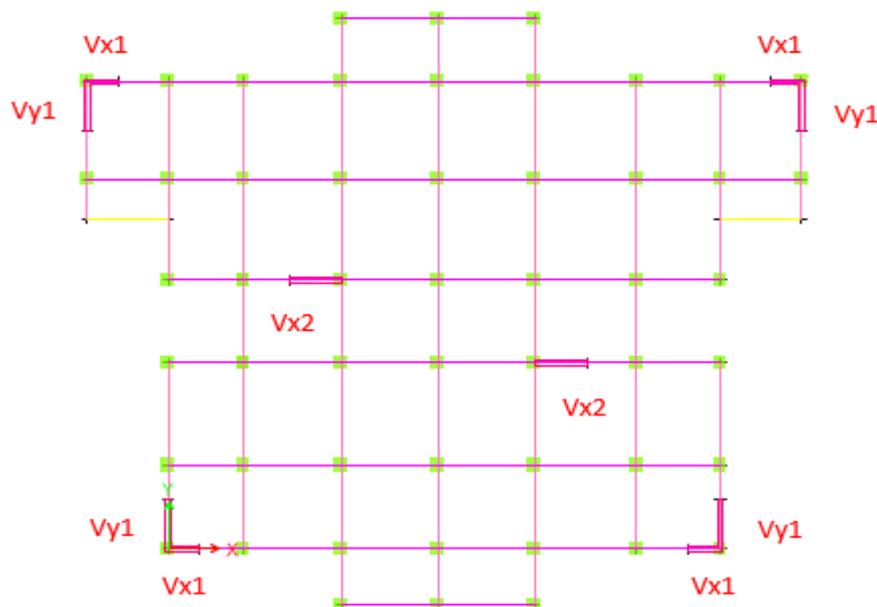


Fig V.6. la disposition des voiles.

V.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du **ETABS** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

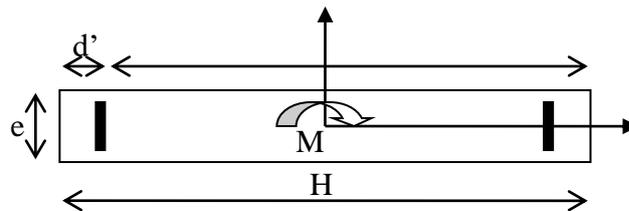


Fig V.7. Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$).

- A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile ($A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$).
- A_v^{\min}/ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue
($A_v^{\min}/\text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t$).
- A_v^{\min}/comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée
($A_v^{\min}/\text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c$).
- A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : Espacement entre armatures.
- ($A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$) : Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{barr} : Nombre de barre adoptée par espacement.
- L_t : Longueur de la zone tendue $L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$
- L_c : longueur de la zone comprimée avec : $L_c = L - 2L_t$

Avec : $\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$; $\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V$

V.4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **ETABS 2016**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.22 : sollicitations maximales dans le voile V_{X2} // à X-X'.

niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	2171.95	38.53	961.94	1250.59	749.69	952.05	433

❖ **Calcul du ferrailage sous N^{\min} et M^{cor} :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2 \text{ m} ; d = 1.97 \text{ m} ; e = 0.20 \text{ m}$$

$$N^{\min} = 749.69 \text{ KN} , M^{\text{cor}} = 952.05 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 1.26 \text{ m} > \frac{L}{2} = 1 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'extérieure de la section.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{749.69 \times 10^{-3}}{2 \times 0.2} + \frac{952.05 \times 10^{-3}}{0.133} \times 1 = 9.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{749.69 \times 10^{-3}}{2 \times 0.2} - \frac{952.05 \times 10^{-3}}{0.133} \times 1 = -5.28 \text{ MPa}$$

⇒ La section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times (d - h/2)$$

$$\Rightarrow M_{uA} = 952.05 + 749.69 \times (1.97 - 2/2) = 1679.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1679.25 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.97^2 \times 18.48} = 0.117$$

$$\mu_{bu} = 0.117 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.156 ; z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.80 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z + f_{st}} = \frac{1679.25 \times 10^{-3}}{1.8 \times 400} = 23.32 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 23.32 \times 10^{-4} - \frac{749.69 \times 10^{-3}}{400} = 4.83 \text{ cm}^2$$

Armature minimales dans tout le voile : selon RPA99/2003

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.15\% \times (e \times L) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.76 \text{ cm}^2$$

Tab V.23 : sollicitations et ferrailage du voile V_{X1} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC	1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} , 6 ^{em} étage	7 ^{em} , 8 ^{eme} étage	9 ^{eme} étage, TI
Section (cm ²)	20×120	20×120	20×120	20×120	20×120	20×120
M (KN.m)	20.57	23.13	13.27	3.46	12.06	6.24
N (KN)	-196.93	29.16	118.64	119.60	44.50	20.32
V (KN)	301.28	98.45	97.70	85.14	65.96	65.25
τ (MPa)	1.80	0.59	0.58	0.51	0.39	0.39
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_{cal}/face$ (cm ²)	3.34	0.13	0	0	0	0
A_{min} (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
σ_1 (MPa)	-1.25	0.60	0.77	0.57	0.44	0.21
σ_2 (MPa)	-0.392	-0.36	0.22	0.43	-0.065	-0.025
Section	SET	SPC	SEC	SEC	SPC	SPC
l_t (m)	1.2	0.45	0	0	0.15	0.13
l_c (m)	0	0.30	1.2	1.2	0.9	0.94
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4.8	1.8	/	/	0.6	1
$N^{barre}/ face$	10HA8	8HA8	/	/	4HA8	4HA10
$A_t^{adopté}$ (cm ²)	5.03	4.02	/	/	2.01	2.01
A_{min}^{comp} (cm ²)	/	0.6	2.4	2.4	1.8	1.4
$N^{barre}/ face$	/	2HA8	10HA8	10HA8	6HA8	6HA8
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	5.03	5.03	5.03	5.03	5.03	5.03
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	2.81	0.92	0.91	0.80	0.61	0.61
A_h^{min} (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
$N^{barre}/ face$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57

Tab V.24 : sollicitations et ferrailage du voile V_{X2} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC	1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} , 6 ^{em} étage	7 ^{em} , 8 ^{eme} étage	9 ^{eme} étage, TI
Section (cm ²)	20×200	20×200	20×200	20×200	20×200	20×200
M (KN.m)	952.05	12.85	12.06	14.44	36.17	60.39
N (KN)	749.69	704.91	627.73	512.66	309.23	86.60
V (KN)	433.61	223.35	179.09	166.30	130.72	83.96
τ (MPa)	1.54	0.79	0.64	0.59	0.46	0.3
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_{cal}/face$ (cm ²)	4.83	0	0	0	0	0
A_{min} (cm ²)	6	6	6	6	6	6
σ_1	9.03	1.85	1.66	1.39	1.04	0.67
σ_2	-5.28	1.6	1.48	1.17	0.5	-0.37
Section	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC
l_t (m)	0.74	0	0	0	0	0.71
l_c (m)	0.52	2	2	2	2	0.58
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2.96	0	0	0	0	2.84
$N^{barre}/ face$	12HA8	/	/	/	/	12HA8
$A_t^{adopté}$ (cm ²)	3.39	/	/	/	/	
A_{min}^{comp} (cm ²)	1.04	4	4	4	4	1.16
$N^{barre}/ face$	3HA8	16HA8	16HA8	16HA8	16HA8	4HA8
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	7.54	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	2.40	1.23	1.00	0.92	0.71	0.47
A_h^{min} (cm ²)	6	6	6	6	6	6
$N^{barre}/ face$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57

Tab V.25 : sollicitations et ferrailage du voile V_{YI} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC	1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} , 6 ^{em} étage	7 ^{em} , 8 ^{eme} étage	9 ^{eme} étage, TI
Section (cm ²)	20×200	20×200	20×200	20×200	20×200	20×200
M (KN.m)	87.58	63.24	43.11	111.84	95.57	57.37
N (KN)	44.99	205.98	267.80	216.84	81.22	22.50
V (KN)	363.45	185.58	169.86	119.77	104.99	60.53
τ (MPa)	1.29	0.66	0.60	0.42	0.37	0.21
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_{cal}/face$ (cm ²)	0.56	0	0	0	2.08	0.45
$A_{min}/face$ (cm ²)	6	6	6	6	6	6
σ_1	0.77	0.99	0.99	1.38	0.92	0.49
σ_2	-0.55	0.04	0.34	-0.30	-0.52	-0.37
Section	SPC	SEC	SEC	SPC	SPC	SPC
l_t (m)	0.83	0	0	0.36	0.72	0.86
l_c (m)	0.34	2	2	1.28	0.56	0.28
A_{min}^{tendu} (cm ²)	3.32	0	0	1.44	2.88	3.44
$N^{barre}/face$	14HA8	/	/	8HA8	12HA8	14HA8
$A_t^{adopté}$ (cm ²)	7.04	/	/	4.02	6.03	7.04
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0.68	4	4	2.56	1.12	0.56
$N^{barre}/face$	2HA8	16HA8	16HA8	8HA8	4HA8	2HA8
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	2.02	1.03	0.94	0.66	0.58	0.33
A_h^{min} (cm ²)	6	6	6	6	6	6
$N^{barre}/face$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57

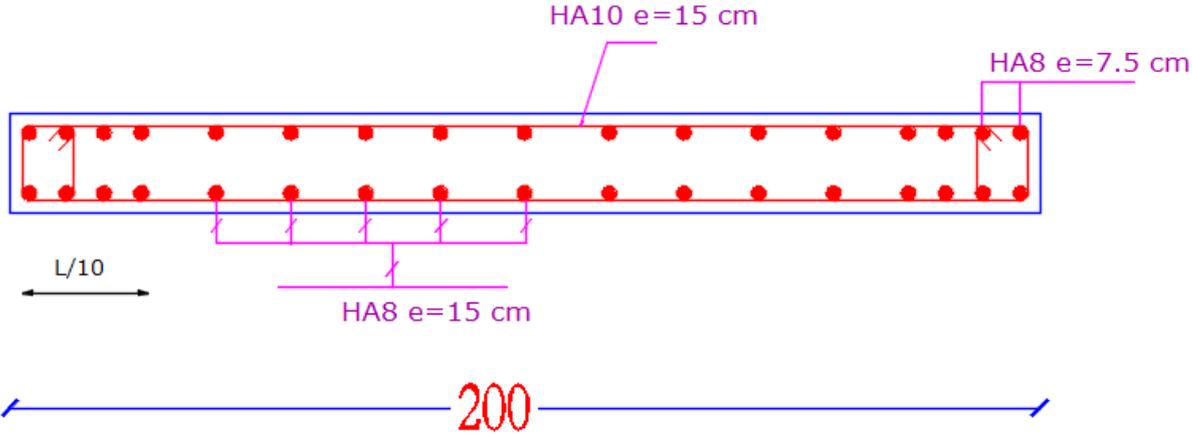


Fig V.8. Schéma de ferrailage du voile Vx2 du 1^{er} et 2^{ème} étage.

V.5. CONCLUSION

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI

Etude des fondations

VI.1. INTRODUCTION

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol, dans de bonnes conditions, les charge d'une construction. Elles doivent être stables, c'est –à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue

VI.2. LES DIFFERENTS TYPES DE FONDATION

Le D.T.U13-12, définit les différents types de fondation en fonction du rapport $\frac{D}{B}$ et qui sont :

- $\frac{D}{B} \leq 6$: fondation superficielle (isolée, filante ou radier générale)
- $6 < \frac{D}{B} < 10$: fondation semi-profonde (puits)
- $\frac{D}{B} \geq 10$: fondation profonde (pieux.....)

Avec :

D : la hauteur de la partie encrée du bâtiment

B : la largeur de la fondation

VI.3. CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Le choix de type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire
- La nature et l'homogénéité
- La capacité portance de terrain de fondation
- La charge totale transmise au sol
- La raison économique
- La facilite de réalisation

Selon le rapport du sol (annexe 1). La contrainte admissible est $\bar{\sigma} = 1.6$ bars, a une profondeur de 2.2m.

VI.4. COMBINAISONS D'ACTIONS A CONSIDERER

D'après le [RPA99 (article 10.1.4.1)], les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$
- ELU

➤ ELS

VI.5. LES VERIFICATIONS DE TYPE DE FONDATIONS

Afin de déterminer le choix de fondation adapter pour notre structure, on procède tout d’abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites on passera au radier générale.

VI.5.1 Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder a une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots(1)$$

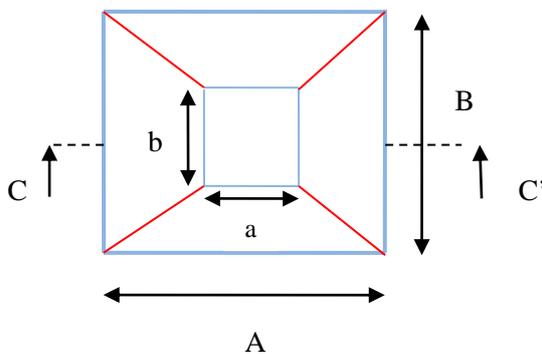


Figure VI.1 : vue en plan de la semelle

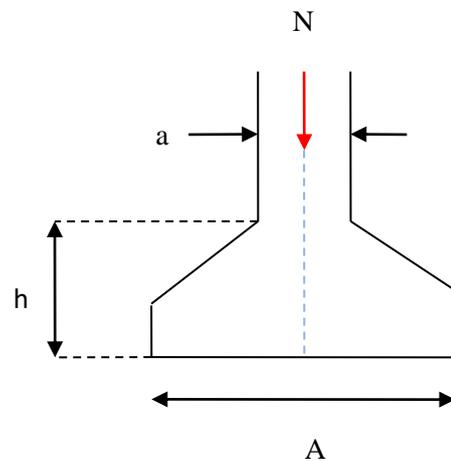


Figure VI.2 : la coupe CC'

On vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : l’effort normal transmis à la base obtenue par la logiciel ETABS 2016, N=1564.94KN

S : surface d’appuis de la semelle, S=A× B

$\overline{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol.

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire condition d’homogénéité :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

a et b : dimensions du poteau a la base

On remplace A dans l’équation (1) on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.55}{0.55} \times \frac{1564.94}{160}} \Rightarrow B \geq 3.13 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.3m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas

VI.5.2 Vérification des semelles filantes

Selon x-x'

En choisissant une semelle filante de largeur B et de longueur L, situé sous le portique numéro 4, formé de 7 poteaux.

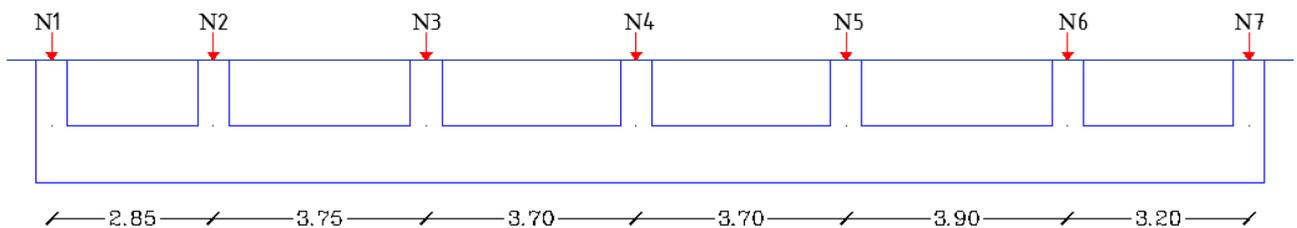


Figure VI.3 : les efforts normaux provenant de chaque poteau de la semelle filante.

La surface totale des semelles est donné par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$

$$\Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} \quad \text{Avec : } N_i : \text{L'effort normal provenant du poteau } \ll i \gg$$

$$\text{On a : } N_1 = 773.28 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1564.94 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1094.85 \text{ KN}$$

$$N_6 = 1320.34 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1963.74 \text{ KN}$$

$$N_7 = 806.55 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1460.47 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 8984.17 \text{ KN} \Rightarrow B \geq \frac{8984.17}{160 \times 21.65} \Rightarrow B \geq 2.58 \text{ m.}$$

L'entraxe minimal entre deux portique est de 2.85m, donc il y a un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas dans ce sens.

Selon y-y'

En choisissant une semelle filante de largeur B et de longueur L, situé sous le portique numéro F, formé de 8 poteaux.

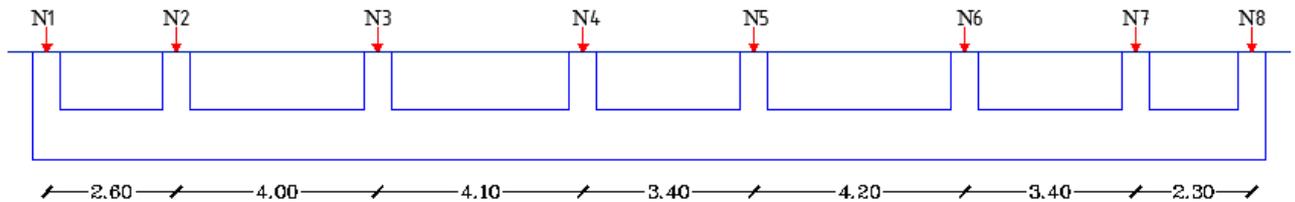


Figure VI.4 : les efforts normaux provenant de chaque poteau de la semelle filante.

La surface totale des semelles est donné par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

$\Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$ Avec : N_i : L'effort normal provenant du poteau « i »

On a :

$N_1 = 956.88 \text{ KN}$	$N_5 = 1827.88 \text{ KN}$
$N_2 = 1299.35 \text{ KN}$	$N_6 = 1315.11 \text{ KN}$
$N_3 = 1480.51 \text{ KN}$	$N_7 = 1167.49 \text{ KN}$
$N_4 = 1564.94 \text{ KN}$	$N_8 = 930.02 \text{ KN}$

$\sum_{i=1}^8 N_i = 10542.18 \text{ KN} \Rightarrow B \geq \frac{10542.18}{160 \times 24.55} \Rightarrow B \geq 2.68 \text{ m}$.

L'entraxe minimal entre deux portique est de 2.30 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas, donc on passe au radier général avec nervures supérieures

VI.5.3 Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol
- Les charges transmises au sol sont importantes
- Les poteaux rapprochés (petite trames)

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels, assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise et la facilité d'exécution.

1. Calcul de la surface du radier

$N = 64520.67 \text{ KN}$ (retirer de l'ETABS 2016)

$S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{bc}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{64520.67}{160} \Rightarrow S_{radier} \geq 403.25 \text{ m}^2$

On peut prendre : $S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} = 480.62 \text{ m}^2$

2. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

• **Condition de coffrage**

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\text{max}} = 4.20\text{m}$)

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{420}{20} \Rightarrow h_r \geq 21 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{420}{10} \Rightarrow h_t \geq 42 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \dots\dots\dots(1)$$

• **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{\text{max}} = \pi/2 \times L_e$$

$$\Rightarrow L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(i)$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \dots\dots\dots(ii)$$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de réaction du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$)

$$\text{On a : } K = \begin{cases} 0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \text{ très mauvais sol} \\ 4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \text{ sol moyen} \\ 12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

b : largeur de la semelle

I : inertie de la semelle

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\text{max}}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.2^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 58 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq 58 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 65 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{De (i) et (ii) : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0.65^3 \times 3.216 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 2.93 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4.2 \leq \frac{\pi}{2} \times 2.93 = 4.6 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3. Dimensions du radier

A partir de ces deux conditions, nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure : $h_t = 65 \text{ cm}$

Hauteur de la table du radier : $h_r = 30 \text{ cm}$

Enrobage : $d' = 5 \text{ cm}$

La surface du radier : $S_{\text{rad}} = 480.62 \text{ m}^2$

VI.6. VERIFICATION NECESSAIRES

VI. 6.1. Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 0.16 \text{ MPa} \quad \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après logiciel **AUTOCAD 2016** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_{xx} = 24220.93 \text{ m}^4 \Rightarrow X_G = 10.95 \text{ m}$$

$$I_{yy} = 23991.04 \text{ m}^4 \Rightarrow Y_G = 10.62 \text{ m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

Sens X-X

Données :

$$N_{\text{ser}} = 64520.67 \text{ KN} ; M_x = 36586.95 \text{ KN.m} ; I_{xx} = 24220.93 \text{ m}^4 ; Y_G = 10.62 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{64.52067}{480.62} + \frac{36.58695 \times 10.62}{24220.93} = 0.150 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{64.52067}{480.62} - \frac{36.58695 \times 10.62}{24220.93} = 0.118 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.150 + 0.118}{4} = 0.142 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{\text{moy}} = 0.142 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 0.16 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon x-x

Sens Y-Y

Données :

$$N_{ser} = 64520.67 \text{ KN} ; M_y = 31592.16 \text{ KN.m} ; I_{yy} = 23991.04 \text{ m}^4 ; X_G = 10.95 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{64.52067}{480.62} + \frac{31.59216 \times 10.95}{23991.04} = 0.149 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{64.52067}{480.62} - \frac{31.59216 \times 10.95}{23991.04} = 0.120 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.149 + 0.120}{4} = 0.142 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{moy} = 0.142 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 0.16 \text{ MPa}$

La contrainte est vérifiée selon y-y

VI. 6.2. Vérification du cisaillement

$$\text{On a : } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1) \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \dots \dots \dots (2) \Rightarrow V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \\ q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

Avec :

N_u : l'effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable (ELU).

$N_u = 88340.97 \text{ KN}$ (extrait de l'ETABS 2016)

$$V_u = \frac{88340.972 \times 4.2}{2 \times 480.62} = 385.99 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_u \times \gamma_b}{b \times 0.07 \times f_{c28}} \Rightarrow d \geq \frac{385.99 \times 10^{-3} \times 1.5}{1 \times 0.07 \times 25} \Rightarrow d \geq 0.33 \text{ m}$$

d'où : $\tau_u = \frac{385.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.5} = 0.77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée donc on n'a pas besoin des armatures transversales.

VI.6.3. Vérification au poinçonnement

Selon le [BAEL99 (article A.5.2.4.2)], il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par l'effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal de calcul

h_t : Hauteur total de la dalle du radier

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

Le poteau le plus sollicité est le poteau (55×55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (a + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.55 + 0.65 = 1.2 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.55 + 0.65 = 1.2 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 4.8 \text{ m}$$

$$\text{Selon } x - x \Rightarrow N = 1963.74 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.8 \times 0.65 \times \frac{25}{1.5} = 2340 \text{ KN}$$

$$\text{Selon } y - y \Rightarrow N = 1827.88 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.8 \times 0.65 \times \frac{25}{1.5} = 2340 \text{ KN}$$

Donc y'a pas risque de poinçonnement.

VI.6.4. Ferrailage du radier général

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier. Le calcul sera mené pour une bande de 1m.

Soit :

G_0 : Le poids propre du radier

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

a) Calcul des sollicitations

$$P_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1.35G_0 \Rightarrow P_u = \frac{88340.972}{480.62} + 1.35 \times 7.5 \Rightarrow P_u = 193.93 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + G_0 \Rightarrow P_s = \frac{64520.67}{480.62} + 7.5 \Rightarrow P_s = 141.74 \text{ KN/m}^2$$

Les longueurs du panneau le plus sollicité sont :

$$\begin{cases} L_x = 3.9 - 0.55 = 3.35 \text{ m} \\ L_y = 4.1 - 0.55 = 3.55 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans deux sens.}$$

b) Evaluation des moments

• L'état limite ultime (ELU)

$$\begin{cases} \rho = 0.94 \\ U = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annex} \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{\text{ox}} = \mu_x \times P_u \times L_x^2 \\ M_{\text{oy}} = \mu_y \times M_{\text{ox}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{\text{ox}} = 0.0419 \times 193.93 \times 3.35^2 = 91.19 \text{ KN.m} \\ M_{\text{oy}} = 0.864 \times 91.19 = 78.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_{\text{ox}} = 68.39 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_{\text{oy}} = 59.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -45.59 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -39.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **L'état limite de service (ELS)**

$$\begin{cases} \rho = 0.94 \\ U = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annex } \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.906 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times P_s \times L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 0.0491 \times 141.74 \times 3.35^2 = 78.10 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.906 \times 78.10 = 70.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_{ox} = 58.57 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_{oy} = 53.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -39.05 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -35.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

• **Calcul de A_{min}**

$$\left. \begin{matrix} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.94}{2}\right) \times 100 \times 30 = 2.47 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \text{ pour les FeE500} \\ 0.0008 \text{ pour les FeE400} \\ 0.0012 \text{ pour les FeE215} \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tab VI.1 : Ferrailage du radier.

Localisation	sens	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
En travée	x-x	68.39	4.14	4.62	3HA14
	y-y	59.09	3.42	4.62	3HA14
En appui	x-y	45.59	2.64	3.08	2HA14

• **L'ELS**

1. Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab VI.2 : Vérification des contraintes du béton et l'acier.

Localisation	sens	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	x-x	58.57	9.62	15	Vérifiée
	y-y	53.07	8.72	15	Vérifiée
En appui	x-y	39.05	7.59	15	Vérifiée

2. État limite d'ouvertures des fissures

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = (0.5f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 164.97 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab VI.3 : Vérifications d'état limite d'ouverture des fissures.

Localisation	sens	M _{ser} (KN.m)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Observation
En travée	x-x	58.57	545.21	164.97	Non vérifiée
	y-y	53.07	493.72	164.97	Non vérifiée
En appui	x-y	39.05	538.51	164.97	Non vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab VI.4 : Les nouvelles sections d'acier opté à l'ELS.

Localisation	sens	β(10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
En travée	x-x	4.87	0.38	15.06	15.71	5HA20
	y-y	4.41	0.36	13.56	15.71	5HA20
En appui	x-y	3.25	0.31	9.77	10.05	5HA16

3. Vérification des espacements

$$\text{Selon x-x : } S_t = 15 \text{ cm} \leq \begin{cases} \min(1.5 h_r ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\ \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Selon y-y : } S_t = 15 \text{ cm}$$

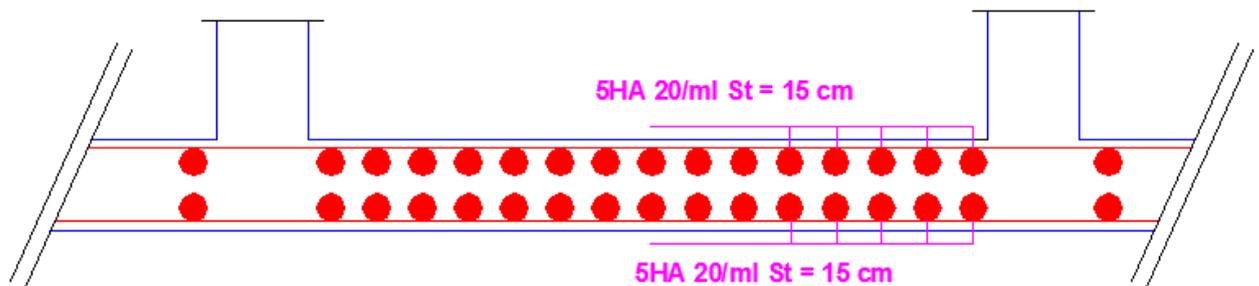


Figure VI.5 La coupe transversale du radier

VI.7. ÉTUDE DES NERVURES

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de rupture comme indiqué sur la figure ci-après :

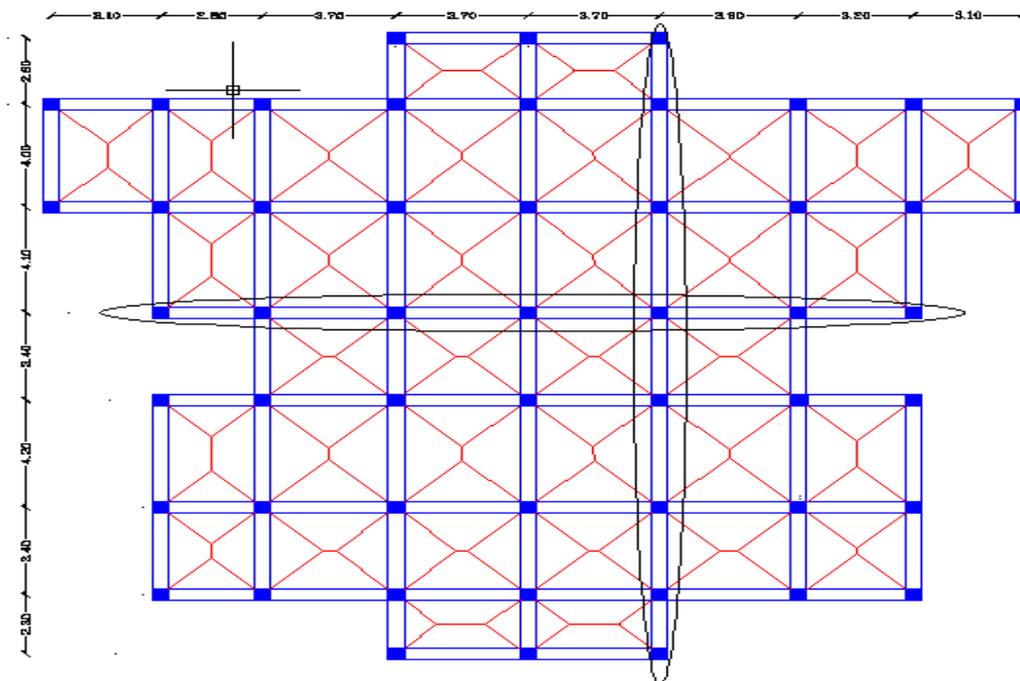


Figure VI.6 Ligne de rupture des nervures

On distingue deux types de charges :

- Charges triangulaires.
- Charges trapézoïdales.

Afin de simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties

• **Charge triangulaires**

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \dots\dots\dots \text{dans le cas d'une charge triangulaire par travée}$$

$$q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} \dots\dots\dots \text{dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée}$$

Remarque

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

• **Charge trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) \times l_{xd} \right] \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} \quad \text{et} \quad \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

VI.7.1. Calcul des sollicitations revenant sue le radier

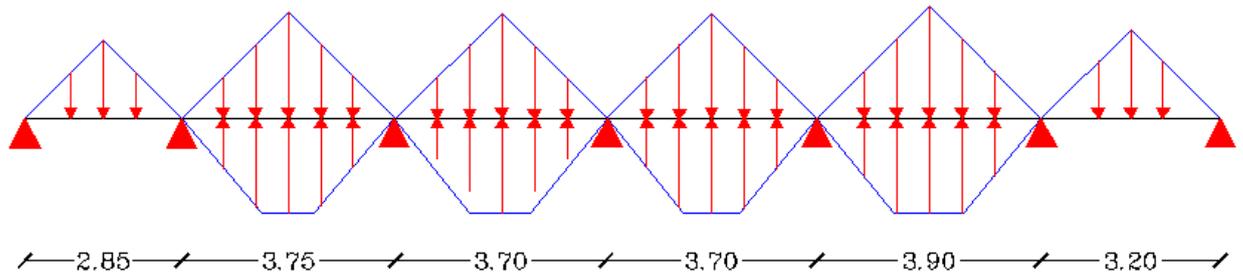
Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

a) Moment aux appuis

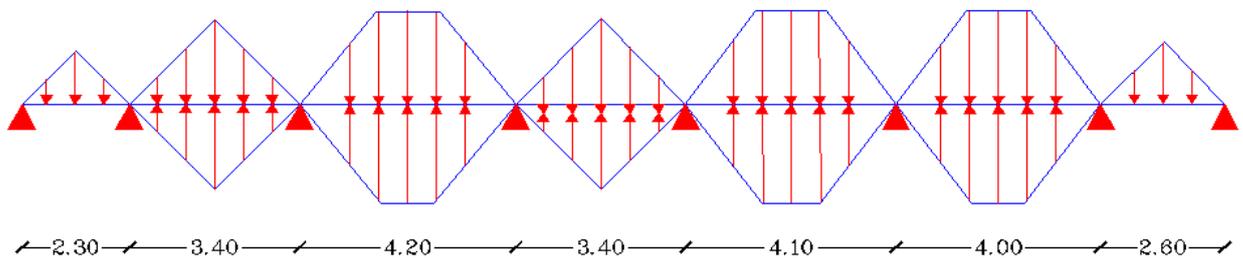
$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad \text{avec : } l' = \begin{cases} 1 \\ 0.8 \times 1 \end{cases}$$

b) Moment aux appuis

$$M_t = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} M_0(x) = \frac{P \times x}{2} (1 - x) \\ x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} \end{cases}$$



FigureVI.7 La distribution des charges selon X-X



FigureVI.8 La distribution des charges selon Y-Y

Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée

$q_u = 193.93 \text{ KN/m}^2$

$q_s = 141.74 \text{ KN/m}^2$

Tab VI.5 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.

sens	travées	L(m)	$q_m(\text{KN})$	$M_g(\text{KN})$	$M_d(\text{KN.m})$	$X_0(\text{m})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	V(KN)
X-X	A-B	2.85	82.42	0	-78.76	1.76	79.05	127.7	145.08
	B-C	3.75	218.48	-78.76	-157.00	1.97	383.05	502.92	430.51
	C-D	3.70	218.70	-157.00	-228.40	1.94	373.40	567.80	423.89
	D-E	3.70	218.70	-228.40	-225.43	1.85	374.25	601.17	405.40
	E-F	3.90	229.60	-225.43	-244.68	1.97	436.47	671.64	452.66
	F-G	3.20	93.73	-244.68	0	0.784	88.79	273.50	226.43
Y-Y	A-B	2.60	74.34	0	-59.12	1.61	59.34	95.85	119.38
	B-C	4.00	238.13	-59.12	-184.78	2.13	474.19	600.28	507.67
	C-D	4.10	243.35	-184.78	-324.34	2.19	508.96	768.28	523.91
	D-E	3.40	200.40	-324.34	-247.45	1.59	288.30	576.75	363.29
	E-F	4.20	248.54	-247.45	-259.61	2.11	548.01	801.58	529.83
	G-H	3.40	200.40	-259.61	-111.32	1.48	284.83	479.79	384.29
	H-I	2.30	64.64	-111.32	0	0.41	24.62	116.52	122.73

Tab VI.6 : Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.

sens	travées	L(m)	q _v (KN)	M _g (KN)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
X-X	A-B	2.85	60.24	0	-57.56	1.76	57.78	93.33
	B-C	3.75	159.68	-57.56	-114.75	1.97	280.26	367.87
	C-D	3.70	159.85	-114.75	-166.94	1.94	272.92	415.01
	D-E	3.70	159.85	-166.94	-164.77	1.85	273.54	439.40
	E-F	3.90	167.81	-164.77	-178.84	1.97	319.01	490.89
	F-G	3.20	68.51	-178.84	0	0.78	64.90	199.91
Y-Y	A-B	2.60	54.33	0	-43.21	1.60	43.21	70.06
	B-C	4.00	174.05	-43.21	-135.05	2.13	346.59	438.74
	C-D	4.10	177.86	-135.05	-217.49	2.16	372.59	551.13
	D-E	3.40	146.46	-217.49	-180.85	1.63	211.24	411.20
	E-F	4.20	181.66	-180.85	-190.37	2.11	400.55	586.18
	G-H	3.40	146.46	-190.37	-83.63	1.49	208.27	352.00
	H-I	2.30	47.25	-83.63	0	0.38	17.25	87.05

Tab VI.7 : Sollicitations max de la nervure dans les deux sens

Sens	Localisation	Appuis	Travée
X-X	M _u (KN.m)	244.68	671.64
	M _s (KN.m)	178.84	490.89
	V _u (KN)	452.66	
Y-Y	M _u (KN.m)	259.61	801.58
	M _s (KN.m)	190.37	586.18
	V _u (KN)	529.83	

VI.7.2. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

a) Détermination de la largeur b

On a :

$$h = 0.65 \text{ m} ; \quad h_0 = 0.30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.55 \text{ m} ; \quad d = 0.60 \text{ m}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots\dots\dots(\text{CBA Art 4.1.3})$$

Sens X-X

$$\frac{b - 0.55}{2} \leq \min(1.95 ; 0.23) \Rightarrow b \leq 1.01$$

Soit b = 90 cm

Sens Y-Y

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{10} ; \frac{L_y^{\min}}{2}\right)$$

$$\frac{b - 0.55}{2} \leq \min(0.39 ; 1.15) \Rightarrow b \leq 1.33$$

Soit b = 120 cm

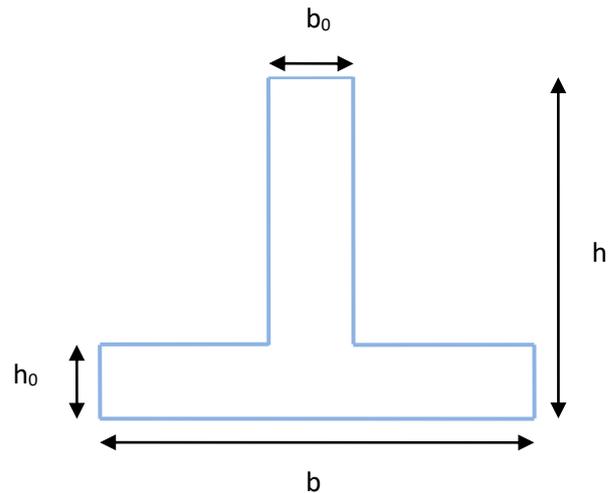


Figure VI.9 Schéma des nervures.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab VI.8 : Résultats de ferrailage des nervures.

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{opté} (cm ²)
X-X	Travée	671.64	31.15	6.52	8HA25	39.27
	Appui	-244.68	10.56		4HA20	12.57
Y-Y	Travée	801.58	38.17	8.69	8HA25	39.27
	appui	-259.61	11.23		4HA20	12.57

b) Armatures de peau

Comme les nervures présentent une grande hauteur, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le [CBA93 (Art A.7.3)], leur section est d'un moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction, donc : A_{peau} = 3 × 0.65 = 1.95 cm²

Soit : 2HA12 = 2.26 cm² .

c) Vérification nécessaires

- **Vérification a l'ELU**

Les efforts tranchants

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Selon le sens x-x : $\tau_u = \frac{452.66 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.60} = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

Selon le sens y-y : $\tau_u = \frac{529.83 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.60} = 0.73 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

• **Vérification a l'ELS**

État limite de compression du béton

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tab VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Localisation	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
X-X	Travée	490.89	3.80	15	Vérifiée
	Appui	178.84	5.16	15	Vérifiée
Y-Y	Travée	586.18	9.22	15	Vérifiée
	appui	109.37	2.66	15	Vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures

Tab VI.10 : Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

Sens	Localisation	M _{ser} (KN.m)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Observation
X-X	Travée	490.89	105.09	164.97	Vérifiée
	Appui	178.84	256.70	164.97	Non vérifiée
Y-Y	Travée	586.18	279.74	164.97	Non vérifiée
	appui	109.37	155.53	164.97	Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tab VI.11 : Les nouvelles sections d'acier opté à l'ELS.

sens	Localisation	β(10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	Choix des barres	A _{adop} (cm ² /ml)
X-X	Travée	/	/	31.15	8HA25	39.27
	Appui	3.29	0.31	13.48	6 HA 20	18.85
Y-Y	Travée	8.22	0.74	64.74	5HA32+5HA25	64.75
	Appui	/	/	11.23	5HA20	15.71

d) Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(18.6; 55; 20) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 18.6 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 16 \text{ mm}$$

e) Emplacement des aciers transversaux

Soit 4HA8 = 3.14 cm² (cadre entourant les barres des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux)

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(54; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

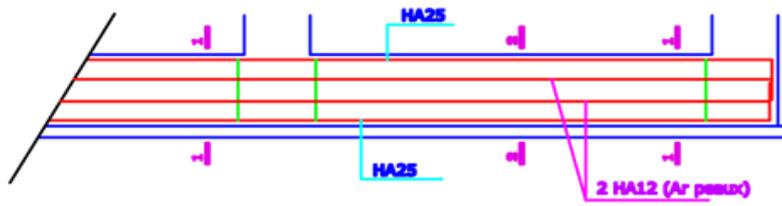
$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.55} = 36.54 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.9 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 400}{0.55 [0.83 - 0.3 \times 2.1]} = 1.03 \text{ cm}$$

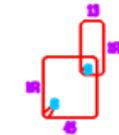
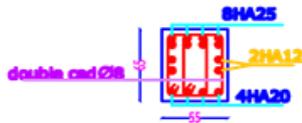
Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Ferrailage des nervures

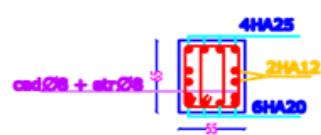
Sens X-X



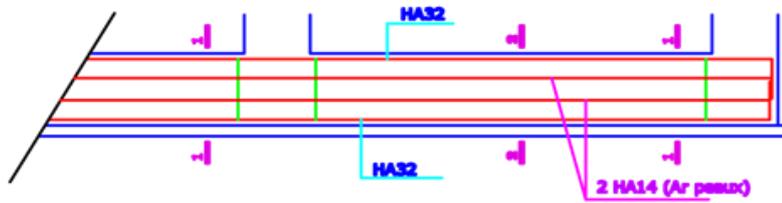
Coupe 2-2



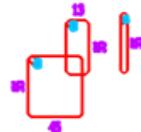
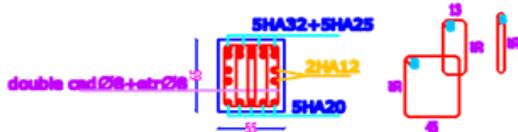
Coupe 1-1



Sens Y-Y



Coupe 2-2



Coupe 1-1

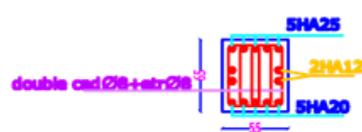


Fig VI.10. schéma de ferrailage des nervures dans les deux sens

VI.8. Etude de voile périphérique

Selon le RPA 99 version 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, il doit satisfaire aux conditions suivantes :

Épaisseur $\geq 15\text{cm}$

Les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux

Dimensionnement des voiles

La hauteur $h = 2.20\text{ m}$

La longueur $L = 4.20\text{ m}$

L'épaisseur $e = 15\text{ cm}$

- **Caractéristique de sol :**

Poids spécifique $\gamma h = 20\text{ KN/m}^3$

Ongle de frottement $\phi = 19^\circ = 0.3325\text{ rad}$

Cohésion $c = 0.18\text{ KN/m}^2$

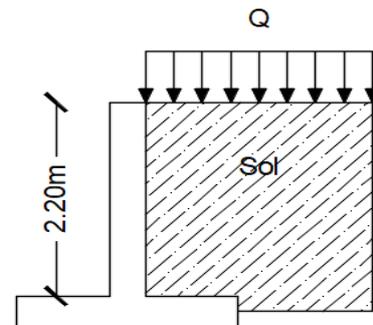


Figure VI.11 Schéma d'un voile périphérique.

Remarque : pour plus de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle est favorable et elle disparaît à long terme

Evaluation des charges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 22.08\text{ KN/m}$$

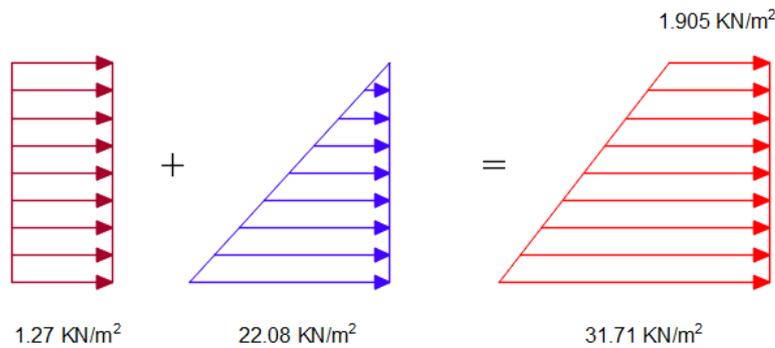
- **Surcharges accidentelle : $q = 2.5\text{ KN/m}^2$**

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 1.27\text{ KN/m}$$

Ferraillage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle plane sur quatre appuis uniformément chargée l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU



FigureVI.12 diagramme des contraintes à ELU.

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.2 \text{ m} \quad L_y = 4.2 \text{ m} \quad E_p = 0.15 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.52 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 31.71 + 1.905}{4} = 24.26 \text{ KPa}$$

$$q_u = \sigma_{ref} \times 1 \text{ ml} = 24.26 \text{ KPa}$$

$$\rho \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0918 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 10.78 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 2.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 9.16 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 2.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_{tx} = 0.5 M_{0x} = 5.39 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.5 M_{0x} = 5.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les section d'armatures sont récapitulée dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec } A_{min} = \frac{0.23 b d f_{c28}}{400} \dots \text{condition exigée par RPA.}$$

Tab VI.12 : section de ferrailage.

		M_u (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
En travée	xx	9.16	0.038	0.048	0.127	2.07	1.57	4HA12=4.52	25
	yy	2.29	0.009	0.011	0.129	0.51	1.57	4HA12=4.52	25
En appui		5.39	0.022	0.027	0.128	1.21	1.57	4HA10=3.14	25

Condition de non fragilité

$$F_{e400} \rightarrow \rho_0 = 0.0008 \quad e \geq 12cm$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 0.15 = 1.2cm^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e = 1.39cm^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0.1f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = 2.5MPa$$

A L'ELS

$$\sigma_{min} = Q = 1.27 \frac{KN}{m} \quad ; \quad \sigma_{max} = G + Q = 23.35 \frac{KN}{m}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 23.25 + 1.27}{4} = 17.75 \text{ KPa}$$

$$q_s = \sigma_{ref} \times 1ml = 17.75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment en travées } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 6.99KN.m \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 28.55KN.m \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis } \begin{cases} M_{tx} = 0.5M_{0x} = 3.49 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.5M_{0y} = 3.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification de l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63MPa$$

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

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

Tab VI.13 : vérification des contraintes à ELS.

		$M_{ser}(\text{KN. m})$	$I(\text{cm}^4)$	$y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	obv
En travée	xx	6.99	136.19	11.30	0.076	15	20.82	201.63	vérifiée
	yy	28.55	136.19	11.30	0.029	15	8.16	201.63	
En appui		3.49	80.94	8.69	0.058	15	20.87	201.63	vérifiée

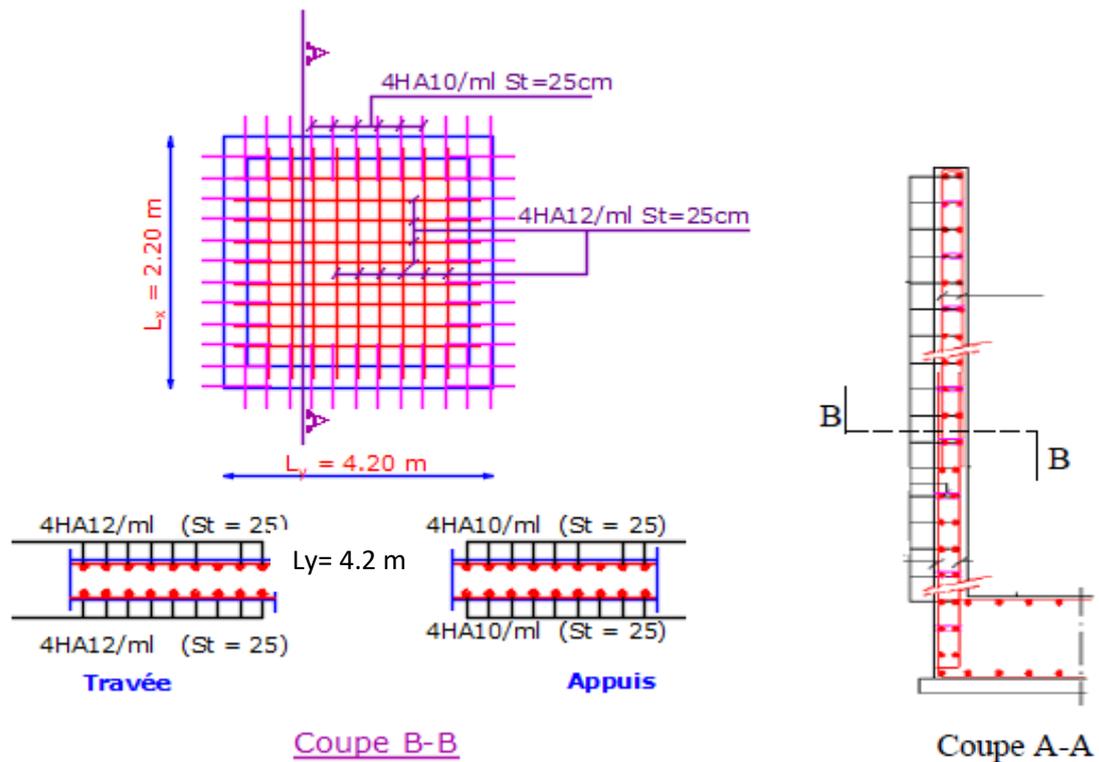


Figure VI.13 Schéma du ferrailage du voile périphérique.

VI.9. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier : 30 cm

$$\text{Sections des nervures : } \begin{cases} \text{sens } x - x & (b \times h) = (65 \times 90) \text{ cm}^2 \\ \text{sens } y - y & (b \times h) = (65 \times 120) \text{ cm}^2 \end{cases} .$$

Conclusion

CONCLUSION GENERALE

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances Concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ❖ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soient ils ou structuraux
- ❖ 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 " .
- ❖ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ❖ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.
- ❖ D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Bibliographie

Bibliographie

- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

- ❖ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 99).

- ❖ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).

- ❖ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciels

- ❖ Etabs V2016.
- ❖ AUTO-CAD V2014.
- ❖ EXCEL 2016.
- ❖ WORD 2016.

Annexes

Annexe I

les valeurs des coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de poisson ν , pour des dalles rectangulaires librement appuyées sur son contour

$\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0.20$		$\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1094	0.250	0.1115	0.293	0.70	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.250	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.250	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.250	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.250	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.250	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.250	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.250	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.250	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.250	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.250	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.250	0.0969	0.382	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.250	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.250	0.0945	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.250	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.250	0.0921	0.420	0.85	0.0509	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.279	0.0885	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.192	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.60	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1	0.0368	1.000	0.0442	1.000

ANNEXE II

Caractéristiques générales												
Installation		en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31				Alimentation				collective (à senser) sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture normale trafic intense		
Nombre de faces de service		simple accès				Portes automatiques						
Distance mini entre niveaux		255 cm										
Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN cuvette local des machines		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Symbolisé attribué par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés
 (autorisation n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81201 et
 accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de citer des valeurs précises, par le caractère d'un document général.
 S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre
 contact avec votre Coordinateur Solélix national.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de portq	Dimensions de gare	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
	1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	190 220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
	1,50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320	
1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
	1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
5,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données dans la documentation T 30-300. ACVF = ascenseur sans vis de fréquence, Dy MV = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. TD 2 = Transaxial. Les profondeurs de cuvette en largeur sont données dans la documentation T 30-300. Dy MV = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. TD 2 = Transaxial. Les profondeurs de cuvette en largeur sont données dans la documentation T 30-300. TD 2 = Transaxial. Les profondeurs de cuvette en largeur sont données dans la documentation T 30-300.

Annexe III
Table de PIGEAUD

**M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$
au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension**

$Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

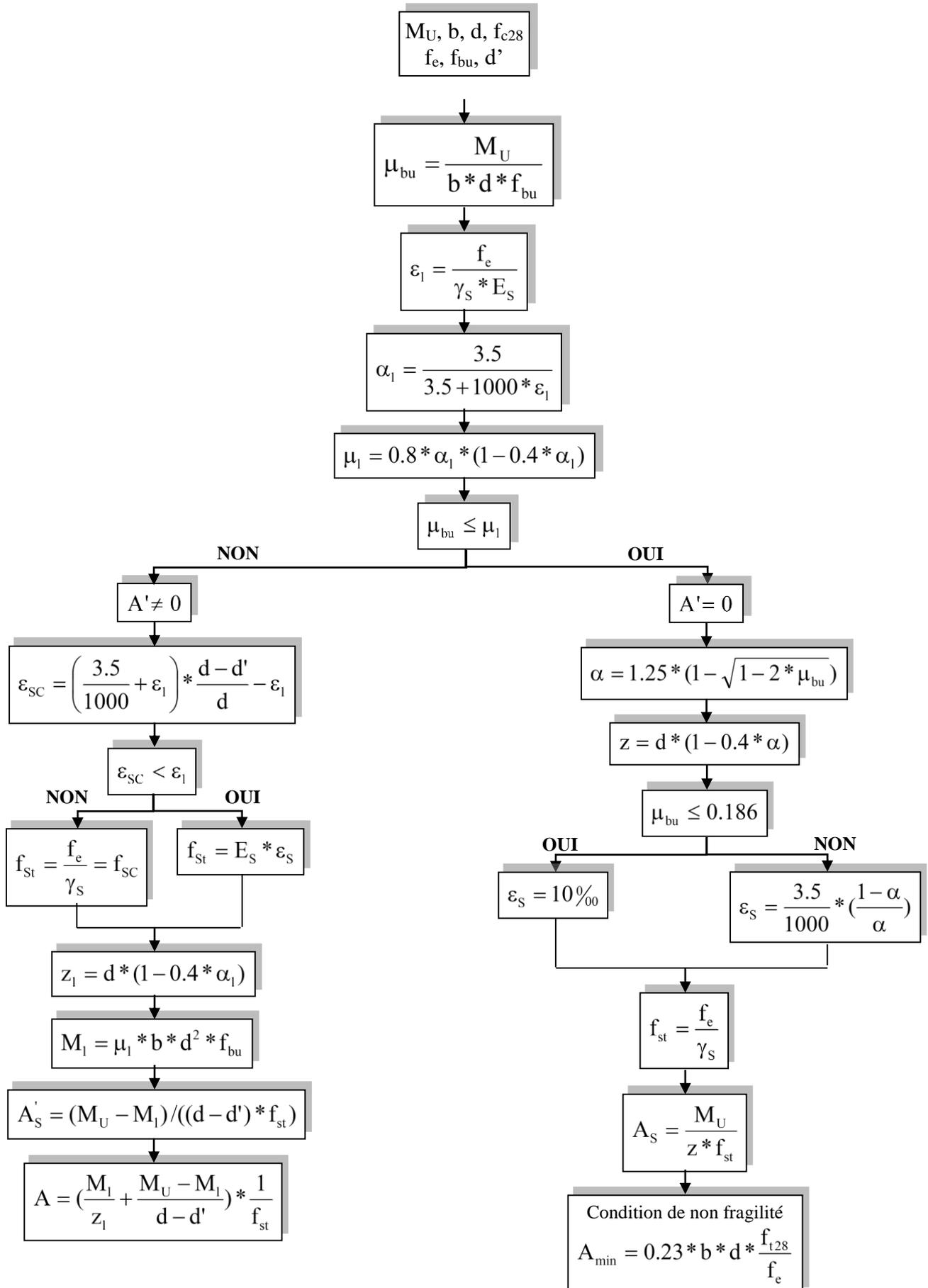
	u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	v/ly											
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.041	0.043	0.038	0.035	0.032

Tableau des Armatures
(en cm²)

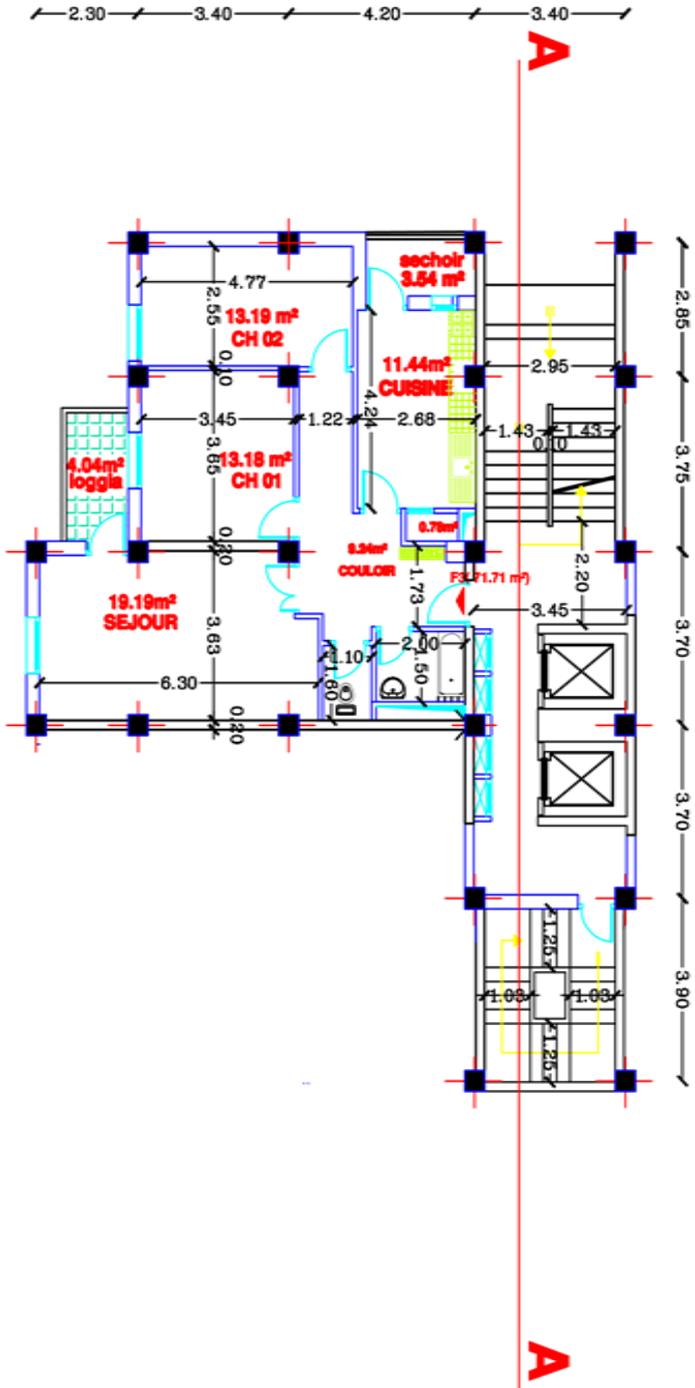
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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

Flexion simple : Section rectangulaire

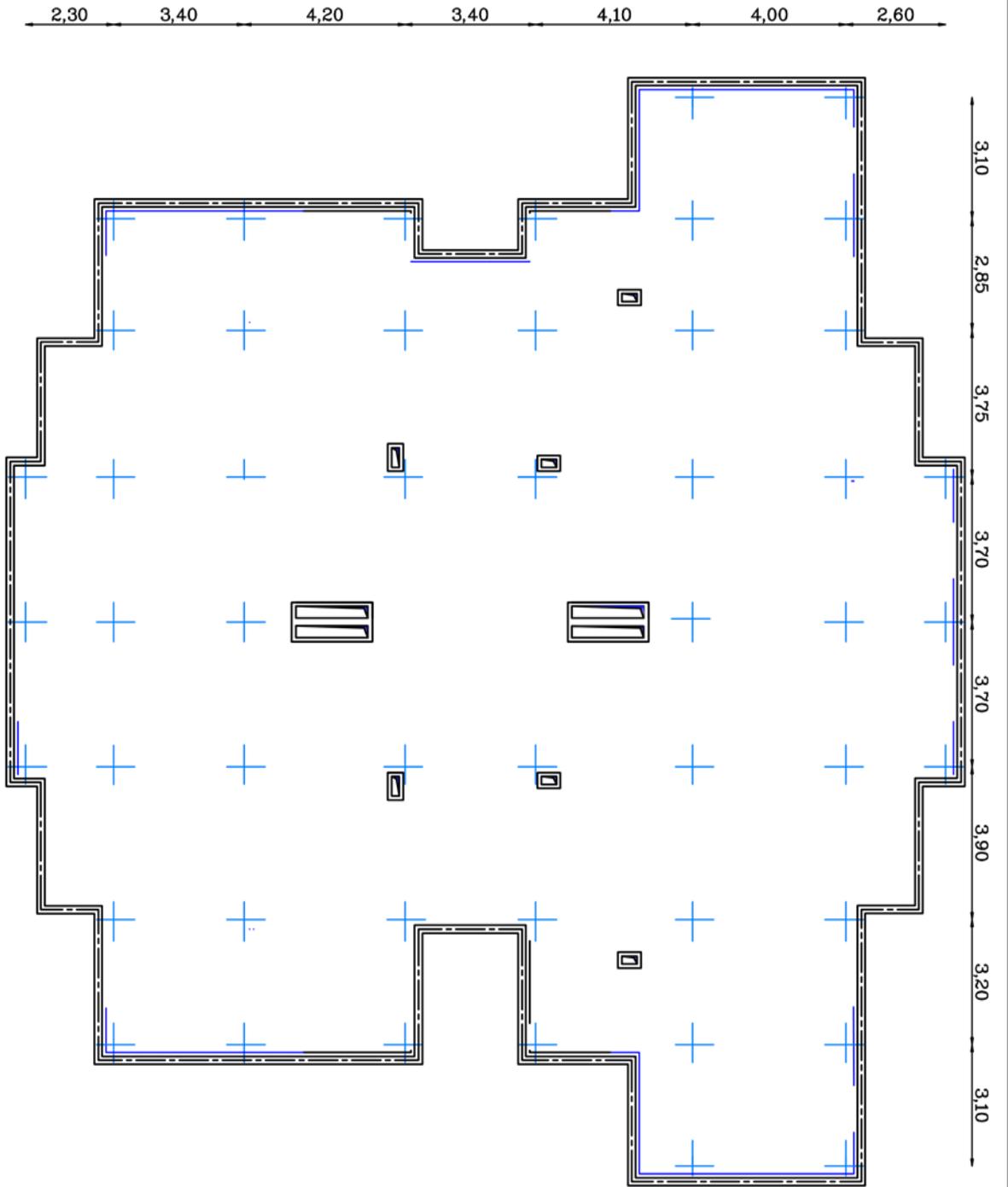
Calcul à l'ELU



PLAN DE LOGEMENT (R+10) NIV +1.02



PLAN DE TORTURE



Résumé

*Le but de ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commerciale contenant (**RDC + 10 étages**) qui a été implantée à **Ain Bessam**, wilaya de **BOUIRA** classée comme une zone de moyenne sismicité **zone (IIa)**.*

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système mixte.

*Le dimensionnement et le calcul de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (**CBA93, BAEL99 et RPA99 version 2003**).*

*L'étude dynamique a été menée suivant la méthode d'analyse modale spectrale basée sur les éléments finis (**ETABS**).*

Le système de fondation adopté est un radier nervuré qui a été dimensionné et calculé.

Abstract

*The aim of this projects at the design of a building for both use living and commercial, it is composed of a (**ground floor + 10floors**) which has been implemented in **Ain Bessam; BOUIRA** located, classified as a medium seismicity **zone (IIa)**.*

A portal shear wall bracing system ensure the structural strength against vertical and horizontal loads.

*Sizing and calculation of all resistance elements were been established according to the Algerian rules (**CBA93, BAEL91/99 and RPA99 version 2003**).*

*The dynamic study was being conducted following the spectral modal analysis based on the finite element method through the software (**ETABS**).*

Foundation system chosen was ribbed raft, that been designed and calculated